

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

LEP
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ÉTUDES

SUJET

**PARKING
R+{}+SOUS-SOL
VOILES PORTIQUES**

Proposé par :
B.E.C.P.VA

Étudié par :
A. BOULEGHMANE
Y. NIMOUR

Dirigé par :
M. GUIGOVA

PROMOTION : **JAN 86**

Ministere de l'enseignement Superieur وزارة التعليم العالي
Ecole Nationale Polytechnique المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Departement Genie-Civil دائرة الهندسة المدنية
Promoteur : M^{me} GUIGOVA الموجهة

Eleves Ingenieurs: BOULEGHMANE.A
NIMOUR.Y

الموضوع : هذا المشروع يخص حساب عناصر المقاومة لعمارة موجرة لاستقبال السيارات، ويحتوي على طابق تحت سطح الأرض، أخرااضي وثمانية طوابق علوية. يرى انجازه ببلدية الابيار (ولاية الجرائر) وهي منطقة متوسطة الزلزال.

SUJET : Ce projet consiste en un calcul des elements résistants d'un bâtiment à usage de parking (voiles-portiques) R+8, S.S dont l'implantation est envisagée dans la commune d'El-biar, zone de moyenne sismicité. Son calcul a été fait selon le règlement parasismique Algerien (RPAB1)

Subject : This project consists of designing the resisting elements of an eight story parking building supported by bearing walls and portal frames; this building will be set up at El-biar wich is located in an aerea of average seismicity. The analysis has been made according to the aseismic code (RPAB1)

REMERCIEMENTS

NOUS TENONS A REMERCIER VIVEMENT NOTRE
PROMOTEUR M^{ME} GUIGOVA
POUR NOUS AVOIR GUIDE DANS NOTRE
TRAVAIL ET ILLUMINE PAR SES
PRECIEUX CONSEILS
SANS OUBLIER
TOUS LES ENSEIGNANTS
QU'ON A EU DURANT NOTRE
LONGUE FORMATION .

ASSOCIES
de B.V

المدسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

DEDICACE

ON DEDIE CE MODESTE
MEMOIRE
A
TOUS
CEUX
QUI
A NOS YEUX
SONT CHERS

ASSOCIES
de
B . V

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

SOMMAIRE

	Pages
I INTRODUCTION	1
II CALCUL des ELEMENTS :	5
acrotère	
Dalles	
Poutres secondaires	
III ETUDE PSEUDO-DYNAMIQUE	27
IV ETUDE SISMIQUE	36
V ETUDE au VENT	38
VI DISTRIBUTION des EFFORTS	41
dans les REFENDS	
VII CALCUL des DEFORMATIONS	45
VIII ETUDE des PORTIQUES	47
IX SUPERPOSITION des SOLLICITATIONS	59
X FERRAILLAGE des :	64
VOILES	
POUTRES	
POTEAUX	
XI CALCUL des FONDATIONS	85
VOILE PERIPHERIQUE	
LONGRINES	
ANNEXES	

CHAP I

Présentation de l'ouvrage :

L'objet de notre étude est basé sur le calcul des éléments résistants d'un bâtiment R+8 avec S.S, à usage de parking.

Nous passons d'un niveau à un autre en empruntant des rampes latérales et centrale et en passant par un niveau intermédiaire.

Notre bâtiment sera implanté à El-biar qui est classé comme zone de moyenne sismicité par le R.P.A (ZONE II).

Caractéristiques géométriques :

L'ossature du bloc à réaliser est constituée de voiles et portiques

Par ailleurs le contreventement est assuré par voiles dans les deux sens.

Longueur du bâtiment	$L = 35.50$ m
largeur du bâtiment	$l = 25.60$ m
Hauteur totale	$H_t = 28.80$ m (y compris l'acrotère)
hauteur d'étage	$h_e = 2.80$ m.

Plancher :

Notre structure comporte un seul type de plancher pour tous les niveaux idem pour les rampes : plancher dalle pleine.

Cage d'escalier et d'ascenseur :

la cage d'escalier sera réalisée par voile - portiques.

la cage d'ascenseur sera réalisée par des voiles uniquement.

Remarque :

la saillie ne dépasse pas la dimension réglementaire.

Caracteristiques des matériaux

1. Béton : on a un béton dosé à 350 kg/m³ de ciment CPA 325

Pour un m ³ de béton	800 l	gravillon
	400 l	sable
	350 l	ciment CPA 325
	175 l	eau

Contrainte de compression admissible : Art 7.4. CCBA 68.

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28}$$

- avec
- α : dépend de la classe de ciment utilisée (CPA 325) $\rightarrow \alpha = 1$.
 - β : dépend de l'efficacité du contrôle $\rightarrow \beta = 5/6$.
 - γ : dépend du rapport entre l'épaisseur de l'élément et le granulat $\rightarrow \gamma = 1$.
 - δ : dépend de la nature de la sollicitation \rightarrow C.S : 0.3 et f.S : 0.6.
 - ϵ : 1 dans le cas de la C.S toute section et section rectangulaire en f.S ou f.C avec traction.

Compression simple : - sous SP₁ $\rightarrow \bar{\sigma}'_{b_0} = 68.5 \text{ kg/cm}^2$.

- sous SP₂ $\rightarrow \bar{\sigma}'_{b_0} = 102.8 \text{ #}$

flexion simple ou flexion composée avec section rectangulaire

- sous SP₁ $\rightarrow \bar{\sigma}'_b = 137.0 \text{ kg/cm}^2$.

- sous SP₂ $\rightarrow \bar{\sigma}'_b = 205.5 \text{ #}$

Contrainte de traction de référence : Art 9.5. CCBA 68.

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_{28}$$

avec θ : dépend de la résistance nominale du béton : $\theta = 0.018 + \frac{2.1}{\sigma'_{28}} = 0.0258$.

- sous SP₁ $\rightarrow \bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ kg/cm}^2$.

- sous SP₂ $\rightarrow \bar{\sigma}_b = 8.8 \text{ #}$

Contrainte de compression admissible pour les murs armés :

$$\bar{\sigma}'_b = e'_b \cdot \sigma'_{28} \quad \text{avec} \quad e'_b = \min \begin{cases} 0.45 \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot \delta \\ 0.5 \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \beta \end{cases}$$

avec $\alpha = \frac{a - 10 \cdot e/3}{a}$; a : épaisseur du mur.
 $e = \max(1 ; \frac{l_t}{300}) = 1 \rightarrow \alpha = 0.833$.

$\beta = \frac{1}{1 + 2(\lambda/100)^2}$; $\lambda = \frac{l_t \cdot \sqrt{12}}{a} = 39.84 \rightarrow \beta = 0.759$.

δ : dépend de la qualité du béton (moyenne) $\rightarrow \delta = 0.85$.
 $\rightarrow \delta = 1.10$.

$$e'_b = \min(0.342 ; 0.288) = 0.288 \rightarrow \bar{\sigma}'_{b_0} = 78 \text{ kg/cm}^2$$

2

2. Aciers :

Rondslisses : nuance Fe E 24 avec $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$
— sous SP₁ → $\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{en} = 1600 \text{ \#}$
— sous SP₂ → $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ \#}$

Haute adhérence : nuance Fe E 40 A

$\phi \leq 20$ ($\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$)
— sous SP₁ → $\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$
— sous SP₂ → $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ \#}$
 $\phi > 20$ ($\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$)
— sous SP₁ → $\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{en} = 2667 \text{ \#}$
— sous SP₂ → $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4000 \text{ \#}$

Treillis soudé :

$\phi \leq 6 \text{ mm}$ → $\sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi > 6 \text{ mm}$ → $\sigma_{en} = 4500 \text{ \#}$

Contraintes de traction :

Imposées par la condition de non fissuration du béton (Art 4.3. CCBA 68)
la valeur à considérer pour $\bar{\sigma}_a$ est limitée à la plus grande des
valeurs suivantes :

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f}$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \sigma_b}$$

avec

K : coefficient dépendant des conséquences de fissuration

η : \# de fissuration

ϕ : diamètre (mm) de la plus grosse barre.

$\tilde{\omega}_f$: pourcentage de fissuration avec $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$.

Prédimensionnement :

Le prédimensionnement des voiles, poteaux et poutres formant l'ossature de notre bâtiment sera celui que stipule les règles parasismiques Algériennes (RPA).

voiles :

l'épaisseur du voile doit satisfaire les conditions ci-dessous :

- Art 4.3.1.2 RPA
- . $t \geq 15 \text{ cm}$ en zone II
 - . $t \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right) = 14 \text{ cm}$
- ou h_e : hauteur d'étage (2.80m)
 t : épaisseur du voile
 l : longueur minimale du voile (2.60m)

On prendra $t = 20 \text{ cm}$

Art 4.3.1.1 RPA :

Ne sont considérés comme voiles de contreventement que les voiles satisfaisant aux conditions :

- . $l \geq \frac{h_e}{2}$
 - . $l \geq 5t$
- Vérfifiées.

Poteaux :

2 types : (40 x 50), (40 x 60)

Art 4.2.1.1 RPA

les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- . $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone I et II
 - . $\frac{1}{3} \leq b/h \leq 3$
 - . $\text{Min}(b, h) \geq h_0/20$
- Vérfifiées

Poutres :

2 types : (40 x 50), (40 x 60)

Art 4.2.1.2 RPA

les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous :

- . $b \geq 20 \text{ cm}$ en zone I et II
 - . $h \geq 30 \text{ cm}$
 - . $h/b \leq 3$
 - . $b_{\text{max}} \leq 1.5 h + b_1$
- Vérfifiées

EVALUATION des Charges et Surcharges :

Acrotère :

$$e_1 = 10 \text{ cm}$$
$$h_1 = 60 \text{ cm}$$

$$G_1 = 0.150 \text{ t/ml}$$
$$P_1 = 0.100 \text{ \#}$$

$$e_2 = 10 \text{ cm}$$
$$h_2 = 90 \text{ cm}$$

$$G_2 = 0.225 \text{ t/ml}$$
$$P_2 = 0.100 \text{ \#}$$

Plancher terrasse non accessible (sauf entretien) :

. gravillons (protection + étanchéité)	: 0.05×1500	$G = 0.495 \text{ t/m}^2$ $P = 0.100 \text{ \#}$
. multicouche	:	
. béton de pente	: 0.05×2200	
. dalle pleine en béton armé	: 0.12×2500	

Plancher courant :

. dalle pleine en b.a	: 0.15×2500	$G = 0.435 \text{ t/m}^2$ $P = 0.250 \text{ \#}$
. mortier de ciment	: 0.03×2000	

Plancher du 1^{er} étage :

. mortier de ciment	: 0.03×2000	$G = 0.491 \text{ t/m}^2$ $P = 0.250 \text{ \#}$
. dalle pleine en b.a	: 0.15×2500	
. isolation thermique en liège	: 0.04×400	
. enduit en ciment	: 2.00×20	

Plancher rez-de-chaussée :

. carrelage	: 2.50×16	$G = 0.570 \text{ t/m}^2$ $P = 0.400 \text{ \#}$
. mortier de pose	: 2.00×20	
. cloisons	:	
. dalle pleine en b.a	: 0.15×2500	
. enduit en ciment	: 2.00×20	

Plancher sous-sol :

. carrelage	: 2.50×16	$G = 0.530 \text{ t/m}^2$ $P = 0.400 \text{ \#}$
. mortier de pose	: 2.00×20	
. cloisons	:	
. dalle pleine en b.a	: 0.15×2500	

CHAP II

CALCUL DE L'ACROTÈRE

On assimile l'acrotère à une console encadrée au niveau du plancher terrasse.
 au niveau de la section dangereuse (encastrement) on a les efforts suivants :

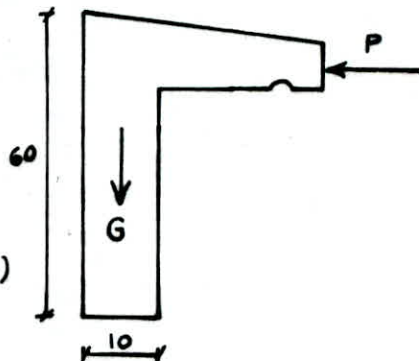
2 types — $e_1 = 10 \text{ cm}$; $h_1 = 60 \text{ cm}$
 — $e_2 = 10 \text{ cm}$; $h_2 = 90 \text{ cm}$
 $l = 100 \text{ cm}$ (1 bande de 4m).

x (e_1 , h_1)

pois propre : $G_1 = 1 \cdot 0,10 \times 0,60 = 2,50 = 0,15 \text{ t/ml}$

surchage (due à la main courante) : $1,2 \cdot P = 0,12 \text{ t/ml}$

On calculera une section rectangulaire (100x10)
 soumise à la flexion composée.



Effort normal : $N_1 = G_1' = 0,15 \text{ t}$

moment flechissant : $M_1 = 1,2 P h_1 = 0,072 \text{ tm}$

$$e_0 = M/N_1 = 0,48 \text{ m}$$

$$e_1 = h_1/6 = 0,016 \text{ m}$$

→ S.P.C

moment résistant du béton : $M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b \alpha (1 - \alpha/3) b h^2 \rightarrow M_{rb} = 1,60 \text{ tm}$

moment fictif : $M_f = M_1 + N_1 (h_1/2 - d) \rightarrow M_f = 0,14 \text{ tm}$

$M_f \ll M_{rb} \rightarrow$ les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

Calcul des aciers tendus :

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,012$$

$$K = 87$$

$$\epsilon = 0,9510$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 0,68 \text{ cm}^2 ; A = A_1 - N_1/\bar{\sigma}_a = 0,63 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 5 T6 (1,41 cm}^2\text{) espacés de 20 cm.}$$

- condition de non fragilité (Art 52.CCBA68)

$$A \geq 0,69 b \cdot h \bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_{cm} = 0,97 \text{ cm}^2$$

Vérifiée.

- Vérification au séisme :

On doit vérifier que l'acrotère est capable de résister au séisme.

$F_p = Z I C_p W_p$ où W_p : poids de l'élément = G_1'

$$A_{II}^2 = 0,15 ; A_{III}^2 = 0,25 ; Z = A_{II}^2 / A_{III}^2 = 0,6$$

$$I = A_{II}^2 / A_{III}^2 = 1 ; C_p = 0,8$$

$$F_p = 0,6 = 1 \times 0,8 \times 0,15 = 0,072 \text{ t} < 1,2 P = 0,12 \text{ t}$$

le séisme étant vérifié \rightarrow on maintient notre ferrailage.

- Effort tranchant :

$$T - M/2 < 0 \rightarrow \text{l'armature n'est soumise à aucune traction.}$$

PLANCHER

I - Présentation :

Les Planchers des différents niveaux sont constitués de dalles pleines reposant sur quatre côtés. Le coffrage des planchers est identique, mis à part celui du sous-sol. Les panneaux de dalles reposent soit sur les poutres principales et (ou) secondaires.

- A - Calcul des dalles :

La méthode de détermination des efforts dans les panneaux est celle du CCBA-68 ; le rapport $\beta = l_x/l_y$ étant supérieur ou égal à 0,40. Les moments isostatiques s'écrivent :

$$M_x = \frac{q \cdot l_y^2}{8K} ; M_y = \frac{q \cdot l_x^2}{8 \cdot K} ; K = 1 + \left(\frac{l_x}{l_y}\right)^2 + \left(\frac{l_y}{l_x}\right)^2$$

Pour tenir compte de la continuité des dalles (sur plusieurs côtés), nous répartissons ces moments entre travée et appuis d'une manière forfaitaire avec :

Panneau de rive	Panneau intermédiaire.
- En travée : $M_t = 0,9 \cdot M_{iso}$	$M_t = 0,85 \cdot M_{iso}$
- Sur appui : $M_A = 0,7 \cdot M_{iso}$	$M_A = 0,5 \cdot M_{iso}$

ceci pour respecter : $M_t + \frac{M_w + M_s}{2} \geq 1,25 \cdot M$
L'effort tranchant sera calculé avec :

$$T_x = \frac{q \cdot l_x}{2} \cdot \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} ; T_y = \frac{q \cdot l_y}{2} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

- Coffrage : (voir annexe P1)

Panneau I ;	$l_x = 2,80 \text{ m}$;	$l_y = 6,20 \text{ m}$;	$\beta = 0,45$
Panneau II ;	$l_x = 2,60 \text{ m}$;	$l_y = 6,20$;	$\beta = 0,42$
Panneau III ;	$l_x = 2,60 \text{ m}$;	$l_y = 3,80 \text{ m}$;	$\beta = 0,68$
Panneau IV ;	$l_x = 2,80 \text{ m}$;	$l_y = 3,80 \text{ m}$;	$\beta = 0,74$

A.II - Calcul des efforts dans les dalles :

Plancher terrasse :

Panneau	$q_G \text{ t/m}$	$q_S \text{ t/m}$	$q_0 + 17q_s$	K'	$M_x \text{ tm}$	$M_y \text{ tm}$	$M_{tx} \text{ tm}$	$M_{ty} \text{ tm}$	$M_{A \text{ max}} \text{ tm}$	$T_x^{(k)}$	$T_y^{(k)}$
I	0,495	0,100	0,615	6,11	0,49	0,10	0,387	0,064	0,24	0,66	0,06
II	"	"	"	6,86	0,43	0,07	0,387	0,066	0,30	0,62	0,05
III	"	"	"	3,63	0,31	0,14	0,27	0,13	0,22	0,53	0,17
IV	"	"	"	3,39	0,33	0,19	0,26	0,16	0,16	0,54	0,22

Planchers courants

Panneau	q_a (t/ml)	q_s (t/ml)	$q_a + 1,2q_s$	M_x (t.m)	M_y (t.m)	M_{tx} (t.m)	M_{ty} (t.m)	M_a^{max} (t.m)	T_x (t)	T_y (t)
I	0,435	0,25	0,78	0,62	0,12	0,49	0,08	0,31	1,05	0,10
II	//	//	//	0,60	0,10	0,49	0,08	0,38	0,98	0,07
III	//	//	//	0,39	0,18	0,35	0,16	0,27	0,83	0,27
IV	//	//	//	0,41	0,23	0,33	0,20	0,21	0,84	0,34

Plancher 1^{er}:

Panneau	q_a (t/ml)	q_s (t/ml)	$q_a + 1,2q_s$	M_x (t.m)	M_y (t.m)	M_{tx} (t.m)	M_{ty} (t.m)	M_a^{max} (t.m)	T_x (t)	T_y (t)
I	0,491	0,25	0,836	0,66	0,13	0,53	0,09	0,33	1,12	0,10
II	//	//	//	0,59	0,10	0,53	0,09	0,41	1,05	0,08
III	//	//	//	0,42	0,19	0,38	0,17	0,29	0,89	0,29
IV	//	//	//	0,44	0,24	0,35	0,22	0,22	0,90	0,36

Plancher RDC

Panneau	q_a (t/ml)	q_s (t/ml)	$q_a + 1,2q_s$	M_x (t.m)	M_y (t.m)	M_{tx} (t.m)	M_{ty} (t.m)	M_a^{max} (t.m)	T_x (t)	T_y (t)
I	0,571	0,40	1,05	0,83	0,17	0,66	0,11	0,41	1,41	0,13
II	//	//	//	0,74	0,13	0,66	0,11	0,51	1,32	0,10
III	//	//	//	0,53	0,24	0,47	0,22	0,37	1,12	0,36
IV	//	//	//	0,56	0,31	0,44	0,27	0,28	1,13	0,45

Plancher sous-sol

Panneau I : $l_x = 2,70$ m ; $l_y = 6,30$ m ; $g = 0,43$; $K = 6,63$

Panneau II : $l_x = 6,10$ m ; $l_y = 6,30$ m ; $g = 0,97$; $K = 3,00$

Panneau III : $l_x = 3,90$ m ; $l_y = 6,10$ m ; $g = 0,64$; $K = 3,85$ (Panneau V)

Panneau IV : $l_x = 2,90$ m ; $l_y = 3,90$ m ; $g = 0,74$; $K = 3,36$

Panneau	q_a (t/ml)	q_s (t/ml)	$q_a + 1,2q_s$	M_x (t.m)	M_y (t.m)	M_{tx} (t.m)	M_{ty} (t.m)	M_a^{max} (t.m)	T_x (t)	T_y (t)
I	0,60	0,40	1,08	0,81	0,15	0,73	0,13	0,53	1,41	0,11
II	//	//	//	1,79	1,67	1,52	1,42	0,90	1,75	1,59
III	//	//	//	1,30	0,53	1,17	0,45	0,91	1,80	0,47
IV	//	//	//	0,61	0,34	0,55	0,31	0,43	1,20	0,49
V	//	//	//	1,30	0,53	1,11	0,45	0,65	1,80	0,47

A. II Calcul des aciers Pour le Plancher terrasse: e = 12 cm.

- Moment résistant du béton: $M_{rB} = \frac{1}{2} \cdot \bar{\sigma}_b \cdot \alpha \cdot (1 - \alpha/3) \cdot b \cdot h^2$

$\alpha = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_b}{15 \cdot \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_a} = 0,42$; $b = 100 \text{ cm}$; Aciers $\phi \leq \frac{e}{10} = 1,2 \text{ cm}$; $d \geq 2 \text{ cm}$.

$\gamma = 0,86$; $h = h_T - (d + \phi/2)$ avec des $\phi = 6 \text{ mm}$.

$M_{rB} = \frac{1}{2} \cdot 157 \cdot (1 - \frac{0,42}{3}) \cdot 0,42 \cdot 9,7^2 \cdot 100 = 2,34 \text{ tm} > M_{ext}$

- En travée: $M_{tx} = 0,387 \text{ tm}$.

$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\gamma \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{0,387 \cdot 10^5}{0,86 \cdot 9,7 \cdot 2800} = 1,66 \text{ cm}^2$; soit 6T6/m $\rightarrow A_{tx} = 1,69 \text{ cm}^2$
 $\rightarrow e_s = 15 \text{ cm}$

$M_{ty} = 0,16 \text{ tm}$; $A_{ty} = \frac{0,16 \cdot 10^5}{0,86 \cdot 9,7 \cdot 2800} = 0,69 \text{ cm}^2$ soit 5T6 $\rightarrow A_{ty} = 1,41 \text{ cm}^2$
 $\rightarrow e_s = 20 \text{ cm}$.

- Sur appuis : $M_A = 0,30 \text{ tm}$

$A_A = \frac{0,30 \cdot 10^5}{0,86 \cdot 9,7 \cdot 2800} = 1,26 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T6/m \rightarrow A_A = 1,41 \text{ cm}^2$
 $e_s = 20 \text{ cm}$.

Vérfications :

- Condition de non fragilité :

- $1,69 \text{ cm}^2 > A_x \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 9,7 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,94 \text{ cm}^2 = A_z$

- $A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a}$ est donc vérifiée

- $A_y = 1,41 \text{ cm}^2 > A_z$

- Contraintes :

- En travée :

$\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 1,69}{100 \cdot 9,7} = 0,174$; $\mu = 0,0244$; $\mu' = 0,0951$.

$\sigma_b = \frac{0,387 \cdot 10^5}{0,0951 \cdot 100 \cdot 9,7} = 43,25 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$

$\sigma_a = \frac{0,387 \cdot 10^5 \cdot 15}{0,0244 \cdot 100 \cdot (9,7)^2} = 2508 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$.

même vérifications sur appui et en travée dans le sens Ly.

- Adhérence :

on vérifie: $\bar{\sigma}_d = \frac{I}{n \cdot P \cdot \bar{z}} \leq \bar{\sigma}_d = 2,5 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 21,75 \text{ kg/cm}^2$.

$\bar{z} = 7/8 h = 7/8 \cdot 9,7 = 8,49 \text{ cm}$; $P = \pi \phi = \pi \cdot 0,6 = 1,9 \text{ cm}$.

$T = 0,66 \text{ t} \rightarrow \bar{\sigma}_d = 8,18 \text{ kg/cm}^2$.

{ }

- fissuration:

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,69}{4,6 \cdot 100} = 3,67 \cdot 10^{-3}$$

$$\eta = 1,6; \phi = 6 \text{ mm}; \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2; K = 1,6 \cdot 10^6$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{6} \cdot \frac{3,67 \cdot 10^{-3}}{1 + 10 \cdot 3,67 \cdot 10^{-3}} = 1416 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{6}} = 3687 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = 3687 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min\left(\frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}; \sigma_f\right) = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

- flèche:

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{12}{260} = 0,046 > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_{tx}}{M_x} = \frac{1}{20} \cdot \frac{0,487}{0,49} = 0,039 \text{ Vérifié}$$

$$\frac{A}{b \cdot h} = \frac{1,69}{100 \cdot 9,7} = 0,0017 < \frac{20}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,0047 \text{ Vérifié}$$

- Effort tranchant:

$$\text{On vérifie: } \bar{\tau}_b = T/b \cdot z \leq 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{0,66 \cdot 10^3}{100 \cdot 78 \cdot 9,7} = 0,78 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

- Plancher courant: $e = 15 \text{ cm}$.

- Aciers:

$$\text{- Sens Porteur: } M_x = 0,46 \text{ tm}; A_x^* = \frac{0,46 \cdot 10^5}{0,86 \cdot 2800 \cdot (12,4)^2} = 1,64 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 6 \text{ TG/ml} - (1,69 \text{ cm}^2) \rightarrow e = 15 \text{ cm}.$$

- Sens répartiteur:

$$A_{ty} = 5 \text{ TG/ml} \text{ soit } 1,41 \text{ cm}^2; e = 20 \text{ cm}$$

- Sur appuis:

$$A_n = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ TG/ml}.$$

- Vérifications:

- Les différentes conditions citées précédemment sont vérifiées.

$$\text{- Poinçonnement: } \sigma_b = \frac{1,5 \cdot Q}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b.$$

$$h_t = 15 \text{ cm}; P_c = 10 + (7,5 + 2) = 25 \text{ cm}; Q = 2 \text{ t}$$

$$\sigma_b = \frac{1,5 \cdot 2 \cdot 10^3}{25 \cdot 15 \cdot 4} = 2 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \cdot 5,9 = 7,08 \text{ kg/cm}^2.$$

- Plancher 1^{er} étage : $e = 15 \text{ cm}$.
 - sens porteur : 7T6/ml $\rightarrow (1,97 \text{ cm}^2)$
 - sens repartiteur : $A_y = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T6/\text{ml}$ $e_s = 20 \text{ cm}$
 - Sur appuis : 5T6/ml $\rightarrow (1,41 \text{ cm}^2)$; $e_s = 20 \text{ cm}$.

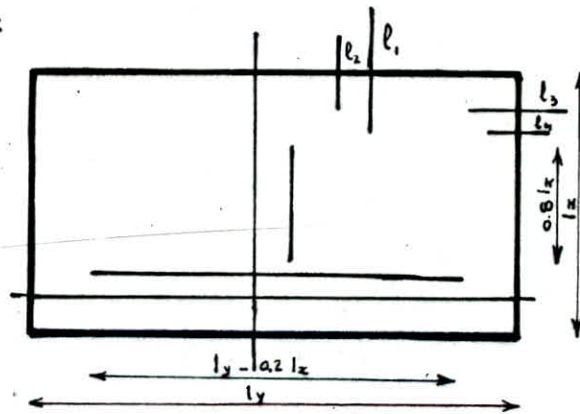
Même vérifications que précédemment.

- Plancher RDC : $e = 15 \text{ cm}$.
 - sens porteur : $A_{tx} = 3,01 \text{ cm}^2$; 6T8/ml. $e_s = 45 \text{ cm}$.
 - sens repartiteur : $A_{ty} = 1,41 \text{ cm}^2$; 5T6/ml $e_s = 20 \text{ cm}$.
 - sur appuis : $A_n = 2,51 \text{ cm}^2$; 5T8/ml $e_s = 20 \text{ cm}$.

Nous renforcerons le ferrailage au niveau des ouvertures.

- Plancher sous-sol : $e = 20 \text{ cm}$
 - sens porteur : $A_{tx} = 3,44 \text{ cm}^2$; 5T10/ml ; $e_s = 20 \text{ cm}$.
 - sens repartiteur : $A_{ty} = 3,41 \text{ cm}^2$; 5T10/ml ; $e_s = 20 \text{ cm}$
 - sur appuis : $A_n = 1,72 \text{ cm}^2$; 5T8/ml ; $e_s = 20 \text{ cm}$.

Arrêt des barres :



- Arrêt des barres inférieures dans le sens de la petite portée :

On arrête une barre sur deux, la barre arrêtee a une longueur de $0,8 l_x$.

- Arrêt des barres inférieures dans le sens de la plus grande portée :

On arrête une barre sur deux, la barre arrêtee a une longueur de $l_y - 0,2 l_x$.

- Arrêt des barres supérieures dans les deux sens :

la longueur des barres arrêtees est déterminée par :

$$l_{i,s} = \begin{cases} \max(l_d, 0,2 l_x) & \text{si } M_{ax}(y) \geq 0,5 M_{tx}(y) \\ \max(l_d, 0,15 l_x) & \text{si } M_{ax}(y) = 0,3 M_{tx}(y) \\ \max(l_d, 0,1 l_x) & \text{si } M_{ax}(y) = 0,15 M_{tx}(y) \end{cases} \quad \text{et } l_{2(n)} = \max(l_d, \frac{l_{i,s}}{2})$$

Dans notre cas :

$$M_{ax}(y) > 0,5 M_{tx}(y) \rightarrow l_{i,s} = \max(l_d, 0,2 l_x)$$

avec $l_d = \frac{\phi \bar{\sigma}_s}{4 \tau_s}$

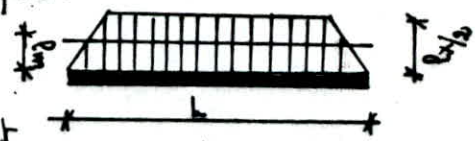
B - Calcul des poutres secondaires:

Nous avons des poutres continues sur plusieurs appuis soumises aux charges provenant des panneaux de dalles et leur poids propre. Les efforts dans ces poutres seront calculés par la méthode de Caquot. La détermination des efforts maximaux et minimaux se fera par la disposition des surcharges suivant les différentes positions qui leur sont offertes sur les travées des poutres.

Les charges raménées par les panneaux de dalles sont trapezoidales, nous ferons le calcul avec des charges uniformément réparties sur toute la longueur de la poutre en prenant comme largeur de dalle revenant à la poutre, une largeur l_m telle que :

$$l_m = (0,5 - \beta^2/6) \cdot l_x$$

ceci pour les moments.



Nous prendrons pour le calcul de l'effort tranchant une longueur l_t telle que : $l_t = (0,5 - \beta/4) \cdot l_x$.

- Détermination des efforts:

- moments sur appuis : $M_i = \frac{q_i \cdot l_i^3 + q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{8,5 \cdot (l_i + l_{i+1})}$
 poutre dérivée : $l' = l$; poutre intermédiaire : $l' = a \cdot b$

- moments en travée :

$$M_{ti} = M_0 + \frac{M_{i-1} + M_i}{2}$$

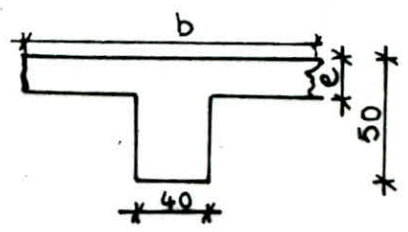
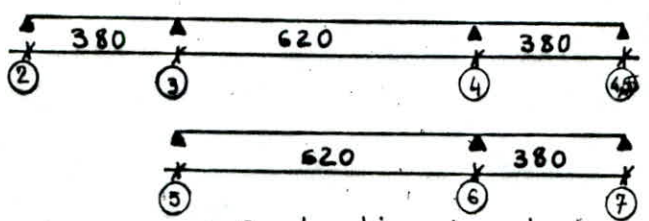
M_0 : moment isostatique

- Efforts tranchants.

$$T = T_0 + \frac{M_i - M_{i-1}}{L} ; T_0 : \text{Effort tranchant isostatique}$$

1 - Poutres du plancher terrasse :

Nous avons deux types de poutres : - Poutres sur 4 appuis
 - " sur 3 "



a/ Evaluation des charges :

- a/ Charges permanentes :

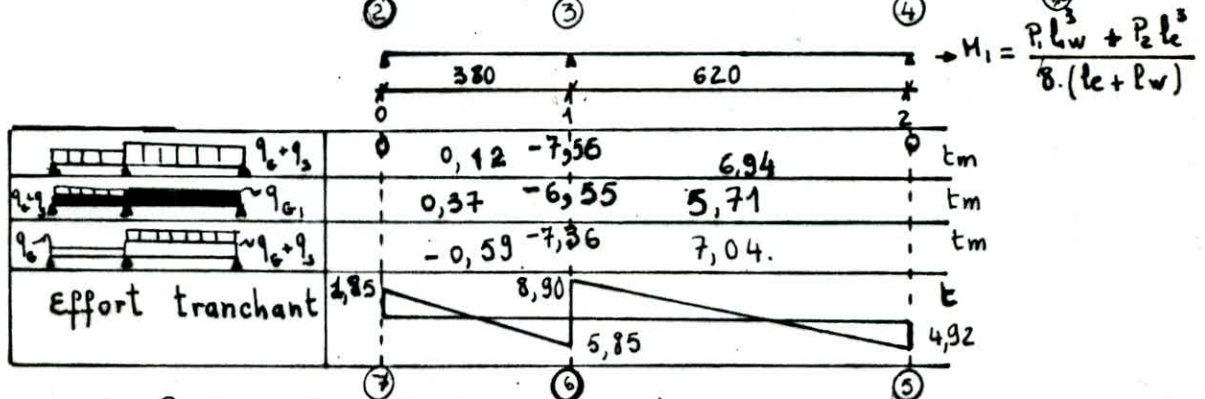
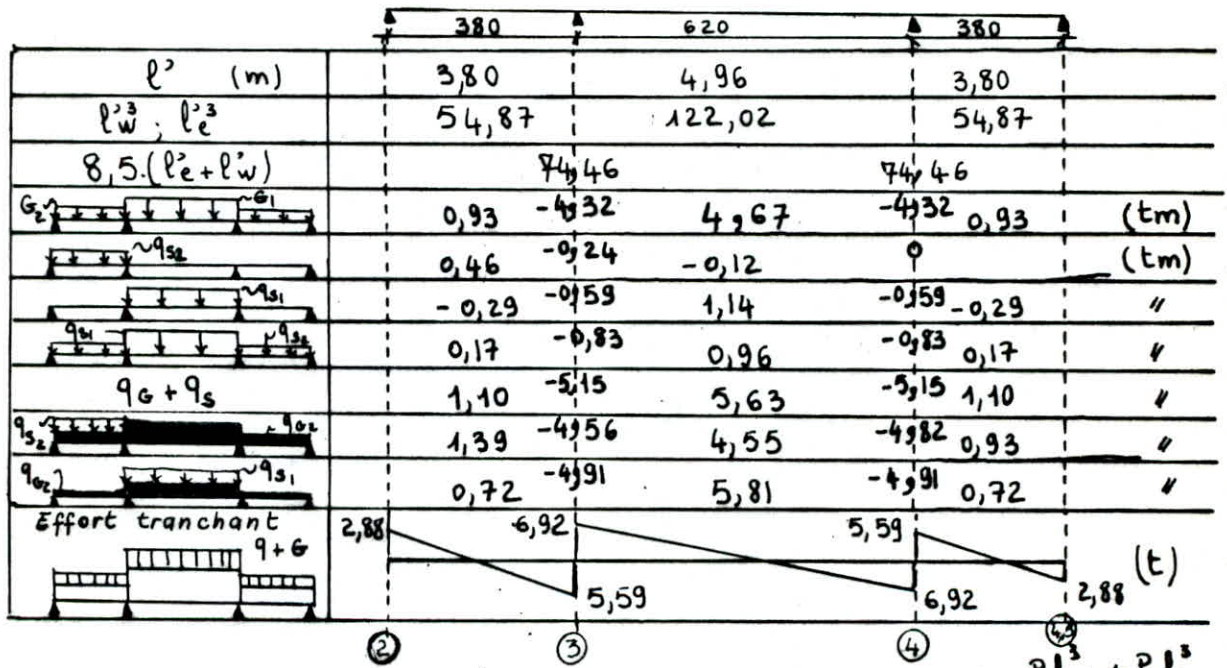
$$\alpha/ \cdot q_{G1} = (0,4 \cdot 0,38 \cdot 2,5) + (0,4 + (0,5 - \frac{0,45^2}{6}) \cdot 2 \cdot 2,8) \cdot 0,495 = 1,87 \text{ t/m}$$

$$q_{G2} = (0,4 \cdot 0,38 \cdot 2,5) + (0,4 + (0,5 - \frac{0,736^2}{6}) \cdot 2 \cdot 2,8) \cdot 0,495 = 1,71 \text{ t/m}$$

β) Surcharges:

$$q_{S1} = (0,4 + (0,5 - \frac{0,45^2}{6}) \cdot 2) \cdot 0,1 \cdot 2,8 \cdot 1,2 = 0,36 \text{ t/ml}$$

$$q_{S2} = (0,4 + (0,5 - \frac{0,736^2}{6}) \cdot 2) \cdot 0,1 \cdot 2,8 \cdot 1,2 = 0,32 \text{ t/ml}$$



2. Poutres des planchers courants: Nous avons 3 types de poutres.

α) Charges permanentes Pour la 1^{ère} poutre:

$$q_{G1} = (0,4 \times 0,35 \times 2,5) + (0,4 + (0,5 - \frac{0,45^2}{6}) \cdot 2 \cdot 2,8) \cdot 0,435 = 1,66 \text{ t/ml}$$

$$q_{G2} = (0,4 \times 0,35 \times 2,5) + (0,4 + (0,5 - \frac{0,736^2}{6}) \cdot 2 \cdot 2,8) \cdot 0,435 = 1,52 \text{ t/ml}$$

β / Surcharges:

$$q_{s1} = \left[0,4 + \left(0,5 - \frac{0,45^2}{6} \right) \cdot 2 \cdot 2,8 \right] \cdot 0,25 \cdot 1,2 \cdot 1,15 = 1,04 \text{ t/m.}$$

$$q_{s2} = \left[0,4 + \left(0,5 - \frac{0,736^2}{6} \right) \cdot 2 \cdot 2,8 \right] \cdot 0,25 \cdot 1,2 \cdot 1,15 = 0,93 \text{ t/m}$$

γ) Efforts:

	3,80	6,20	3,80
p'	3,80	4,96	3,80
	1,31	-6,22	-6,22
	-0,09	-5,54	-5,54
	2,16	-4,52	-4,52
effort tranchant (+)	3,49	7,59	7,56
		6,76	7,59
	②	③	④

- 2eme type de poutres:

	A	B	C			
	3,80	6,20	3,80	3,30	6,20	3,80
	0	-1,56	-3,61	-1,65	0	0
p'	1,96	5,39	0,11	0,11	5,39	1,96
$l_w^3 ; l_e^3$	3,80	4,96	3,08	3,08	4,96	3,80
$8,5(l_e + l_w)$	54,87	122,02	28,10	28,10	122,02	54,87
	0	-0,69	-0,34	0	0	0
	0	-1,37	3,2	-1,87	0	0
	0	-0,85	0,19	-0,38	-0,5	0
q_s	0	2,39	-2,25	-2,0	-2,25	-2,39
	0	0,49	2,67	0,05	0,05	2,67
$q_c + q_s$	1,11	8,59				
		-1,95	-5,86	-2,65	-5,86	-1,95
effort tranchant	2,45	8,06	0,16	0,16	8,06	2,45
	②	③	④	⑤	⑥	⑦

travée A : $M_{tmax} = 3,30 \text{ tm}$; $M_{tmin} = 1,11 \text{ tm}$

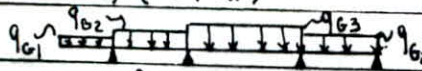

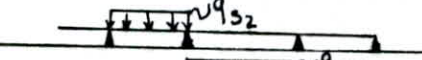


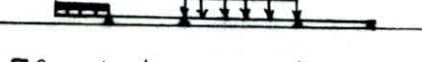
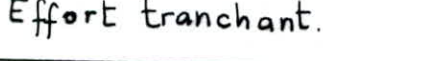
travée B : $M_{tmax} = 8,59 \text{ tm}$; $M_{tmin} > 0$

travée C : $M_{tmax} = 1,35 \text{ tm}$; $M_{tmin} = -1,08 \text{ tm}$.

Appui A-B : $M_{max} = -1,95 \text{ tm}$.

Appui B-C : $M_{max} = -5,86 \text{ tm}$.

- 3^{ème} type de Poutres :

	0,90	3,80	6,20	3,80	
	(2)	(3)	(4)	(45)	
P^2	0,9	3,80	4,96	3,80	
$P_e^3 ; P_w^3$		54,87	122,02	54,87	
$8,5(P_e^3 + P_w^3)$		749,46	74,46		
q_{G1} 	-0,23	0,71	-3,84	4,14	-3,84
q_{S1} 	-0,02	-0,01			0,82
q_{S2} 		1,33	-0,69	-0,35	
q_{S3} 		-0,85	-1,70	3,29	-1,70
$q_G + q_S$ 	-0,25	1,20	-6,23	6,73	-6,23
		-0,25	-0,15	-5,54	7,43
				-5,54	-0,03
Effort tranchant.	3,08	9,61	6,23	9,61	3,08

- Avec : Charges permanentes:

$$- q_{G1} = 0,25 \text{ t/ml} ; q_{G2} = 1,52 \text{ t/ml} ; q_{G3} = 1,66 \text{ t/ml}$$

- Surcharges:

$$- q_{S1} = 0,06 \text{ t/ml} ; q_{S2} = 0,93 \text{ t/ml} ; q_{S3} = 1,04 \text{ t/ml}$$

- Poutres du plancher RDC:

- Charges permanentes:

$$q_{GI} = 0,60 \text{ t/ml}$$

$$q_{GII} = 0,35 + 2,69 \cdot 0,57 = 1,93 \text{ t/ml}$$

$$q_{GIII} = 0,35 + 3,01 \cdot 0,57 = 2,07 \text{ t/ml}$$

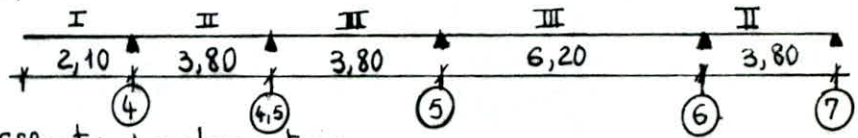
- Surcharges:

$$q_{SI} = 0,20 \text{ t/ml}$$

$$q_{SII} = 2,69 \cdot 0,4 \cdot 1,2 = 1,29 \text{ t/ml}$$

$$q_{SIII} = 3,01 \cdot 0,4 \cdot 1,2 = 1,44 \text{ t/ml}$$

- Poutre A :



- Efforts dans la poutre :

- Moments en travée :

* travée : 4-4,5 ; $M_{max} = 1,54 \text{ tm}$; $M_{min} = -2,57 \text{ tm}$.

* travée : 4,5-5 ; $M_{max} = 1,12 \text{ tm}$; $M_{min} = -2,05 \text{ tm}$

* travée : 5-6 ; $M_{max} = 9,74 \text{ tm}$; $M_{min} > 0$

* travée ; 6-7 ; $M_{max} = 2,93 \text{ tm}$; $M_{min} = -0,1 \text{ tm}$.

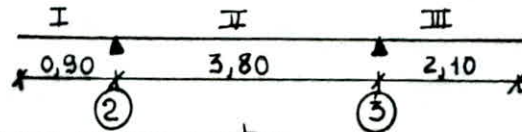
- Moments sur appuis :

$M_4 = -7,74 \text{ tm}$; $M_{4,5} = -5,57 \text{ tm}$; $M_5 = -7,62 \text{ tm}$; $M_6 = -8,12 \text{ tm}$.

- Efforts tranchants :

$T_4 = 12,06 \text{ t}$; $T_{4,5} = 11,12 \text{ t}$; $T_5 = 17,46 \text{ t}$; $T_6 = 19,22 \text{ t}$; $T_7 = 3,98 \text{ t}$

- Poutre B :



- Charges permanentes :

$q_{GI} = 0,35 \text{ t/m}$; $q_{GII} = 1,93 \text{ t/m}$; $q_{GIII} = 0,60 \text{ t/m}$.

- Surcharges :

$q_{SI} = 0,08 \text{ t/m}$; $q_{SII} = 1,29 \text{ t/m}$; $q_{SIII} = 0,20 \text{ t/m}$.

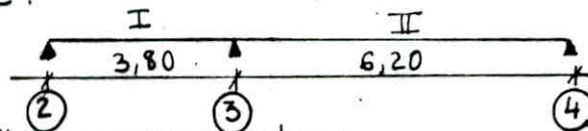
- Efforts dans la poutre :

* Moments dans les travées : $M_{max} = 5,07 \text{ tm}$; $M_{min} > 0$

* Moments sur appuis : $M_2 = -0,17 \text{ tm}$; $M_3 = -1,76 \text{ tm}$.

* Efforts tranchants : $T_2 = 5,99 \text{ t}$; $T_3 = 8,30 \text{ t}$.

- Poutre C :



- Charges permanentes :

$q_{GI} = 1,93 \text{ t/m}$; $q_{GII} = 2,07 \text{ t/m}$

- Surcharges :

$q_{SI} = 1,29 \text{ t/m}$; $q_{SII} = 1,44 \text{ t/m}$

- Efforts dans la poutre :

* Moments en travée : - travée 2-3 ; $M_{max} = 1,87 \text{ tm}$; $M_{min} = -2,06 \text{ tm}$

- travée 3-4 ; $M_{max} = 11,32 \text{ tm}$; $M_{min} > 0$

* Moments sur appui :

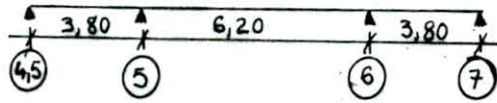
$M_3 = -11,92 \text{ tm}$.

* Efforts tranchants :

$T_2 = 3,17 \text{ t}$; $T_3 = 22,23 \text{ t}$; $T_4 = 8,97 \text{ t}$

- Calcul des aciers:

1. Plancher terrasse:



- Travée centrale: $M_{max} = 5,81 \text{ tm}$; $h = (h_f - d) = (50 - 3) = 47 \text{ cm}$; $b_0 = 40 \text{ cm}$
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$; $h_0 = 12 \text{ cm}$
 $\alpha = 0,42$; $\gamma = 0,86$; $k = 24,86$.

- Détermination de la position de l'axe neutre:

* Position du moment maximum:

$$T(x) = T_5 - Q \cdot x = 0 \Rightarrow x = T_5 / Q; T_A = 6,92 \text{ t}; Q = 2,87 \text{ t/m}$$

$$x = \frac{6,92}{2,87} = 2,41 \text{ m.}$$

* Le moment fléchissant s'écrit:

$$M(x) = M_0(x) - M_A \left(1 - \frac{x}{l}\right) - M_B \left(\frac{x}{l}\right)$$

avec $M_0(x) = \frac{Q \cdot x \cdot (l-x)}{2}$; $M_A = 4,91 \text{ tm}$; $M_B = 4,91 \text{ tm}$.

d'où: $M(x) = \frac{2,87 \cdot x \cdot (6,2 - x)}{2} - 4,91 \cdot \left(1 - \frac{x}{6,2}\right) - 4,91 \cdot \left(\frac{x}{6,2}\right) = 0$

$$2 = 8,897x - 1,435x^2 - 4,91 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 7,14$$

$$x_{1,2} = \frac{-8,897 \pm 7,14}{-2 \cdot 1,435} = 0,61; 5,59 \text{ m.}$$

* Largeur de la table de compression:

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \min \begin{cases} l/10 = \frac{6,2}{10} = 0,62 \text{ m.} \\ l \cdot x/2 = 2,87/2 = 1,4 \text{ m} \\ 2/3 \cdot (2,41 - 0,61) = 1,20 \text{ m} \\ 2/3 \cdot (5,59 - 0,61) = 3,32 \text{ m.} \end{cases}$$

Soit $b_1 = 0,62 \text{ m}$.

d'où $b = 2 \cdot 62 + 40 = 164 \text{ cm}$.

* Position de l'axe neutre:

$$M_T = k_T \cdot b \cdot h_0^2; \text{ avec } k_T = \frac{\bar{\sigma}_a \cdot (h - h_0/3)}{2n \cdot (h - h_0)} = \frac{2800 \cdot (47 - \frac{12}{3})}{2 \cdot 15 \cdot (47 - 12)} = 109,3$$

d'où: $M_T = 109,3 \cdot 164 \cdot (12)^2 = 25,8 \text{ tm} > M_t$.

→ L'axe neutre est situé dans la table - Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire.

$$M_{rB} = k_B h^2 = 24,86 \cdot 164 \cdot (47)^2 = 90,1 \text{ tm} > M_t$$

donc pas d'aciers comprimés:

$$A = \frac{M}{\gamma \cdot h \bar{\sigma}_a} = \frac{5,81 \cdot 10^5}{0,86 \cdot 47 \cdot 2800} = 5,13 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 4T14 \rightarrow (A = 6,16 \text{ cm}^2)$$

- travée dérivée:

$$M_t = 1,39 \text{ tm}; b = 2 \cdot 0,38 + 40 = 1,16 \text{ m. } M_T = 17,6 \text{ tm} > M_t$$

⇒ Axe neutre dans la table: $M_{rB} = 61,5 \text{ kg/cm}^2 > M_t$

⇒ Pas d'aciers comprimés.

$$A = \frac{1,39 \cdot 10^5}{0,86 \cdot 47 \cdot 2800} = 1,23 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons: 4T12. ($A = 4,52 \text{ cm}^2$)

913

- Section d'aciers sur appuis: $M_A = -5,15 \text{ tm}$.
 Le calcul se fait pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 40 \text{ cm}$
 et de hauteur $h_t = 50 \text{ cm}$; $h = (50 - 3) = 47 \text{ cm}$.

- Moment résistant du béton:

$$M_{rb} = K \cdot b_0 \cdot h^2 = 24,86 \cdot 40 \cdot (47)^2 = 21,97 \text{ tm} > M_A \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés}$$

$$A = \frac{M}{\delta \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{5,15 \cdot 10^5}{0,86 \cdot 47 \cdot 2800} = 4,55 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4T12 \rightarrow (4,52 \text{ cm}^2)$$

- Vérifications:

- Contraintes:

$$\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} \rightarrow \kappa; \epsilon \text{ d'où; } \sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} \leq \bar{\sigma}_a; \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} \leq \bar{\sigma}'_b$$

* En travées:

- Travée centrale: $\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot 6,16}{164 \cdot 47,3} = 0,0794 \rightarrow \left| \begin{array}{l} \kappa = 90 \\ \epsilon = 0,9524 \end{array} \right.$

d'où: $\sigma_a = \frac{5,81 \cdot 10^5}{6,16 \cdot 0,9524 \cdot 47,3} = 2094 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_b = \frac{2094}{90} = 23,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

- Travée de rive: $\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot 4,52}{116 \cdot 47,4} = 0,082 \rightarrow \left| \begin{array}{l} \kappa = 88,5 \\ \epsilon = 0,9517 \end{array} \right.$

d'où: $\sigma_a = \frac{4,39 \cdot 10^5}{4,52 \cdot 0,9517 \cdot 47,4} = 682 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

$\sigma'_b = \frac{682}{88,5} = 7,71 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

* Sur appuis:

$\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot 4,52}{40 \cdot 47,4} = 0,238 \rightarrow \left| \begin{array}{l} \kappa = 49 \\ \epsilon = 0,9219 \end{array} \right.$

d'où: $\sigma_a = \frac{5,15 \cdot 10^5}{4,52 \cdot 0,9219 \cdot 47,4} = 2607 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

$\sigma'_b = \frac{2607}{49} = 53,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

- Condition de non fragilité: $A_{min} > 0,69 \cdot b_0 \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_a} = A_1$

- Travée centrale:

$A = 6,16 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 40 \cdot 47,3 \cdot \frac{5,9}{2800} = 2,75 \text{ cm}^2 = A_1$

- Travée de rive:

$A = 4,52 \text{ cm}^2 > A_1 = 2,76 \text{ cm}^2$

- Sur appuis:

$A = 4,52 \text{ cm}^2 > A_1 = 2,76 \text{ cm}^2$

- fissuration: $\sigma_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right.$

avec: $\sigma_1 = \frac{\kappa \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \cdot \tilde{\omega}_f}$; $\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{\kappa \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}'_b}{\phi}}$; $\kappa = 1,5 \cdot 10^6$; $\eta = 1,6$
 $\bar{\sigma}'_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$; $\phi = 14 \text{ mm}$

$$w_f = \frac{A}{B_f}; A = 6,16 \text{ cm}^2 \text{ (travée centrale)}; B_f = b_0 \cdot (2d + \phi) = 40 \cdot (2 \times 2 + 1,4) = 216 \text{ cm}^2$$

$$w_f = \frac{6,16}{216} = 0,0285 = 2,85 \cdot 10^{-2}$$

Ainsi:

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 2,85 \cdot 10^{-2}}{1 + 10 \cdot 0,0285} = 3802 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{14} \cdot 5,9} = 1006 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_q = \min\left(\frac{2}{3} \sigma_{en}; \max(\sigma_1; \sigma_2)\right) = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

- flèche:

$$- h_t^{\min} = 50 \text{ cm} > \frac{620}{16} = 38,8 \text{ cm}$$

$$- h_t^{\min} = 50 \text{ cm} > \frac{620}{10} \cdot \frac{5,81}{10,72} = \frac{l_t^{\max}}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} = 33,6 \text{ cm}$$

$$- A_c^{\max} = 6,16 \text{ cm}^2 < 164 \cdot 47,3 \cdot \frac{43}{4200} = 79,4 \text{ cm}^2$$

- Condition de non entrainement des armatures:

$$\bar{\sigma}_{bd} = \frac{T_{\max}}{n \cdot p \cdot g} \leq \bar{\sigma}_{bd} = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b; \psi_d = 1,5; \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_{\max} = 12,51 \cdot t; n = 4; P = 1,4 \cdot \pi = 4,4 \text{ cm}; z = \frac{7}{8} \cdot h = 47,3 \cdot \frac{7}{8} = 41,4 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_{bd} = 17,16 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{bd} = 17,70 \text{ kg/cm}^2$$

- Effort tranchant:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_0 \cdot z} = \frac{12,51 \cdot 10^3}{40 \cdot \frac{7}{8} \cdot 47,4} = 7,55 \text{ kg/cm}^2$$

nous avons:

$$\bar{\sigma}_b = 53,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$\Rightarrow \bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}_{b0}$ - vérifiée

- Armatures transversales:

On utilise des cadres et étriers $\phi 6$; $A_t = 6 \cdot 0,28 = 1,70 \text{ cm}^2$

$$S \leq \max \begin{cases} 0,2h = 9,5 \text{ cm} \\ h \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b \cdot 0,3}{\bar{\sigma}_b}\right) = 29,9 \text{ cm} \end{cases}$$

- en zone nodale:

$$S \leq \min \begin{cases} 0,2h = 9,5 \text{ cm} \\ \frac{h}{4} = \frac{47,4}{4} = 11,9 \text{ cm} \\ 12 \phi_t = 12 \cdot 1,2 = 14,4 \text{ cm} \end{cases}$$

soit $S \leq 9,5 \text{ cm}$.

- En dehors de la zone nodale:

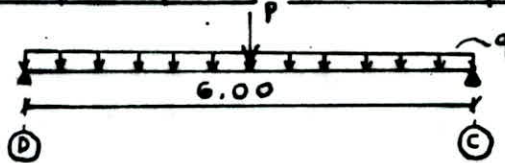
$$S \leq \frac{h}{2} = 23,7 \text{ cm}$$

- Espacement des armatures transversales :-

en zone nodale: $t = \frac{A_t \cdot Z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,70 \cdot 7/8 \cdot 47,4 \cdot 1600}{12,51 \cdot 10^3} = 9,01 \text{ cm} \rightarrow t = 9 \text{ cm}$

x les aciers nécessaires aux différentes poutres secondaires sont calculés suivant la même méthode. les résultats étant présentés dans la page qui suit.

x Calcul de la poutre principale de la rampe centrale:



— Calcul des efforts:

Charges sur la poutre :

$$q = q_g + q_s = 1,44 + 0,78 = 2,22 \text{ t/m}$$

$$P = 7,62 \text{ t}$$

Nous supposons un semi-encastrement aux appuis :-

$$M_t = 0,8 M_0 ; M_A = 0,5 M_0 .$$

— Moments:

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} + \frac{P l}{4} = \frac{2,22 \times 6^2}{8} + \frac{7,62 \cdot 6}{4} = 21,47 \text{ tm}$$

$$M_t = 17,18 \text{ tm} ; M_A = 10,74 \text{ tm} .$$

— Effort tranchant:

$$T = \frac{2,22 \cdot 6}{2} + \frac{7,62}{2} = 10,47 \text{ t}$$

— Calcul des aciers: $b = 2 \cdot 0,6 + 0,4 = 1,60 \text{ m} ; b_0 = 0,40 \text{ m} ; h_t = 0,60 \text{ m}$

• entrée: $M_{r,b} = K \cdot b \cdot h^2 = 24,86 \cdot 1,60 \cdot 0,6^2 = 129,3 \text{ tm} \gg M_t \rightarrow A' = 0$
le calcul se fait en section rectangulaire (axe neutre dans la table).

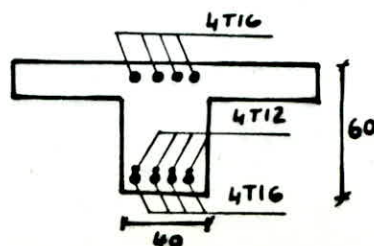
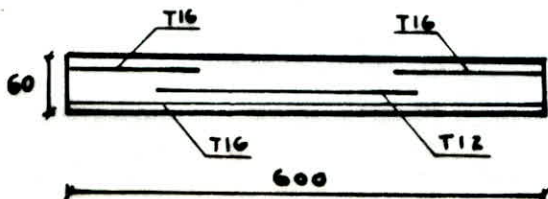
$$A = \frac{17,18 \cdot 10^5}{0,86 \cdot 57 \cdot 2800} = 12,52 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T16 + 4T12 \text{ (2 nappes)}$$

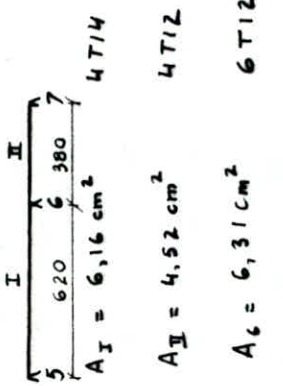
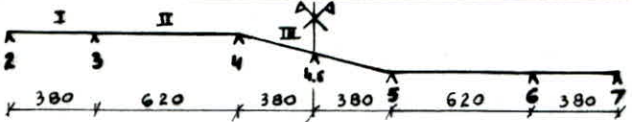
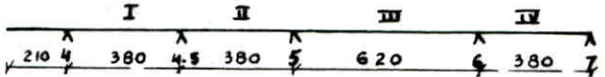
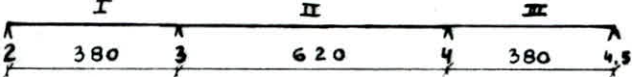
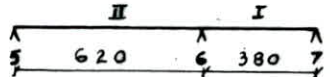
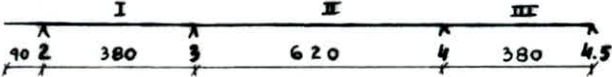
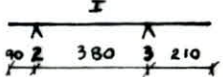
x Sur appuis:

$$M_{r,b} = K \cdot b_0 \cdot h^2 = 32,3 \text{ tm} > M_A .$$

$$A = \frac{10,74 \cdot 10^5}{0,86 \cdot 57 \cdot 2800} = 7,82 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T16$$

— Armatures transversales: Cadres + étriers $\rightarrow (6 \phi 8)$



Plancher terrasse	Plancher Courant	Plancher rez-de-chaussée
 <p> $A_I = 6,16 \text{ cm}^2$ $A_{II} = 4,52 \text{ cm}^2$ $A_{III} = 6,31 \text{ cm}^2$ </p>	 <p> $A_I = 2,60 \text{ cm}^2$ 4T12 $A_{II} = 6,87 \text{ cm}^2$ 4T14 + 2T12 $A_{III} = 1,06 \text{ cm}^2$ 4T12 $A_{IV} = 1,56 \text{ cm}^2$ 4T12 $A_V = 4,84 \text{ cm}^2$ 6T12 $A_{VI} = 2,13 \text{ cm}^2$ 4T12 </p>	 <p> $A_I = 1,22 \text{ cm}^2$ 4T12 $A_{II} = 1,61 \text{ cm}^2$ 4T12 $A_{III} = 7,81 \text{ cm}^2$ 4T14 + 2T12 $A_{IV} = 2,31 \text{ cm}^2$ 4T12 $A_{4,c} = 6,47 \text{ cm}^2$ 6T12 $A_5 = 4,60 \text{ cm}^2$ 4T12 $A_6 = 6,37 \text{ cm}^2$ 6T12 $A_7 = 6,81 \text{ cm}^2$ 6T12 </p>
<p><u>Armatures transversales :</u></p> <p>$A_t = 1,69 \text{ cm}^2$ 6T6</p> <p><u>espacement :</u></p>	 <p> $A_I = A_{III} = 1,69 \text{ cm}^2$ 4T12 $A_{II} = 5,93 \text{ cm}^2$ 4T14 $A_3 = A_4 = 5,15 \text{ cm}^2$ 4T14 </p>	 <p> $A_I = 1,64 \text{ cm}^2$ 4T12 $A_{II} = 9,12 \text{ cm}^2$ 6T14 $A_6 = 10,18 \text{ cm}^2$ 4T16 </p>
<p>zone nodale : $t = 9 \text{ cm}$</p> <p><u>en dehors :</u></p> <p>$t_1 = 10 \text{ cm}$ $t_2 = 15 \text{ cm}$ $t_3 = 20 \text{ cm}$</p>	 <p> $A_I = 1,57 \text{ cm}^2$ 4T12 $A_{II} = 5,92 \text{ cm}^2$ 4T14 $A_{III} = 1,73 \text{ cm}^2$ 4T12 $A_3 = 5,18 \text{ cm}^2$ 6T12 $A_4 = 5,18 \text{ cm}^2$ 6T12 </p>	 <p> $A_I = 4,04 \text{ cm}^2$ 8T12 $A_2 = A_3 = 1,4 \text{ cm}^2$ 4T12 </p>

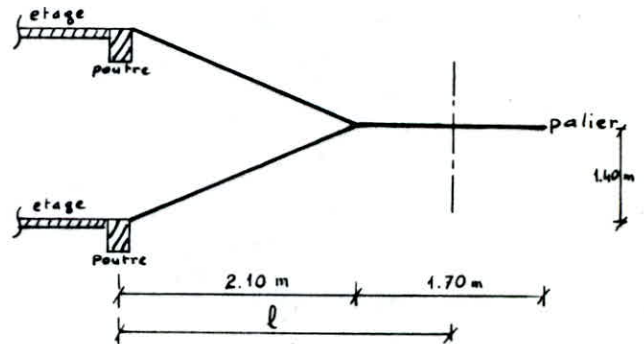
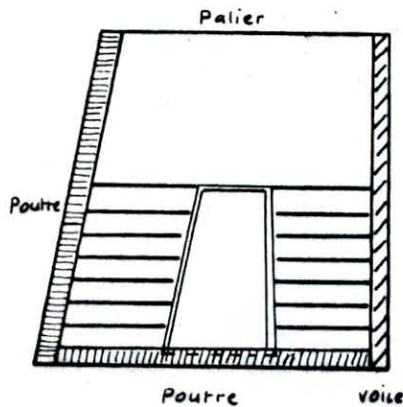
CALCUL des ESCALIERS

Introduction :

Notre bâtiment comporte deux escaliers, l'un au milieu reliant le rez de chaussée au sous-sol et situé entre trois voiles dont deux longitudinaux, l'autre à l'extrémité reliant le rez de chaussée à la terrasse et situé entre un voile et un portique.

la paillasse est pleine, encastree dans le palier d'une part et dans la poutre d'etage d'autre part.

le palier intermédiaire est encastree dans les voiles. Ils sont coulés sur place.



caracteristiques géométriques :

. hauteur d'une marche : $h = 17.5 \text{ cm}$.

. largeur d'une marche : $g = 30 \text{ cm}$.

Ces dimensions doivent satisfaire la condition empirique de "BLONDEL".

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \quad \rightarrow \quad g + 2h = 65$$

. Epaisseur de la paillasse : la volée est assimilée à une dalle appuyée sur deux côtés, l'épaisseur minimale de 10cm pour éviter une très grande flexibilité.

$$l/30 \leq e \leq l/20$$

$$l = 2.10 + \frac{1.70}{2} = 2.95 \text{ m.}$$

$$\text{soit } e = 12 \text{ cm.}$$

l : distance entre le milieu du palier et la poutre d'étage, ceci est du au fait que la plus grande flèche a lieu au milieu du palier.

Calcul de la paillasse

D'après le CTC la volée est calculée en flexion simple comme une poutre de portée L s'appuyant sur le palier intermédiaire et la poutre de l'étage.

Charges permanentes :

- poids propre de la paillasse : $\frac{250 \times 0.12}{\cos \alpha}$
- poids des marches : $\frac{2.20 \times 0.175}{2}$
- revêtements : 2.20×0.02
- garde corps : 0.10

Surcharge : (1 bande de 1m)

$$G = 0.697 \text{ t/ml}$$

$$P = 0.400 \text{ t}$$

$$q = G + 1.2 P$$

$$q = 1.177 \text{ t/ml}$$

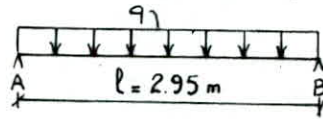
$$R_A = R_B = q l / 2 = 1.736 \text{ t}$$

$$M_{\max} = q l^2 / 8 = 1.280 \text{ t}$$

On suppose que la volée est semi-encastree.

$$M_t = 0.85 M_{\max} = 1.09 \text{ tm}$$

$$M_a = 0.50 M_{\max} = 0.64 \text{ t}$$



ferrailage

· en travée :

$$h_f = 12 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0.058$$

$$K = 34.9$$

$$E = 0.8998$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 4.32 \text{ cm}^2$$

on adopte 6 HA 10 / ml (4.71 cm^2)

· sur appui :

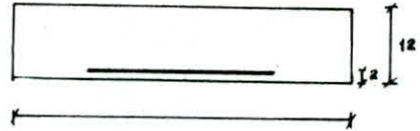
$$\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0.0345$$

$$K = 47.9$$

$$E = 0.8205$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 2.48 \text{ cm}^2$$

soit 4 HA 10 / ml (3.14 cm^2)



Verifications :

· fissuration :

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A_t}{B_f} = \frac{A_t}{2 \cdot d \cdot b} = 0.0118$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f}$$

$$K = 16 \cdot 10^6$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_1 = 2533 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

$$\sigma_2 = 2856 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left(\frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} ; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right) = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

· Contrainte :

· en travée : $\tilde{\omega} = \frac{100 A_t}{b \cdot h} = 0.471$

$$K = 33.1$$

$$E = 0.836$$

$$\sigma_a = \frac{M_t}{A_s \cdot e \cdot h} = 2578 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 77.9 \neq < \bar{\sigma}'_b = 137 \neq$$

Sur appui : $\tilde{\omega} = \frac{100 A_s}{b \cdot h} = 0.314$ $K = 42$
 $E = 0.9123$

$$\sigma_a = \frac{M_a}{A_s \cdot e \cdot h} = 2234.6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 63.2 \neq < \bar{\sigma}'_b = 137 \neq$$

Effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 1.98 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b = 6.80 \text{ kg/cm}^2$$

condition de non fragilité :

$$A \geq 0.69 b \cdot h \frac{f_c}{\sigma_{en}} = 0.97 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

flèche :

$$\frac{A_t}{b \cdot h} = 0.0047 < \frac{36}{\sigma_{en}} = 0.0086 \quad \text{O.K.}$$

Armatures de répartition : $\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2}$

en travée $1.18 \leq A_r \leq 2.36$

Soit 6 HA6/ml

sur appui $0.79 \leq A_r \leq 1.57$

$A_r = 1.70 \text{ cm}^2$ espacées de 16.5 cm.

Calcul du palier intermédiaire :

la dalle du palier intermédiaire est encastree dans le voile d'une part et appuyee simplement d'autre part.

carrelage : 0.02×1600

pois propre de la dalle : 0.12×2500

$$G = 0.392 \text{ t/ml}$$

mortier de pose : 0.03×2000

$$P = 0.400 \neq$$

Pour une bande de 1m $\rightarrow q = G + 1.2 P$

$$q = 0.872 \neq$$

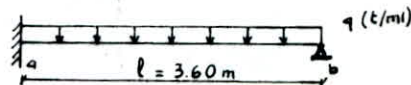
Calcul des efforts :

$$M_a = \frac{q l^2}{8}$$

$$R_a = 5q/8$$

$$R_b = 3q/8$$

$$M_t = 9/16 q l^2/8$$



soit $M_a = 1.41 \text{ t.m}$

$$M_t = 0.79 \neq$$

ferrailage :

entravée : $\mu = \frac{15 M_t}{\sigma_s \cdot b \cdot h^2} = 0.042$

$$K = 42.6$$

$$E = 0.9132$$

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot l \cdot h} = 3.08 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ HA } 8 / \text{ml} \text{ espacés de } 20 \text{ cm.}$$

armatures de répartition : $\frac{A_t}{4} \leq A_r \leq \frac{A_t}{2}$ soit 2 HA 8 / ml.

. sur appui : $\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0.075$ $K = 29.7$
 $E = 0.8881$

$$A_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot l \cdot h} = 5.67 \text{ cm}^2 \text{ soit } 10 \text{ HA } 8 / \text{ml} \text{ espacés de } 10 \text{ cm.}$$

Vérification

→ fissuration : $\tilde{\omega}_f = \frac{A_t}{\sigma_s} = \frac{A_r}{2db} = 7.5 \cdot 10^{-3}$

$$\sigma_s = \max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 2098 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 5242 \text{ #} \end{array} \right. \quad \sigma_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{cm}; \sigma_s \right\} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

→ contrainte :

. en travée : $\tilde{\omega}_f = \frac{100 A_t}{b \cdot h} = 0.301$ $K = 43$ $\sigma_a = 2569 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$
 $E = 0.9138$ $\sigma'_b = 60 \text{ #} < \bar{\sigma}'_b$

. sur appui : $\tilde{\omega}_f = \frac{100 A_a}{b \cdot h} = 0.602$ $K = 28.6$ $\sigma_a = 2646 \text{ #} < \bar{\sigma}_a$
 $E = 0.8853$ $\sigma'_b = 92.5 \text{ #} < \bar{\sigma}'_b$

→ cisaillement : $T = 5/8 q l = 1.962 t$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot h} = 2.24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6.8 \text{ kg/cm}^2$$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

on dispose d'armatures constructives.

→ non fragilité :

. en travée : $A_t = 3.01 \text{ cm}^2 > 0.69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}} = 0.97 \text{ V}$

. sur appui : $A_a = 6.02 \text{ #} > 0.69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}} = 0.97 \text{ V}$

→ flèche :

$$\frac{A}{b \cdot h} = \frac{3.01}{100 \cdot 10} = 3 \cdot 10^{-3} < \frac{36}{\sigma_{cm}} = 8.6 \cdot 10^{-3} \text{ V}$$

Calcul de la poutre palière :

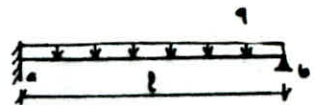
Elle est incorporée dans le palier et sert à supporter la sollicitation due à la pailleasse.

$$q_{\text{palier}} = 0.7 \cdot q_{\text{pailleasse}} = 0.827 \text{ t/ml}$$

$$M_a = q l^2 / 8 = 0.899 \text{ t.m}$$

$$M_t = 8/16 q l^2 / 8 = 0.506 \text{ #}$$

$$T = 5/8 q l = 1.525 \text{ t}$$



ferraillage :

. en travée : $\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0.018$ $K = 69.5$
 $E = 0.9408$

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot l \cdot h} = 0.71 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \text{ HA } 12$$

. sur appui : $\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0.033$ $K = 49.0$
 $E = 0.9219$

$$A_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot l \cdot h} = 1.29 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \text{ HA } 12$$

$$A_{\min} (\text{RPA}) = 0.3\% \cdot b \cdot h = 1.8 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{\max} = 2.5\% \cdot b \cdot h = 15 \text{ cm}^2$$

Vérfications

→ cisaillement : $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1525}{20.7/8 \cdot 27} = 3.23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$.

→ non fragilité :

. en travée : $A_t = 0.79 \text{ cm}^2 < A_2 = \tilde{\omega}(\%) b \cdot h = 51.84 \text{ cm}^2$.

$A'_t = 1.2 \cdot A_t = 0.95 \text{ cm}^2$.

. sur appui : $A_a = 1.29 \text{ cm}^2 < A_2$

$A'_a = 1.2 \cdot A_a = 1.55 \text{ cm}^2$

Calcul de la poutre d'etage

réaction des pailles :

1.177 t/ml

pois propre de la poutre :

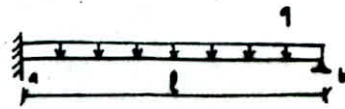
0.150 t

$q = 1.327 \text{ t/ml}$

$M_a = q l^2 / 8 = 2.99 \text{ t.m}$

$M_t = 9/16 q l^2 = 1.68 \text{ t}$

$T = 5/8 q l = 3.52 \text{ t}$



ferraillage :

. en travée : $\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0.0617$

$K = 33.6$

$E = 0.8971$

$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot z \cdot h} = 2.48 \text{ cm}^2 > A_{min}$ soit 3HA12

. sur appui : $\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0.109$

$K = 23.4$

$E = 0.8698$

$A_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot z \cdot h} = 4.54 \text{ cm}^2 > A_{min}$ soit 3HA14

Vérfications

→ non fragilité : $0.69 b h \frac{\bar{\sigma}_t}{\bar{\sigma}_{en}} = 0.52 \text{ cm}^2 < A_t (A_a)$.

→ contraintes :

. en travée : $\tilde{\omega} = \frac{100 A_t}{b \cdot h} = 0.459$

$K = 33.6$

$E = 0.8971$

$\sigma_a = 2796 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

$\sigma'_b = 83.2 \text{ t} < \bar{\sigma}'_b$

. sur appui : $\tilde{\omega} = \frac{100 A_a}{b \cdot h} = 0.84$

$K = 23.3$

$E = 0.8698$

$\sigma_a = 2786 \text{ t} < \bar{\sigma}_a$

$\sigma'_b = 119.6 \text{ t} < \bar{\sigma}'_b$

→ flèche :

$\frac{h_t}{l} = 0.07 > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_a} = 0.056$ V

$\frac{h_t}{l} = 0.07 > \frac{1}{16} = 0.0625$ V

$\frac{A}{b \cdot h} = 0.0046 < \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} = 0.0102$ V

armatures transversales

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = 7.45 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\tau}_b = (4.5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}) \bar{\sigma}_b = 16.25 \text{ kg/cm}^2$

soit (1 cadre + 1 epingle) HA8 : 1.50 cm^2 .

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \sigma_{en} \quad \text{avec} \quad \rho_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3} ; 1 - \frac{\tau_{max}}{3\bar{\sigma}_b} \right\} = 0.86$$

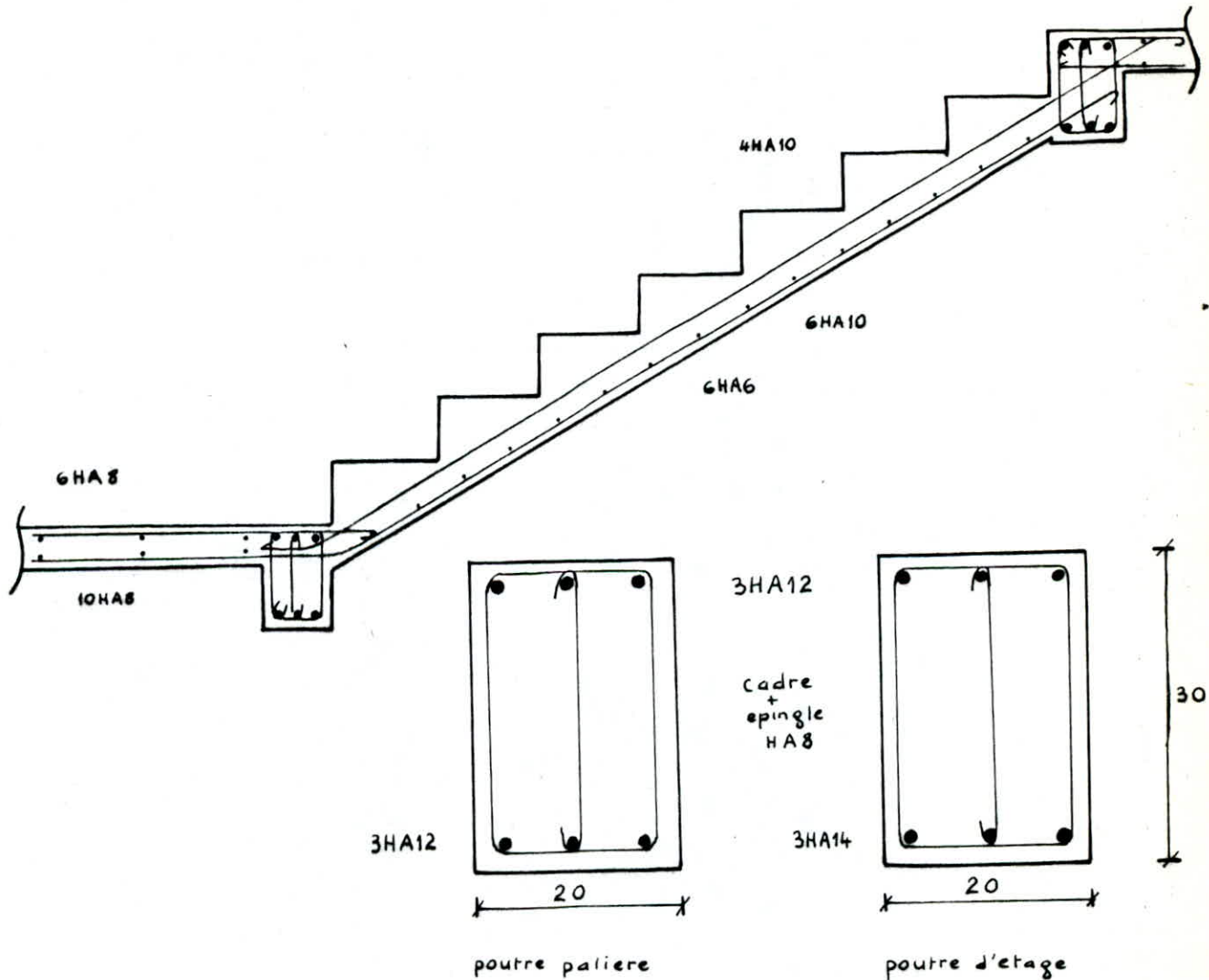
$$\bar{\sigma}_{at} = 2064 \text{ kg/cm}^2$$

l'espacement t est donné par : $t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot b}{T_{max}} = 20.78 \text{ cm}$

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2 h = 5.4 \\ (1 - 0.8) \frac{\tau_{max}}{\bar{\sigma}_b} = 16.77 \end{array} \right.$$

soit $t = 15 \text{ cm}$ le long de la poutre

Schéma de ferrailage :



CHAP III

EVALUATION DE LA PERIODE PROPRE D'OSCILLATION

Introduction :

lors d'une analyse sismique, l'essentiel est de trouver un modèle mathématique qui représente la structure réelle à étudier aussi ce modèle doit refléter fidèlement que possible le comportement dynamique réel de la structure, après le choix du modèle il est à bien de mener les calculs avec une assez bonne précision.

Choix du modèle mathématique :

Pour les ouvrages élancés, le modèle retenu est une console encastree à une de ses extrémités.

lors de la construction de bâtiment à étages, le modèle mathématiques à considérer est un système à masses concentrées m_1, m_2, \dots, m_n accrochées à une tige d'inertie variable ou constante et de masse négligeable.

Il est à noter que ce support n'est autre que le contreventement de la structure, m_1, m_2, \dots, m_n étant les masses aux différents planchers. le système présente autant de degrés de liberté que de masses concentrées.

Pour notre cas, c'est le modèle mathématique que nous adopterons.

Choix de la méthode de calcul :

les méthodes approchées les plus utilisées vu leur précision pour la détermination de la pulsation propre des modes fondamentales sont :

- méthode de RAYLEIGH .
- méthode de VIANELLO-STODOLA .
- méthode de HOLZER .

Pour notre cas, nous appliquerons la méthode RAYLEIGH

Hypothèses de calcul :

Nous supposerons dans notre étude que le seul degré de liberté de chaque masse est une translation dans la direction de vibration, ne tiendrons compte alors que des déformations en flexion plane, et nous admettrons qu'il n'y a pas de rotation autour de l'axe vertical du système, donc pas d'oscillations couplées.

Exposé de la méthode :

Elle est basée sur le principe de la conservation de l'énergie, elle n'est donc applicable qu'aux systèmes conservatifs

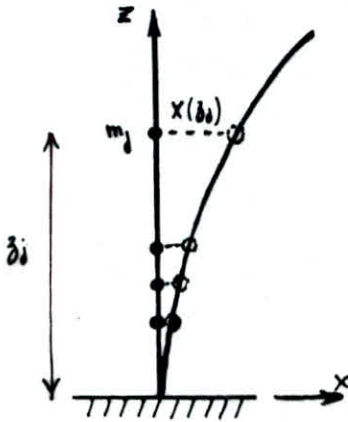
ceci dit, si on admet que les frottements sont négligeables et que l'influence de l'amortissement sur les valeurs de forme propre est aussi négligeable.

la loi de conservation d'énergie pour un système conservatif s'écrit :

$$E_t = E_c + E_p \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} E_t : \text{énergie totale} \\ E_c : \text{cinétique} \\ E_p : \text{potentielle} \end{array}$$

lorsque $E_{c \max}$ on déduit $E_p \approx 0$
 et $E_{p \max}$ on déduit $E_c \approx 0$

d'où on peut écrire : $E_{c \max} = E_{p \max} = K.$
 Cette équation est fondamentale, la méthode RAYLEIGH découle de ce point.



$$E_{c \max} = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^n P_j X^2(z_j)$$

ω : pulsation propre du système.

$P_j : \omega_j g$; m_j masse à la cote z_j

X : valeur de la déformée à la z_j .

$$\text{l'énergie potentielle } E_{p \max} = \frac{1}{2} \int_0^H EI(z) \frac{d^2 x}{dz^2} dz$$

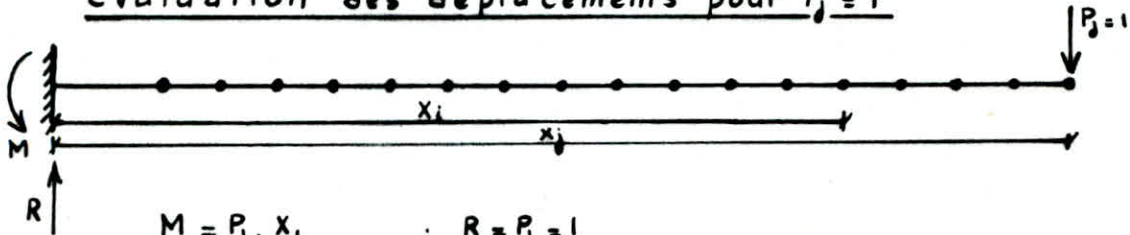
X représente l'équation de la déformée pour le calcul de la pulsation ω , et on choisit une déformée de laquelle on calcule

$E_{p \max}$: on égale l'énergie cinétique à l'énergie potentielle maximales et on déduit ω et de là la période T .

Calcul des coefficients de la matrice de souplesse

les coefficients se calculent par l'évaluation des déplacements pour que toutes les forces soient nulles sauf une.

Evaluation des déplacements pour $P_j = 1$



$$M = P_j \cdot x_j \quad ; \quad R = P_j = 1$$

$$M(x) = -M + R \cdot x = -P_j \cdot x_j + P_j \cdot x \quad \rightarrow \quad M(x) = P_j (x - x_j)$$

$$\frac{-M(x)}{EI} = \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{x_j - x}{EI}$$

$$dy/dx = 1/EI (x_j \cdot x - x^2/2) + C_1 \quad ; \quad \text{pour } x=0 \quad y'(0) = 0 \quad \rightarrow \quad C_1 = 0$$

$$y(x) = 1/EI (x_j x^2/2 - x^3/6) + C_2 \quad ; \quad \text{pour } x=0 \quad y(0) = 0 \quad \rightarrow \quad C_2 = 0$$

$$\text{d'où} \quad x_i = 1/EI \cdot x_j^2/2 (x_j - x_i/3) = \delta_{ij}$$

D'après Maxwell-Betti on a $\delta_{ij} = \delta_{ji}$

Après détermination des déplacements δ_{ij} , on calculera les déplacements statiques correspondant à l'action des charges P_j statiquement appliquées.

On calculera la période par la formule suivante :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{17} P_i x_i^2}{g \sum_{i=1}^{17} P_i x_i}}$$

T est donnée d'après le principe de conservation.

$$\frac{1}{2} \sum_{i=1}^{17} P_i \cdot x_j = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{i=1}^{17} P_i \cdot x_j^2 \quad \rightarrow \quad \omega = \sqrt{\frac{g \sum_{i=1}^{17} P_i x_j}{\sum_{i=1}^{17} P_i x_j^2}} \rightarrow T = \frac{2\pi}{\omega}$$

Modélisation :

Cette étude dépend de deux paramètres :

- le respect de la position du centre de gravité des masses et leur répartition dans la structure.
- la rigidité des éléments.

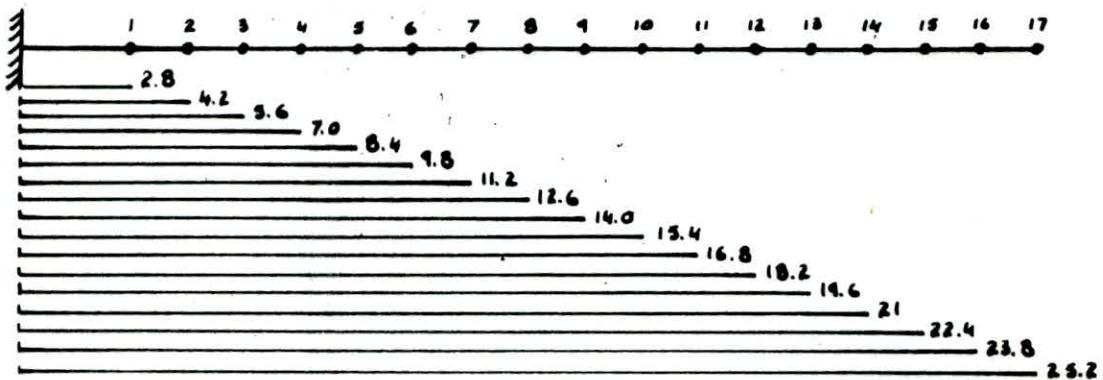
En utilisant la formule $EI \delta_{ij} = x_i^2/2 (x_j - x_i/3)$

On obtient le tableau ci-après :

EIS_j	$j=1$	$j=2$	$j=3$	$j=4$	$j=5$	$j=6$	$j=7$	$j=8$	$j=9$	$j=10$	$j=11$	$j=12$	$j=13$	$j=14$	$j=15$	$j=16$	$j=17$
$i=1$	7.3	12.8	14.8	23.8	29.3	34.8	40.2	45.7	51.2	56.7	62.2	67.7	73.2	78.4	84.1	89.6	95.1
$i=2$	12.8	24.7	37.0	49.4	61.7	74.1	86.4	98.8	111.1	123.3	135.8	148.2	160.5	172.9	185.2	197.6	209.9
$i=3$	14.8	37.0	58.5	85.0	102.4	124.4	146.3	168.3	190.2	212.2	234.1	256.1	278.1	300.0	322.0	343.9	365.9
$i=4$	23.8	49.4	85.0	114.3	148.6	182.9	217.2	251.5	285.8	320.1	354.4	388.7	423.0	457.3	491.6	525.9	560.2
$i=5$	29.3	61.7	102.4	148.6	197.6	246.9	296.3	345.7	395.1	444.5	493.9	543.3	592.7	642.1	691.6	740.9	790.3
$i=6$	34.8	74.1	124.4	182.9	246.9	313.7	381.0	448.2	515.4	582.6	649.9	717.1	784.4	851.6	918.8	985.6	1053
$i=7$	40.2	86.4	146.3	217.2	296.3	381.0	468.0	556.1	644.0	731.7	819.5	907.3	995.2	1083	1171	1258	1346
$i=8$	45.7	98.8	168.3	251.5	345.7	448.2	556.1	666.8	778.0	889.0	1000	1111	1222	1333	1444	1556	1667
$i=9$	51.2	111.1	190.2	285.8	395.1	515.4	644.0	778.0	914.7	1052	1189	1326	1463	1601	1738	1875	2012
$i=10$	56.7	123.5	212.2	320.1	444.5	582.6	731.7	889.0	1052	1217	1383	1549	1715	1881	2047	2213	2379
$i=11$	62.2	135.8	234.1	354.4	493.9	649.9	819.5	1000	1189	1383	1580	1778	1976	2173	2371	2568	2766
$i=12$	67.7	148.2	256.1	388.7	543.3	717.1	907.3	1111	1326	1549	1778	2009	2241	2473	2705	2937	3169
$i=13$	73.2	160.5	278.1	423.0	592.7	784.4	995.2	1222	1463	1715	1976	2241	2510	2779	3048	3316	3585
$i=14$	78.4	172.9	300.0	457.3	642.1	851.6	1083	1333	1601	1881	2173	2473	2779	3087	3395	3704	4013
$i=15$	84.1	185.2	322.0	491.6	691.6	918.8	1171	1444	1738	2047	2371	2705	3048	3395	3746	4098	4449
$i=16$	89.6	197.6	343.9	525.9	740.9	995.6	1258	1556	1875	2213	2568	2937	3316	3704	4098	4494	4890
$i=17$	95.1	209.9	365.9	560.2	790.3	1053	1346	1667	2012	2379	2766	3169	3585	4013	4449	4890	5334

03

Evaluation des masses concentrées :



$$m_2 = 325 \text{ t} \quad ; \quad m_{16} = 323 \text{ t} \quad ; \quad m_3 = m_5 = \dots = m_{15} = 328 \text{ t}$$

$$m_1 = 351 \text{ t} \quad ; \quad m_{17} = 338 \text{ t} \quad ; \quad m_4 = m_6 = \dots = m_{14} = 293 \text{ t}$$

Connaissant les déplacements statiques en chaque point, nous pourrions améliorer les résultats de la déformée statique.

En admettant que $F_j = P_j$, on calcule la déformée statique du système et la première approximation des déplacements

$$x_{0j} = \delta_{stj}$$

On détermine ensuite les coefficients adimensionnels

$$g_{1j} = x_{0j} / x_{0n} \quad x_{0n} : \text{flèche de la console} ; x_{0n} = \delta_{stn}$$

la première correction à faire consiste à calculer une nouvelle force notée F_{1j} tel que $F_{1j} = g_{1j} P_j$.

l'indice 1 : première correction.

l'indice j : côte

Avec la nouvelle force F_{1j} on calcule en deuxième approximation

$$x_{1j} \text{ tel que } x_{1j} = \sum F_i \delta_{ij}$$

$$\text{on calcule ensuite } g_{2j} = x_{1j} / x_{1n}$$

la deuxième correction consiste à calculer $F_{2j} = g_{2j} P_j$.

les calculs s'étaleront pour le processus itératif jusqu'à

$$\text{avoir } g_{mj} \approx g_{(m-1)j}$$

remarque :

Ce processus itératif est rapidement convergent et au bout de trois à quatre itérations on obtient la précision voulue.

$$\text{On aura alors } F_{mj} = g_{mj} P_j$$

$$g_{mj} = g_{(m-1)j} = x_{mj} / x_{mn}$$

Calcul des déformées sous les masses (m_i):

$$X_i = \frac{\sum_{j=1}^{17} P_j \delta_{ij}}{E I} \quad \text{avec} \quad \begin{aligned} I_{xx} &= 47.46 \text{ m}^4 \\ I_{yy} &= 11.09 \text{ m}^4 \\ E &= 21 \sqrt{\sigma_{28} \cdot 1.2 \cdot 1.02} \cdot 10^3 = 3.82 \cdot 10^6 \end{aligned}$$

sens

Déplacement dans le sens longitudinal avec correction ↓ ↓ transversal

	F_{0j}	$\delta_{strj} \cdot 10^4$	g_{1j}	F_{1j}	$\delta_{strj} \cdot 10^4$	g_{2j}	F_{2j}	$\delta_{strj} \cdot 10^4$	g_{3j}	$\delta_{strj} \cdot 10^4$
1	351	52.315	0.0222	7.792	32.669	0.0202	7.090	31.992	0.0201	11.385
2	325	126.837	0.0538	17.488	71.750	0.0443	14.397	70.560	0.0443	24.546
3	328	196.655	0.0835	27.388	124.184	0.0767	25.157	119.981	0.0754	42.598
4	293	272.493	0.1157	33.900	188.714	0.1166	34.164	185.589	0.1165	64.403
5	328	277.952	0.1180	38.704	264.120	0.1633	53.560	259.770	0.1632	90.342
6	293	542.354	0.2302	67.449	349.790	0.2162	63.346	344.048	0.2161	119.635
7	328	677.284	0.2875	94.038	433.010	0.2677	87.805	425.885	0.2675	151.435
8	293	825.199	0.3503	102.638	541.059	0.3345	98.008	534.729	0.3358	185.352
9	328	980.453	0.4162	136.514	650.638	0.4022	131.921	638.648	0.4011	222.504
10	293	1142.906	0.4852	142.164	762.702	0.4715	138.149	750.263	0.4712	260.830
11	328	1309.781	0.5560	182.368	878.851	0.5433	178.202	864.653	0.5431	300.562
12	293	1479.525	0.6281	184.033	998.990	0.6176	180.957	982.899	0.6174	341.638
13	328	1733.311	0.7486	245.541	1119.919	0.6924	227.107	1102.022	0.6924	383.032
14	293	1827.482	0.7758	227.309	1243.219	0.7686	225.200	1223.441	0.7685	428.080
15	328	1995.345	0.8471	277.849	1367.535	0.8455	277.324	1335.165	0.8454	467.760
16	323	2181.839	0.9262	299.195	1492.530	0.9230	288.130	1469.006	0.9230	510.525
17	338	2355.536	1	338	1617.466	1	338	1592.079	1	553.321

Sens longitudinal $T_L = 0.653 \text{ s}$ ($\omega_L = 9.62 \text{ s}^{-1}$)

Sens transversal $T_t = 0.385 \text{ s}$ ($\omega_t = 16.29 \text{ s}^{-1}$)

Poids du mode de vibration sismique

le poids du mode de vibration exprime l'importance du mode sur la force sismique latérale totale.

le coefficient de participation modale est donné par :

$$\varepsilon_i = \frac{\left(\sum_{k=1}^{17} W_k X_{ki} \right)^2}{\sum_{k=1}^{17} W_k \sum_{k=1}^{17} W_k X_{ki}^2}$$

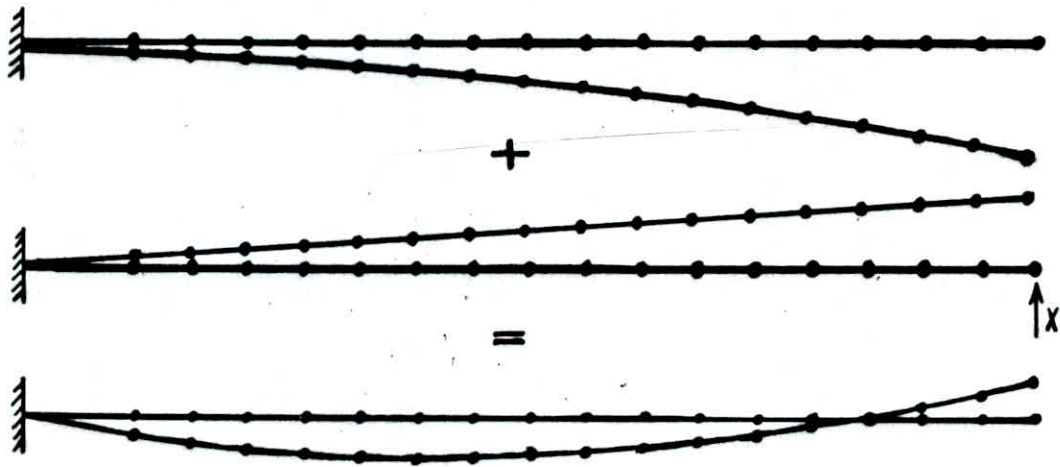
W_k = masse du niveau k
 X_{ki} = composante du vecteur propre de la masse k au mode i .

Application :
1^{er} mode

Sens longitudinal $\varepsilon_{L1} = 66 \%$

Sens transversal $\varepsilon_{t1} = 66 \%$

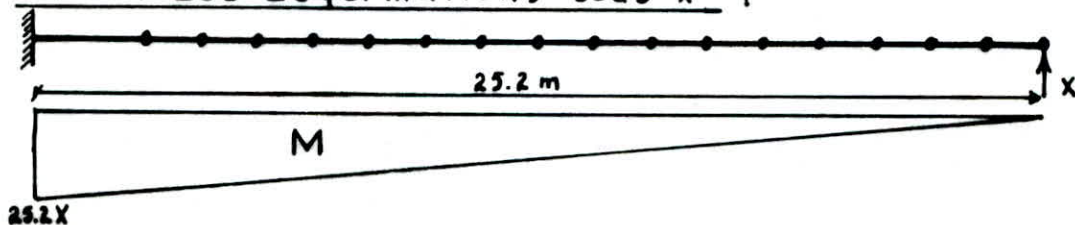
CALCUL de la PERIODE du 2^{eme} MODE FONDAMENTAL



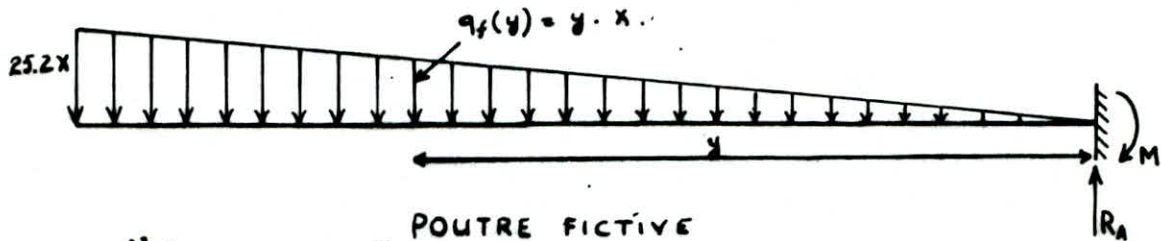
les déformations du 1^{er} mode auxquelles on ajoute celles provoquées par une force X (à déterminer pour les 2 sens) nous donne la déformée du 2^e mode.

$$X_i^{II} = X_i^I + X_i^X$$

Calcul des déformations sous X



Après l'application de la force X on obtient le diagramme des moments suivant, puis on applique la méthode de la poutre auxiliaire.



$$R_A = \frac{l^2 X}{2} ; M_A = \frac{l^3 X}{6}$$

d'où l'équation du moment : $M_z^f(y) = M_A + R_A \cdot y - q_f(y) \cdot y/2 \cdot y/3$

$$M_z^f(y) = -\frac{X l^3}{6} + \frac{X l^2}{2} y - \frac{X y^3}{6} = v(y)$$

les déplacements : $E I \delta_{Lz} = M_z^f(y_i)$ avec $y_i = 25.2 - h_i$

$$E I_{xx} = 4.24 \cdot 10^7$$

$$E I_{yy} = 18.13 \cdot 10^7$$

Sens longitudinal

$\delta_{1y} = 0.2243$	$10^{-8} X$
$\delta_{2y} = 0.4950$	$\rightarrow X$
$\delta_{3y} = 0.8629$	$\rightarrow X$
$\delta_{4y} = 1.3213$	$\rightarrow X$
$\delta_{5y} = 1.8638$	$\rightarrow X$
$\delta_{6y} = 2.4840$	$\rightarrow X$
$\delta_{7y} = 3.1754$	$\rightarrow X$
$\delta_{8y} = 3.9315$	$\rightarrow X$
$\delta_{9y} = 4.7459$	$\rightarrow X$
$\delta_{10y} = 5.6120$	$\rightarrow X$
$\delta_{11y} = 6.5234$	$\rightarrow X$
$\delta_{12y} = 7.4737$	$\rightarrow X$
$\delta_{13y} = 8.4563$	$\rightarrow X$
$\delta_{14y} = 9.4648$	$\rightarrow X$
$\delta_{15y} = 10.4927$	$\rightarrow X$
$\delta_{16y} = 11.5336$	$\rightarrow X$
$\delta_{17y} = 12.5809$	$\rightarrow X$

Sens transversal

$\delta_{1x} = 0.0525$	$10^{-5} X$
$\delta_{2x} = 0.1158$	$\rightarrow X$
$\delta_{3x} = 0.2019$	$\rightarrow X$
$\delta_{4x} = 0.3091$	$\rightarrow X$
$\delta_{5x} = 0.4361$	$\rightarrow X$
$\delta_{6x} = 0.5812$	$\rightarrow X$
$\delta_{7x} = 0.7430$	$\rightarrow X$
$\delta_{8x} = 0.9199$	$\rightarrow X$
$\delta_{9x} = 1.1105$	$\rightarrow X$
$\delta_{10x} = 1.3132$	$\rightarrow X$
$\delta_{11x} = 1.5264$	$\rightarrow X$
$\delta_{12x} = 1.7488$	$\rightarrow X$
$\delta_{13x} = 1.9787$	$\rightarrow X$
$\delta_{14x} = 2.2147$	$\rightarrow X$
$\delta_{15x} = 2.4552$	$\rightarrow X$
$\delta_{16x} = 2.6988$	$\rightarrow X$
$\delta_{17x} = 2.9439$	$\rightarrow X$

D'après le principe d'orthogonalité des modes on a :

$$\sum m_i X_i^2 X_i^* = 0 \quad \rightarrow \quad X = \frac{\sum m_i X_i^2}{\sum m_i X_i \delta_{ix}}$$

$$\underline{X_L = 1215.7}$$

$$\underline{X_T = 1924}$$

Déformées du 2^e mode
Sens longitudinal

X_1	=	4.720	10^{-4} m
X_2	=	10.380	10^{-4} m
X_3	=	15.070	10^{-4} m
X_4	=	24.950	"
X_5	=	33.180	"
X_6	=	39.850	"
X_7	=	42.070	"
X_8	=	56.770	"
X_9	=	61.690	"
X_{10}	=	68.010	"
X_{11}	=	71.600	"
X_{12}	=	74.320	"
X_{13}	=	73.980	"
X_{14}	=	72.800	"
X_{15}	=	66.860	"
X_{16}	=	62.620	"
X_{17}	=	59.560	"

sens transversal

X_1	=	1.284	10^{-4} m
X_2	=	2.266	10^{-4} m
X_3	=	3.752	"
X_4	=	4.932	"
X_5	=	6.436	"
X_6	=	7.812	"
X_7	=	8.482	"
X_8	=	8.563	"
X_9	=	8.843	"
X_{10}	=	8.170	"
X_{11}	=	6.882	"
X_{12}	=	5.169	"
X_{13}	=	2.330	"
X_{14}	=	1.971	"
X_{15}	=	-4.620	"
X_{16}	=	-8.724	"
X_{17}	=	-13.080	"

Periodes du 2^e mode :

$$\omega_L = 41.98 \text{ s}^{-1}$$

$$\omega_t = 81.80 \text{ s}^{-1}$$

$$T_L = 0.15 \text{ s}$$

$$T_t = 0.08 \text{ s}$$

Poids du mode de vibration sismique :

2 ^e mode	sens longitudinal	$\varepsilon_{L_2} = 10.4\%$
	sens transversal	$\varepsilon_{t_2} = 9.2\%$

Conclusion :

le mode 1^{er} est très prépondérant .

CHAP IV

ETUDE au SEISME

Introduction :

L'objet de cette étude a pour but de prendre des mesures sécuritaires antisismique. Elle consiste à vérifier la résistance et la stabilité du bâtiment vis à vis des sollicitations d'ensemble et ce afin de justifier par calcul la sécurité de la construction devant des efforts d'origines sismiques.

Force sismique (formule de base).

Tout ouvrage sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissantes non simultanément dans les deux directions de chacun des deux axes principaux de la structure conformément à la formule

Art 3.1 RPABI

$$V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W$$

avec

V : force latérale totale ou effort tranchant à la base.

- A : coefficient d'accélération des zones (voir TABLEAU 1 P30 RPABI)
(ZONE II ; groupe d'usage 2) → A = 0.15
- B : facteur de comportement de la structure, dépend du type de la structure et de la nature de ses contreventements (voir Tab 2 P35 RPABI)
→ B = 1/5
- D : facteur d'amplification dynamique moyen, sa valeur est déterminée d'après le type de sol et de la période T du bâtiment (voir fig 4 P31 RPABI)
détermination de la période :

$$T = \frac{0.09 H}{\sqrt{L}}$$

avec H : hauteur du bâtiment (28.80 m).
L : dimension dans le sens de l'action sismique.

Sens longitudinal : $T_L = \frac{0.09 \cdot 28.8}{\sqrt{35.5}} = 0.43$ → D_L = 2

Sens transversal : $T_t = \frac{0.09 \cdot 28.8}{\sqrt{25.6}} = 0.51$ → D_t = 2
- Q : facteur de qualité, dépend de la qualité du système de contreventement de la structure.

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^n P_q$$

avec P_q : pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de pénalité q.

	P _{qL}	P _{qt}	
1, conditions minimales des files porteuses	: 0.0	0.1	
2, surabondance en plan	: 0.1	0.0	Q _L = 1.3
3, symétrie en plan	: 0.0	0.0	
4, régularité en élévation	: 0.0	0.0	Q _t = 1.3
5, contrôle des matériaux	: 0.1	0.1	
6, contrôle de la qualité de la structure	: 0.1	0.1	

— W : Poids de la structure :

→ $W = 6859.20 \text{ t}$

Evaluation des forces sismiques

. sens longitudinal $V_{yy} = 0.15 \cdot 1/5 \cdot 2 \cdot 1.3 \cdot 3429.60 = 267.50 \text{ t}$

. sens transversal $V_{xx} = 0.15 \cdot 1/5 \cdot 2 \cdot 1.3 \cdot 3429.60 = 267.50 \text{ t}$

Distribution des forces latérales :

la force latérale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure

$$F_t = 0.07 \cdot T \cdot V \quad \text{avec } T \text{ en s}$$

la valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0.25 V$ et est prise égale à zéro lorsque $T \leq 0.75$

$$T_1 = 0.43 \text{ s}$$

$$T_t = 0.51 \text{ s}$$

⇒ $F_t = 0$ dans les deux sens.

→ $V = \sum F_i$

F_k : effort horizontal au niveau k.

$$F_k = \frac{V \cdot W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

remarque : Vu que les différents étages ne sont pas continus et que nous passons d'un étage à un autre par un niveau intermédiaire. Nous considérons donc des forces ponctuelles appliquées à chaque étage (soient 17 planchers)

niveau	$W_k \text{ (t)}$	$h_k \text{ (m)}$	$W_k \cdot h_k \text{ (tm)}$	$\sum W_i \cdot h_i \text{ (tm)}$	$F_{kyy} = F_{kxx}$
17	338.00	25.20	8517.60	75308.80	30.26
16	323.00	23.80	7687.40	"	27.31
15	328.00	22.40	7347.20	"	26.10
14	293.00	21.00	6153.00	"	21.86
13	328.00	19.60	6428.80	"	22.84
12	293.00	18.20	5332.60	"	18.95
11	328.00	16.80	5510.40	"	19.58
10	293.00	15.40	4512.20	"	16.03
9	328.00	14.00	4592.00	"	16.32
8	293.00	12.60	3691.80	"	13.12
7	328.00	11.20	3673.60	"	13.05
6	293.00	9.80	2871.40	"	10.20
5	328.00	8.40	2755.20	"	9.79
4	293.00	7.00	2051.00	"	7.29
3	328.00	5.60	1836.80	"	6.53
2	325.00	4.20	1365.00	"	4.85
1	351.00	2.80	982.80	"	3.41

CHAP V

ETUDE AU VENT

Introduction :

À de faibles vitesses le régime du vent est généralement laminaire, les effets sur les constructions ayant un caractère statique. Pour des vitesses plus élevées, le vent devient turbulent et agit sur la construction par des rafales successives qui sont d'autant plus dangereuses qu'elles présentent un caractère périodique et que leur période devient plus voisine de la période propre de vibration de l'ouvrage, ce qui peut entraîner la résonance, dans ce cas les effets du vent deviennent dynamiques.

les actions du vent sur les différentes parois d'une construction admettent une résultante géométrique (R) qui se décompose en :

- Force de traînée T : composante de la force du vent dans la direction parallèle à celle du vent.
- Force de dérive L : composante de la force du vent dans la direction perpendiculaire à celle du vent.
- Portance U : composante de la force du vent dans la direction verticale ascendante et qui peut entraîner un soulèvement ou un écrasement de notre construction.

$$\vec{R} = \vec{T} + \vec{L} + \vec{U}$$

Détermination de l'effort de traînée

$$T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot D_e$$

avec 1) C_t : coef de traînée = $C_{t_0} \cdot \delta_0$ dépendant de l'élanement de la tour et de la rugosité de sa surface.

δ_0 : dépend des rapports de dimensions donné par la fig R.III.5. NV65
Quel que soit la direction du vent $C_t = 1,3$.

2) β : coef de majoration dynamique (dépend de la période).

$\beta = \theta (1 + \zeta)$ avec
 ζ : coef de réponse déterminé à l'aide de l'annexe 4 NV65 $\left\{ \begin{array}{l} 0,25 \\ 0,40 \end{array} \right.$

θ : coef global dépend du type de construction $\theta = 1$.

sens longitudinal $\beta_L = 1,084$

sens transversal $\beta_t = 1,134$

3) δ : coef de dimension (tient compte des dimensions de l'ouvrage) $\rightarrow \delta = 0,76$.

4) q : pression de vent $q = K_s \cdot K_m \cdot q_H$
 K_s : coef de site (site normal) $K_s = 1$
 K_m : coef de masque (non abrité) $K_m = 1$

$$q_H : \text{pression dynamique} \quad q_H = 2,5 \frac{H+18}{H+60} q_{10}$$

$$q_{10} : \text{pression dynamique de base} \quad q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2$$

$$H : \text{hauteur totale du bâtiment (28,80m)} \quad q_H = 92,23 \text{ t}$$

5/ D_c : largeur du maître couple .

Vent agissant longitudinalement : $D_c = 25,60 \text{ m}$

Vent agissant transversalement : $D_c = 35,50 \text{ m}$

Détermination de l'effort de dérive $L = \delta \cdot C_L \cdot \beta \cdot q_{cr} \cdot d \cdot H/h$

Cet effort prend en compte l'action des tourbillons de KARMAN dont la période est d'après l'annexe B.31. NV65 lorsque $T = T_K$.

$$T_K = d/s \cdot V \quad \text{avec } V : \text{vitesse du fluide} ; s : \text{nbre de STROUHAL.}$$

d : largeur du maître couple

l'augmentation de la vitesse du vent diminue la possibilité de mise en résonance. les règles NV65 admettent qu'à partir d'une vitesse de 25 m/s, il serait inutile de faire un calcul à la résonance.

On remarque que $V_{cr} \gg 25 \text{ m/s}$.
Généralement, seuls les ouvrages de très grandes hauteurs et de période propre importante ($\geq 1,5 \text{ s}$) nécessitent un calcul à la résonance.

Détermination de l'effort de portance $U = C_u \cdot \delta \cdot q \cdot S_u$

C_u : coef de portance $C_u = C_i - C_e$

C_i : coef de surpression intérieure sur la terrasse. $C_i = 0,3$.
nous avons $H > 35$ pour trois parois et $5 < H < 35$ pour une paroi.

C_e : coef de dépression extérieure (annexe 2.131 NV65)

$\alpha = 0$ (plancher terrasse plan)
 $\gamma_0 = 1$ } $C_e = -0,5$

d'où $C_u = 0,8$

δ : coef de dimension = 0,76

q : pression du vent $q = K_s \cdot q_H = 92,23 \text{ kg/m}^2$

S_u : aire de la terrasse (776,96 m²).

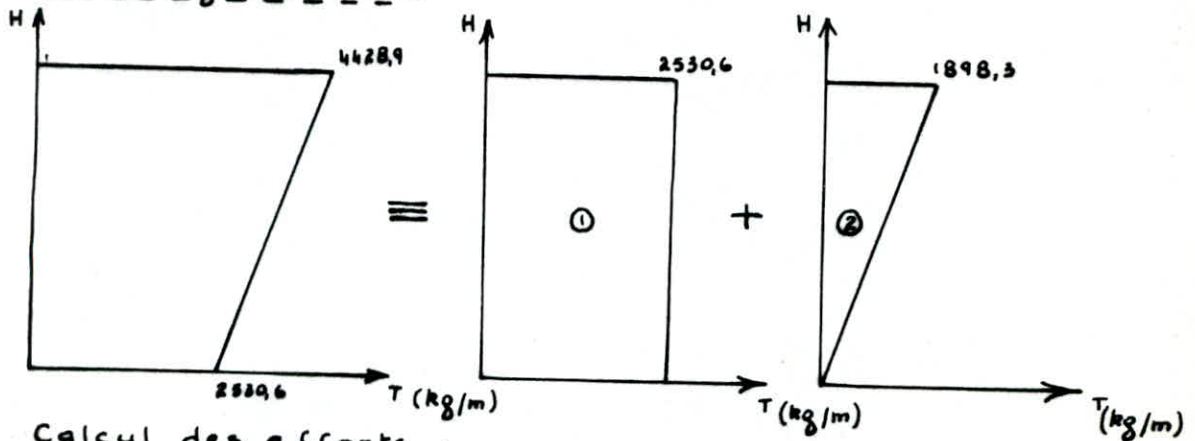
→ $U_n = 43,56 \text{ t}$

→ $U_e = 1,75 U_n = 76,24 \text{ t}$ (cas extrême).

Pour le risque de soulèvement: nous avons $Q > U_e$.
→ pas de risques.

le diagramme donnant T_e en fonction de la hauteur H peut être remplacé par un diagramme trapézoïdal équivalent.

sens longitudinal :-



Calcul des efforts :

$$\textcircled{1} \quad H_{e1} = P_0 \cdot H = 2,5306 \times 25,80 = 65,29 \text{ t.}$$

$$M_{e1} = H_{e1} \times H/2 = 65,29 \times 25,80/2 = 842,23 \text{ t.m.}$$

$$\textcircled{2} \quad H_{e2} = P_1 \times H/2 = 1,8983 \times 25,80/2 = 24,49 \text{ t.}$$

$$M_{e2} = H_{e2} \times \frac{2}{3} H = 24,49 \times \frac{2}{3} \times 25,80 = 421,20 \text{ t.m.}$$

$$H_e = H_{e1} + H_{e2} = 89,78 \text{ t.}$$

$$M_e = M_{e1} + M_{e2} = 1263,42 \text{ t.m.}$$

sens transversal :-

$$\textcircled{1} \quad H_{e1} = P_0 \cdot H = 3,6844 \times 25,8 = 95,05 \text{ t.}$$

$$M_{e1} = H_{e1} \times H/2 = 95,05 \times 25,8/2 = 1226,24 \text{ t.m.}$$

$$\textcircled{2} \quad H_{e2} = P_1 \times H/2 = 2,7328 \times 25,8/2 = 35,25 \text{ t.}$$

$$M_{e2} = H_{e2} \times \frac{2}{3} H = 35,25 \times \frac{2}{3} \times 25,8 = 606,3 \text{ t.m.}$$

$$H_e = 130,3 \text{ t}$$

$$M_e = 1832,6 \text{ t}$$

Conclusion :

D'après l'étude au vent et celle du séisme, on conclut que le séisme est prépondérant devant l'effet du vent.

CALCUL DES CENTRES DE MASSE et D'INERTIE

- Centre de masse :

les efforts sismiques étant supposés concentrés au niveaux des planchers d'où la nécessité de calculer le centre de masse des éléments.

$$X_{cm} = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} ; \quad Y_{cm} = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i}$$

Plancher de gauche

$$X_{cm} = -0,08 \text{ m}$$

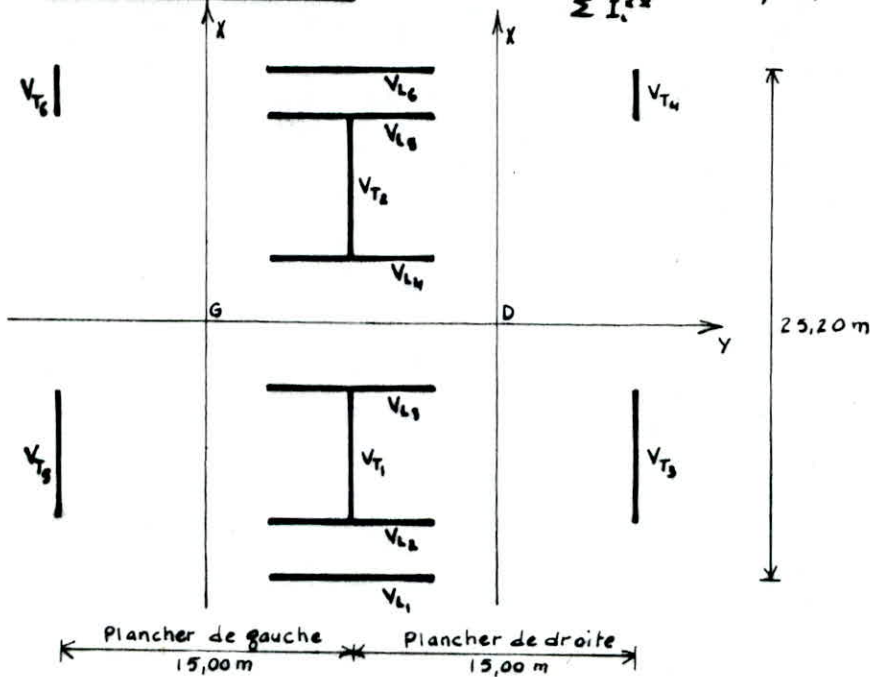
$$Y_{cm} = -0,47 \text{ m}$$

Plancher de droite

$$X_{cm} = -0,04 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = -0,22 \text{ m}$$

- Centre d'inertie : $X_{ct} = \frac{\sum x_i I_i^{xx}}{\sum I_i^{xx}} ; Y_{ct} = \frac{\sum y_i I_i^{yy}}{\sum I_i^{yy}}$



- Inertie de torsion :

$$J = \sum I^{xx} dx^2 + \sum I^{yy} dy^2$$

- Excentricités : Art 3.3.5 RPA 81

$$e_x(y) = \max \left\{ \begin{array}{l} 5\% \text{ de la plus grande dimension du bâtiment.} \\ \text{Excentricité théorique résultant des plans.} \end{array} \right.$$

Plancher de gauche

VOILES	Y_i	I_i^{yy}	dY_i	X_i	I_i^{xx}	dX_i
V_{T1}	7,50	3,60	4,80			
V_{T2}	7,50	3,60	4,80			
V_{T3}	-7,50	3,60	10,8			
V_{T6}	-7,50	0,29	10,8			
V_{L1}				-12,56	7,91	-13,84
V_{L2}				-9,56	"	-10,84
V_{L3}				-3,16	"	-4,44
V_{L4}				3,24	"	1,96
V_{L5}				9,64	"	8,36
V_{L6}				12,64	"	11,36
$\Sigma I_i^{yy} = 11,09$			$\Sigma I_i^{xx} = 47,46$			

$$X_{CT} = 0,08 \text{ m}$$

$$Y_{CT} = 2,23 \text{ m}$$

Plancher de droite

VOILES	Y_i	I_i^{yy}	dY_i
V_{T1}	-7,50	3,60	-5,25
V_{T2}	-7,50	3,60	-5,25
V_{T3}	7,50	3,60	9,75
V_{T4}	7,50	0,29	9,75
$\Sigma I_i^{yy} = 11,09$			

$$X_{CT} = 0,04 \text{ m}$$

$$Y_{CT} = -2,23 \text{ m}$$

— excentricités —

$$e_x = 5\% \ell = \pm 1,28 \text{ m}$$

$$e_y = 2,70 \text{ m}$$

$$e_x = 5\% \ell = \pm 1,28 \text{ m}$$

$$e_y = -2,01 \text{ m}$$

Inertie de torsion

$$J = 4773 \text{ m}^6$$

CHAP VI

DISTRIBUTION des EFFORTS DANS les REFENDS

les forces sismiques horizontales revenant à chaque plancher ont été déterminées dans le chapitre précédent, il reste à répartir ces efforts dans les différents refends de contreventement.

Hypothèses de calcul:

- les planchers sont indéformables horizontalement.
- les refends sont parfaitement encastrés à leurs bases.
- l'inertie des refends est cste sur toute la hauteur ou bien la variation d'inertie suit la même loi pour tous les refends.

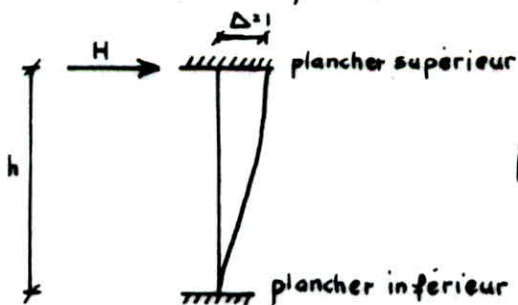
Distribution des sollicitations d'ensemble dans les refends.

exposé de la méthode du centre de torsion :

le centre de torsion d'un groupe de refends est le pt défini par :

- Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion provoque uniquement une translation de direction parallèle à celle de la force.
- Un moment vertical dont la direction passe par le centre de torsion engendre seulement une rotation de même sens que celui du moment.

les forces horizontales se répartissent dans les refends suivant leur rigidité. la rigidité à la flexion d'un refend est la force (couple) de rappel par laquelle le refend réagit quand une force extérieure produit une translation (rotation) unitaire telle qu'elle est représentée ci-dessous :



$$R = \frac{12EI}{h^3}$$

avec R : rigidité
 I : moment d'inertie
 h : hauteur d'étage

Application de la méthode à la structure :

- Un refend parallèle à la direction de la force sismique est soumis à un effort de translation (H_{tr}) et à un effort de rotation (H_{rot}).
- Un refend perpendiculaire à la direction de la force sismique est soumis uniquement à un effort de rotation (H_{rot}).

Force sismique agissant transversalement

Refend transversal (i)

$$H_i = H_{i,rot} + H_{i,tr} \quad \text{avec}$$

$$H_{i,rot} = \frac{H_x \cdot e_y \cdot I_i^{yy} \cdot x_i}{J}$$

$$H_{i,tr} = \frac{H_x \cdot I_i^{yy}}{\sum I^{yy}}$$

EFFORTS LONGITUDINAUX à chaque niveau

VOILES	V_{L1}	V_{L2}	V_{L3}	V_{L4}	V_{L5}	V_{L6}
$H_{j_{rr}} (t)$	16.67	16.67	16.67	16.67	16.67	16.67
$H_{j_{rot}} (t)$	-2.94	-2.50	-0.94	0.42	1.77	2.41
H_j	16.67	16.67	16.67	17.09	18.44	19.08

niveau	V_{L1}	V_{L2}	V_{L3}	V_{L4}	V_{L5}	V_{L6}
17	5.04	5.04	5.04	5.17	5.75	5.78
16	4.55	4.55	4.55	4.67	5.19	5.21
15	4.35	4.35	4.35	4.46	4.96	4.98
14	3.65	3.65	3.65	3.74	4.15	4.17
13	3.81	3.81	3.81	3.90	4.34	4.36
12	3.16	3.16	3.16	3.24	3.59	3.62
11	3.26	3.26	3.26	3.35	3.72	3.73
10	2.67	2.67	2.67	2.74	3.04	3.06
9	2.71	2.71	2.71	2.78	3.09	3.12
8	2.19	2.19	2.19	2.24	2.49	2.50
7	2.16	2.16	2.16	2.23	2.48	2.49
6	1.70	1.70	1.70	1.74	1.94	1.95
5	1.63	1.63	1.63	1.67	1.86	1.87
4	1.22	1.22	1.22	1.25	1.38	1.39
3	1.08	1.08	1.08	1.17	1.24	1.25
2	0.82	0.82	0.82	0.83	0.92	0.93
1	0.57	0.57	0.57	0.58	0.65	0.65

seisme longitudinal												seisme transversal													
VOIE	V_{L1}		V_{L2}		V_{L3}		V_{L4}		V_{L5}		V_{L6}		V_{T1}		V_{T2}		V_{T3}		V_{T4}		V_{T5}		V_{T6}		
EFFORT	T(t)	M(t _m)	T(t)	M(t _m)	T(t)	M(t _m)	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	
17	5.04	/	5.04	/	5.04	/	5.17	/	5.75	/	5.78	/	9.8	/	9.8	/					10.85	/	0.85	/	
16	9.59	7.06	9.59	7.06	9.59	7.06	9.84	7.2	10.9	7.8	11.0	8.1	18.7	13.7	18.7	13.7	9.31	/	0.75	/					
15	13.94	20.5	13.94	20.5	13.94	20.5	14.3	21.0	15.9	22.7	15.9	23.4	27.1	39.9	27.1	39.9					19.6	29.5	1.58	2.4	
14	17.59	40.0	17.59	40	17.59	40	18.0	41.0	20.0	44.3	20.0	45.8	34.3	77.9	34.3	77.9	16.76	26.1	1.35	2.1					
13	21.40	64.6	21.4	64.6	21.4	64.6	21.9	67.8	24.4	71.5	24.5	74	42.7	129	41.7	129					27.5	84.5	2.23	6.8	
12	24.56	94.6	24.56	94.6	24.56	94.6	25.2	96.9	28.0	105	28.1	108	47.9	184	47.9	184	23.2	73.0	1.87	5.9					
11	27.82	124	27.82	124	27.82	124	28.5	131.7	31.7	143	31.8	146	54.2	251	54.2	251					35.8	162	2.8	13	
10	30.49	168	30.49	168	30.49	168	31.3	172	34.7	186	34.9	192	59.4	327	59.4	327	28.7	138	2.31	11.1					
9	33.2	211	33.2	211	33.2	211	34.0	216	37.8	233	38.0	241	64.7	411	64.7	411					41.5	258	3.25	21	
8	35.4	257	35.4	257	35.4	257	36.3	263	40.3	284	40.5	294	69.0	501	69	501	33.1	218	2.67	17.6					
7	37.5	306	37.5	306	37.5	306	38.5	314	42.8	339	43.0	351	73.3	597	73.3	597					46.1	360	3.62	30	
6	39.3	359	39.3	359	39.3	359	40.2	368	44.7	397	45.0	411	76.6	700	76.6	700	36.6	311	2.95	25.0					
5	40.9	414	40.9	414	40.9	414	41.9	424	46.6	458	46.8	474	79.8	807	79.8	807					49.5	495	3.90	40	
4	42.1	471	42.1	471	42.1	471	43.2	483	48.0	522	48.2	540	82.1	919	82.1	919	39.1	414	3.15	33.3					
3	43.2	530	43.2	530	43.2	530	44.3	543	49.2	587	49.5	607	84.3	1034	84.3	1034					51.7	629	4.1	51	
2	44.0	591	44	591	44	591	45.2	606	50.1	654	50.4	630	85.8	1152	85.8	1152	40.7	523	3.24	42					
1	44.6	652	44.6	652	44.6	652	45.8	669	50.8	721	51.0	747	86.9	1272	86.9	1272					56.9	770	4.2	62	
RDC	/	776	/	776	/	776	/	796	/	859	/	873	/	1516	/	1516	/	694	/	55.7	/	915	/	74	

EFFORTS $M(t_m)$, $T(t)$ dans les voiles



CHAP VII

CALCUL des DEFORMATIONS

Introduction :

Connaissant les forces sismiques agissant à chaque niveau, on calculera les déformations élastiques données ci-après. Puis conformément à l'article 3.3.7.1 du RPA 81, ces déformations seront multipliées par $1/2\theta$ (≥ 1) pour tenir compte de la ductilité de la structure.

Nous obtenons ainsi les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser $75 \cdot 10^{-4} \cdot h$ avec h : hauteur d'étage.

On a $f_j = \sum_{i=1}^n \delta_{ij} F_i$; flèche au niveau j .
 $\delta_{ij} = \frac{1}{E I I} x_j^2 (x_i - x_j/3)$ (δ_{ij} : flèche provoquée par une force unitaire (voir chap: ETUDE Pseudo-DYNAMIQUE))
 $f'_j = f_j \cdot 1/2\theta$ avec $\theta = 1/4$ (facteur de comportement de la structure).
 f'_j : déplacement relatif d'un étage j .
 $\Delta f' = f'_{j+1} - f'_j$

avec $\left(\frac{\Delta f'}{h}\right)_{adm} = 75 \cdot 10^{-4}$

EI I δ_{ij}	j=1	j=2	j=3	j=4	j=5	j=6	j=7	j=8	j=9	j=10	j=11	j=12	j=13	j=14	j=15	j=16	j=17
i=1	7.3	12.8	14.8	23.8	29.3	34.8	40.2	45.7	51.2	56.7	62.2	67.7	73.2	78.4	84.1	89.6	95.1
i=2	12.8	24.7	37.0	49.4	61.7	74.1	86.4	98.8	111.1	123.3	135.8	148.2	160.5	172.9	185.2	197.6	209.9
i=3	14.8	37.0	58.5	85.0	102.4	124.4	146.3	168.3	190.2	212.2	234.1	256.1	278.1	300.0	322.0	343.9	365.9
i=4	23.8	49.4	85.0	114.8	148.6	182.9	217.2	251.5	285.8	320.1	354.4	388.7	423.0	457.3	491.6	525.9	560.2
i=5	29.3	61.7	102.4	148.6	197.6	246.9	296.3	345.7	395.1	444.5	493.9	543.3	592.7	642.1	691.5	740.9	790.3
i=6	34.8	74.1	124.4	182.9	246.9	310.7	381.0	448.2	515.4	582.6	649.9	717.1	784.4	851.6	918.8	985.6	1053
i=7	40.2	86.4	146.3	217.2	296.3	381.0	468.0	556.1	644.0	731.7	819.5	907.3	995.2	1083	1171	1258	1346
i=8	43.7	98.8	168.3	251.5	345.7	448.2	556.1	666.8	778.0	889.0	1000	1111	1222	1333	1444	1556	1667
i=9	51.2	111.1	190.2	285.8	395.1	515.4	644.0	778.0	914.7	1052	1189	1326	1463	1601	1738	1875	2012
i=10	56.7	123.3	212.2	320.1	444.5	582.6	731.7	889.0	1052	1217	1383	1549	1715	1881	2047	2213	2379
i=11	62.2	135.8	234.1	354.4	493.9	649.9	819.5	1000	1189	1383	1580	1778	1976	2173	2371	2568	2766
i=12	67.7	148.2	256.1	388.7	543.3	717.1	907.3	1111	1326	1549	1778	2009	2241	2473	2705	2937	3169
i=13	73.2	160.5	278.1	423.0	592.7	784.4	995.2	1222	1463	1715	1976	2241	2510	2779	3048	3316	3585
i=14	78.4	172.9	300.0	457.3	642.1	851.6	1083	1333	1600	1881	2173	2473	2779	3087	3395	3704	4013
i=15	84.1	185.2	322.0	491.6	691.5	918.8	1171	1445	1738	2047	2371	2705	3048	3395	3746	4098	4449
i=16	89.6	197.6	343.9	525.9	740.9	995.6	1258	1556	1875	2213	2568	2937	3316	3704	4098	4494	4890
i=17	95.1	209.9	365.9	560.2	790.3	1053	1346	1667	2012	2379	2766	3169	3585	4013	4449	4890	5334

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	
V_{L_1}	f_1	0.189	0.417	0.721	1.092	1.525	2.015	2.518	3.119	3.716	4.360	5.016	5.686	6.374	7.068	7.767	8.470	9.182
	f_2	0.378	0.834	1.442	2.184	3.050	4.030	5.036	6.238	7.452	8.720	10.032	11.372	12.749	14.136	15.534	16.940	18.364
	$\frac{\Delta f_1}{n}$	0.326	0.433	0.531	0.618	0.700	0.719	0.858	0.867	0.906	0.937	0.957	0.983	0.991	0.998	1.004	1.017	
V_{L_6}	f_1	0.217	0.478	0.826	1.251	1.746	2.307	2.915	3.572	4.267	5.005	5.746	6.514	7.291	8.073	8.871	9.678	10.502
	f_2	0.433	0.955	1.653	2.502	3.493	4.615	5.830	7.143	8.533	10.010	11.492	13.028	14.582	16.146	17.742	19.356	21.004
	$\frac{\Delta f_2}{n}$	0.373	0.498	0.606	0.708	0.801	0.867	0.937	0.993	1.055	1.058	1.098	1.109	1.117	1.140	1.153	1.177	
V_{T_7}	f_1	0.407	0.894	1.544	2.341	3.268	4.318	5.455	6.683	7.984	9.235	10.748	12.204	13.658	15.144	16.642	18.147	19.652
	f_2	0.814	1.788	3.088	4.682	6.536	8.636	10.910	13.366	15.968	18.670	21.490	24.408	27.316	30.288	33.284	36.294	39.303
	$\frac{\Delta f_3}{n}$	0.695	0.928	1.138	1.324	1.500	1.624	1.754	1.858	1.930	2.014	2.018	2.084	2.123	2.140	2.150	2.156	
V_{T_5}	f_1	0.253		0.957		2.031		3.394		4.974		6.704		8.529		10.404		12.298
	f_2	0.506		1.914		4.062		6.788		9.948		13.408		17.058		20.808		24.596
	$\frac{\Delta f_4}{n}$	0.503		0.767		0.973		1.128		1.235		1.303		1.339		1.353		
V_{T_4}	f_1	0.243		0.929		1.971		3.294		4.829		6.511		8.286		10.112		11.956
	f_2	0.486		1.858		3.942		6.588		9.658		13.022		16.572		20.224		23.912
	$\frac{\Delta f_5}{n}$	0.490		0.744		0.945		1.096		1.201		1.268		1.304		1.317		
V_{T_3}	f_1		0.408		1.067		1.969		3.037		4.236		5.531		6.839		8.181	
	f_2		0.816		2.134		3.938		6.074		8.472		11.062		13.678		16.362	
	$\frac{\Delta f_6}{n}$		0.470		0.644		0.763		0.856		0.925		0.934		0.958			
V_{T_2}	f_1		0.403		1.055		1.958		3.002		4.189		5.469		6.763		8.091	
	f_2		0.806		2.110		3.916		6.004		8.378		10.938		13.526		16.182	
	$\frac{\Delta f_7}{n}$		0.465		0.645		0.745		0.847		0.914		0.924		0.948			

* unité : 10^3 m

CHAP VIII

EFFORTS dans les PORTIQUES

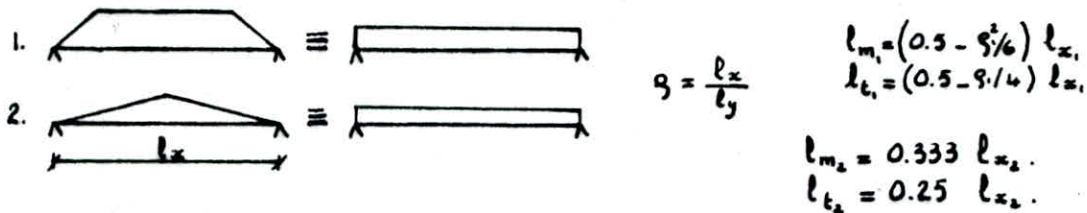
les portiques ne reprennent que les charges verticales vu le contreventement est assuré par les voiles.

la méthode utilisée pour le calcul des efforts dans les portiques est celle de M^r CAQUOT exposée dans l'annexe A. CCBA 68.

HYPOTHESES de CALCUL

- . les poutres sont solidaires des poteaux.
 - . les moments d'inertie des poteaux sont constants.
 - . Il n'est pas tenu compte des déplacements horizontaux relatifs des planchers.
- le principe de cette méthode consiste à considérer chaque nœud (croisement poteau-poutre) et à déterminer les moments de continuité dans les sections des nus, en ne tenant compte que des charges des travées encadrant l'appui et de la résistance offerte par les tronçons inférieur et supérieur des poteaux.

Vu que les planchers sont des dalles pleines en b.a, on fait une répartition des charges sur les poutres par un découpage à 45°.



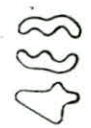
EVALUATION des charges et surcharges dans les poutres

Dans ce qui suit sont présentés les différents portiques et les valeurs des efforts dans les divers éléments.

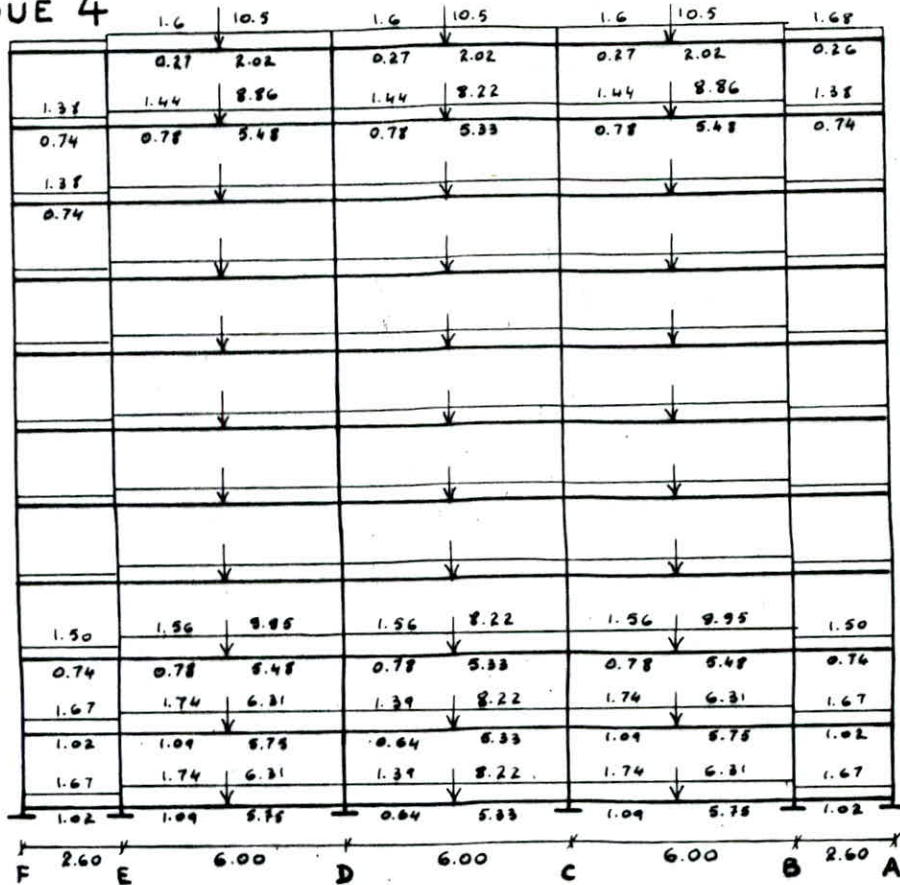
Soient les moments dans les poutres et poteaux, efforts tranchants dans les poutres et les efforts normaux dans les poteaux.

caracteristiques géométriques du portique 4

Niveau	nœud	l_w	l_e	h_n	h_s	$I_w^{10^3}$	$I_e^{10^3}$	$I_n^{10^3}$	$I_s^{10^3}$	l'_w	l'_e	h'_n	h'_s	$K_w^{10^3}$	$K_e^{10^3}$	$K_n^{10^3}$	$K_s^{10^3}$	D^{10^3}
9	1(6)	/	2.60	/	2.20	/	7.20	/	7.20	/	2.08	/	1.76	/	3.46	/	4.09	7.55
	2(5)	2.60	6.00	/	2.20	7.20	7.20	/	7.20	2.08	4.80	/	1.76	3.46	1.50	/	4.09	9.05
	3(4)	6.00	6.00	/	2.20	7.20		/	7.20	4.80	4.80	/	1.76	1.50	1.50	/	4.09	7.09
8	1(6)	/	2.60	2.20	"	/	7.20	7.20	7.20	/	2.08	1.98	"	/	3.46	3.64	4.09	11.19
	2(5)	2.60	6.00	"	"	7.20	7.20	"	"	2.08	4.80	1.98	"	3.46	1.50	3.64	4.09	12.69
	3(4)	6.00	6.00	"	"	7.20	7.20	"	"	4.80	4.80	1.98	"	1.50	1.50	3.64	4.09	10.73
7 5 3 6 4 2	1(6)	/	2.60	"	"	/	"	"	"	/	2.08	1.76	"	/	3.46	4.09	4.09	11.64
	2(5)	2.60	6.00	"	"	7.20	"	"	"	2.08	4.80	1.76	"	3.46	1.50	"	"	13.14
	3(4)	6.00	6.00	"	"	7.20	"	"	"	4.80	4.80	1.76	"	1.50	1.50	"	"	11.18
1	1(6)	/	2.60	"	"	/	"	"	"	/	2.08	"	"	/	3.46	"	"	11.64
	2(5)	2.60	6.00	"	"	7.20	"	"	"	2.08	4.80	"	"	3.46	1.50	"	"	13.14
	3(4)	6.00	6.00	"	"	7.20	"	"	"	4.80	4.80	"	"	1.50	1.50	"	"	11.18
RDC	1(6)	/	2.60	"	"	/	"	"	"	/	2.08	"	"	/	3.46	"	"	11.64
	2(5)	2.60	6.00	"	"	7.20	"	"	"	2.08	4.80	"	"	3.46	1.50	"	"	13.14
	3(4)	6.00	6.00	"	"	7.20	"	"	"	4.80	4.80	"	"	1.50	1.50	"	"	11.18
S.S	1(6)	/	2.60	"	/	/	"	"	/	/	2.08	"	/	/	3.46	"	/	7.55
	2(5)	2.60	6.00	"	/	7.20	"	"	/	2.08	4.80	"	/	3.46	1.50	"	/	9.05
	3(4)	6.00	6.00	"	/	7.20	"	"	/	4.80	4.80	"	/	1.50	1.50	"	/	7.09



PORTIQUE 4



moments dans les poutres

niv	sol	F			E			D			C			B			A
		Me	Mt	Mw	Me	Mt	Mw	Me	Mt	Mw	Me	Mt	Mw	Me	Mt	Mw	
9	G	0.47	1.60	5.29	11.18	10.74	13.23	13.23	9.72	13.23	13.23	10.74	11.18	5.29	1.60	0.47	
	P	0.07	0.32	1.01	2.02	2.02	2.44	2.44	1.8	2.44	2.44	2.02	2.02	1.01	0.32	0.07	
8	G	0.49	0.89	3.62	10.14	9.04	11.34	10.97	7.84	10.97	11.34	9.04	10.14	3.62	0.89	0.49	
	P	0.26	0.56	2.12	6.00	5.36	6.74	6.65	4.2	6.65	6.74	5.36	6.00	2.12	0.56	0.26	
7 5 4 3 2	G	0.49	0.88	3.62	10.14	9.04	11.34	10.97	7.84	10.97	11.34	9.04	10.14	3.62	0.88	0.49	
	P	0.26	0.56	2.12	6.00	5.36	6.74	6.65	4.2	6.65	6.74	5.36	6.00	2.12	0.56	0.26	
1	G	0.54	0.95	3.90	11.30	10.10	12.47	11.38	7.43	11.38	12.47	10.10	11.30	3.90	0.95	0.54	
	P	0.26	0.56	2.12	6.00	5.38	6.74	6.65	4.20	6.65	6.74	5.38	6.00	2.12	0.56	0.26	
RDC	G	0.60	0.51	3.23	9.01	7.89	9.82	8.28	10.53	8.28	9.82	7.89	9.01	3.23	0.51	0.60	
	P	0.36	0.70	2.75	7.04	6.20	7.62	6.46	4.42	6.46	7.62	6.20	7.04	2.75	0.70	0.36	
SS	G	0.93	0.86	3.61	9.01	7.74	10.10	10.64	8.17	10.64	10.10	7.74	9.01	3.61	0.86	0.93	
	P	0.57	0.80	2.75	6.87	6.66	6.86	7.23	3.65	7.23	6.86	6.66	6.87	2.75	0.80	0.57	

EFFORTS TRANCHANTS dans les poutres

niv	sol	F		E		D		C		B		A
		Te	Tu	Te	Tu	Te	Tu	Te	Tu	Te	Tu	
9	G	0.32	4.04	9.71	10.39	10.05	10.05	10.39	9.71	4.04	0.32	
	P	0.20	0.70	1.75	1.89	1.82	1.82	1.89	1.75	0.70	0.02	
8	G	0.59	2.99	8.55	8.95	8.43	8.43	8.95	8.55	2.99	0.59	
	P	0.25	1.68	4.96	5.20	5.01	5.01	5.20	4.96	1.68	0.25	
7 6 5 4 3 2	G	0.59	2.99	8.55	8.95	8.43	8.43	8.95	8.55	2.99	0.59	
	P	0.25	1.68	4.96	5.20	5.01	5.01	5.20	4.96	1.68	0.25	
1	G	0.66	3.24	9.47	9.86	8.79	8.79	9.86	9.47	3.24	0.66	
	P	0.25	1.68	4.96	5.20	5.01	5.01	5.20	4.96	1.68	0.25	
RDC	G	1.16	3.18	8.25	8.52	8.79	8.79	8.52	8.25	3.18	1.16	
	P	0.41	2.25	6.05	6.25	4.59	4.59	6.25	6.05	2.25	0.41	
S.S	G	1.14	3.20	8.19	8.86	8.79	8.79	8.56	8.19	3.20	1.14	
	P	0.49	2.17	6.15	6.15	4.59	4.59	6.15	6.15	2.17	0.49	

MOMENTS dans les poteaux

niv	sol	F		E		D		C		B		A	
		Mn	Ms	Mn	Ms	Mn	Ms	Mn	Ms	Mn	Ms	Mn	Ms
9	G	/	0.46	/	5.59	/	/	/	/	/	5.59	/	0.46
	P	/	0.07	/	0.71	/	/	/	/	/	0.71	/	0.07
8	G	0.23	0.26	3.07	3.45	0.19	0.21	0.19	0.21	3.07	3.45	0.23	0.26
	P	0.12	0.14	1.93	2.06	0.04	0.05	0.04	0.05	1.93	2.06	0.12	0.14
7 6 5 4 3 2	G	0.25	0.25	3.33	3.33	0.20	0.20	0.20	0.20	3.33	3.33	0.25	0.25
	P	0.13	0.13	1.99	1.99	0.05	0.05	0.05	0.05	1.99	1.99	0.13	0.13
1	G	0.31	0.19	4.21	2.58	0.63	0.38	0.63	0.38	4.21	2.58	0.31	0.19
	P	0.15	0.01	2.26	1.38	0.05	0.03	0.05	0.03	2.26	1.38	0.15	0.01
RDC	G	0.21	0.35	1.99	3.26	0.17	0.29	0.17	0.29	1.99	3.26	0.21	0.35
	P	0.13	0.21	1.58	2.59	0.09	0.15	0.09	0.15	1.58	2.59	0.13	0.21
S.S	G	0.72	/	3.92	/	0.43	/	0.43	/	3.92	/	0.72	/
	P	0.44	/	3.17	/	0.90	/	0.90	/	3.17	/	0.44	/

EFFORTS NORMAUX dans les poteaux ramenés par les efforts tranchants dus aux poutres.

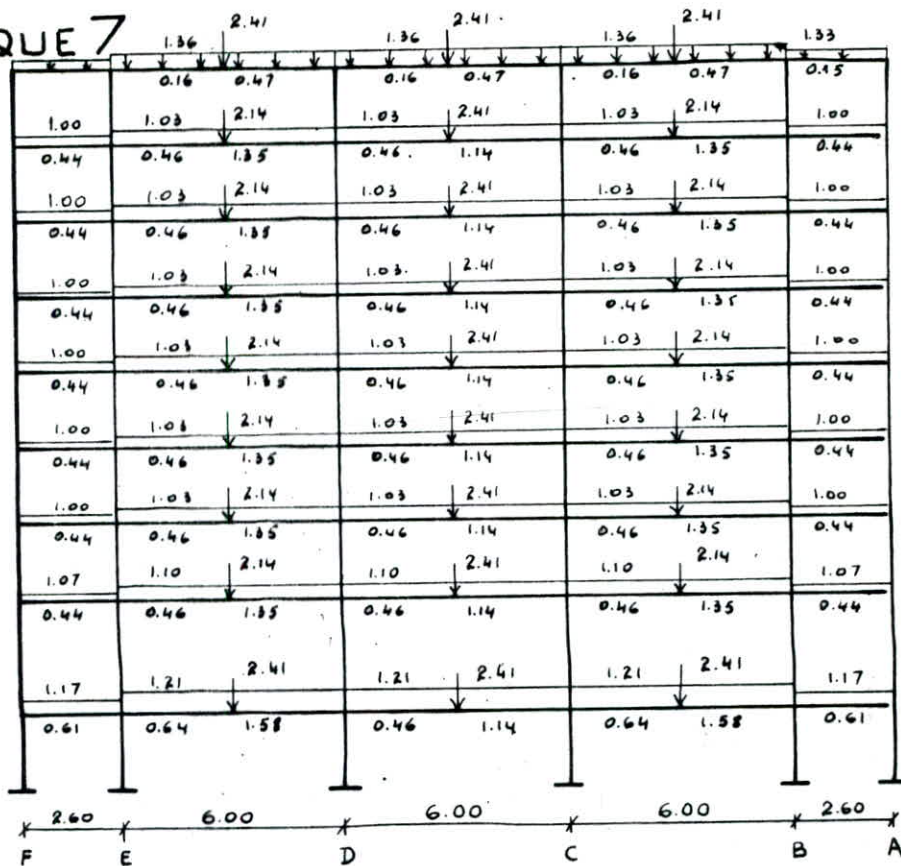
niv	sollic	F	E	D	C	B	A
9	G	0.32	13.75	20.44	20.44	13.75	0.32
	P	0.02	2.45	3.71	3.71	2.45	0.02
8	G	0.91	25.29	37.82	37.82	25.29	0.91
	P	0.23	9.09	13.92	13.92	9.09	0.23
7	G	1.50	36.83	55.20	55.20	36.83	1.50
	P	0.48	15.73	24.13	24.13	15.73	0.48
1	G	5.11	95.70	143.37	143.37	95.70	5.11
	P	1.98	48.93	75.18	75.18	48.93	1.98
RDC	G	6.27	107.13	160.66	160.66	107.13	6.27
	P	2.39	57.23	86.02	86.02	57.23	2.39
S.S	G	7.41	118.52	178.01	178.01	118.52	7.41
	P	2.88	65.55	96.76	96.76	65.55	2.88

caracteristiques géométriques du portique 7.

Niveau	nœud	l_w	l_e	h_n	h_s	$I_w^{10^3}$	$I_e^{10^3}$	$I_n^{10^3}$	$I_s^{10^3}$	l'_w	l'_e	h'_n	h'_s	$K_w^{10^3}$	$K_e^{10^3}$	$K_n^{10^3}$	$K_s^{10^3}$	D^{10^3}
8	1	/	2.60	/	2.20	/	7.20	/	4.16	/	2.08	/	1.76	/	3.46	/	2.36	5.82
	2	2.60	6.00	/	2.20	7.20	7.20	/	4.16	2.08	4.80	/	1.76	3.46	1.50	/	2.36	7.32
	3	6.00	6.00	/	2.20	7.20	7.20	/	4.16	4.80	4.80	/	1.76	1.50	1.50	/	2.36	5.36
	4	6.00	6.00	/	2.20	7.20	7.20	/	4.16	4.80	4.80	/	1.76	1.50	1.50	/	2.36	5.36
	5	6.00	2.60	/	2.20	7.20	7.20	/	4.16	4.80	2.08	/	1.76	1.50	3.46	/	2.36	7.32
	6	2.60	/	/	2.20	7.20	/	/	4.16	2.08	/	/	1.76	3.46	/	/	2.36	5.82
7	1(6)	/	2.60	2.20	//	/	7.20	4.16	//	/	2.08	1.98	//	/	3.46	2.10	2.36	7.92
	2(5)	2.60	6.00	2.20	//	7.20	//	//	//	2.08	4.80	1.98	//	3.46	1.50	2.10	2.36	9.42
	3(4)	6.00	6.00	2.20	//	7.20	//	//	//	4.80	4.80	1.98	//	1.50	1.50	2.10	2.36	7.46
6 4 2	5 3	1(6)	/	2.60	//	//	//	//	//	/	2.08	1.76	//	/	3.46	2.36	2.36	8.18
	2(5)	2.60	6.00	//	//	7.20	//	//	//	2.08	4.80	1.76	//	3.46	1.50	2.36	2.36	9.68
	3(4)	6.00	6.00	//	//	7.20	//	//	//	4.80	4.80	1.76	//	1.50	1.50	2.36	2.36	7.72
1	1(6)	/	2.60	//	3.60	/	//	//	//	/	2.08	1.76	2.88	/	3.46	2.36	1.44	7.26
	2(5)	2.60	6.00	//	3.60	7.20	//	//	//	2.08	4.80	1.76	2.88	3.46	1.50	2.36	1.44	8.76
	3(4)	6.00	6.00	//	3.60	7.20	//	//	//	4.80	4.80	1.76	2.88	1.50	1.50	2.36	1.44	6.80
RDC	1(6)	/	2.60	3.60	2.20	/	//	//	//	/	2.08	2.88	1.76	/	3.46	1.44	2.36	7.26
	2(5)	2.60	6.00	3.60	2.20	7.20	//	//	//	2.08	4.80	2.88	1.76	3.46	1.50	1.44	2.36	8.76
	3(4)	6.00	6.00	3.60	2.20	7.20	//	//	//	4.80	4.80	2.88	1.76	1.50	1.50	1.44	2.36	6.80

5

PORTIQUE 7



moments dans les poutres .

niveau	sol	F		E			D			C			B			A
		Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw
8	G	0.27	0.55	3.07	4.70	4.52	5.73	5.73	4.01	5.73	5.73	4.52	4.70	3.07	0.55	0.27
	P	0.03	0.10	0.43	0.68	0.66	0.83	0.83	0.59	0.83	0.83	0.66	0.68	0.43	0.10	0.03
7	G	0.29	0.29	2.00	3.95	3.55	4.65	4.78	3.47	4.78	4.65	3.55	3.95	2.00	0.29	0.29
	P	0.12	0.20	1.02	2.04	1.90	2.35	2.25	1.53	2.25	2.35	1.90	2.04	1.02	0.20	0.12
6 4 5 2 3	G	0.29	0.28	1.97	3.97	3.54	4.64	4.78	3.47	4.78	4.64	3.54	3.97	1.97	0.28	0.29
	P	0.12	0.20	1.02	2.04	1.90	2.35	2.25	1.53	2.25	2.35	1.90	2.04	1.02	0.20	0.12
1	G	0.28	0.35	2.22	4.06	3.71	4.84	4.97	3.59	4.97	4.84	3.71	4.06	2.22	0.35	0.28
	P	0.12	0.20	1.02	2.04	1.90	2.35	2.25	1.53	2.25	2.35	1.90	2.04	1.02	0.20	0.12
RDC	G	0.31	0.39	2.46	4.50	1.48	5.31	5.31	3.75	5.31	5.31	1.48	4.50	2.46	0.39	0.31
	P	0.16	0.26	1.40	2.60	2.51	2.88	2.40	1.38	2.40	2.88	2.51	2.60	1.40	0.26	0.16

EFFORTS TRANCHANTS dans les poutres

niveaux	sol	F		E		D		C		B		A	
		Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw
8	G	0.65	2.80	5.12	5.46	5.29	5.29	5.46	5.12	2.80	0.65		
	P	0.04	0.35	0.69	0.74	0.72	0.72	0.74	0.69	0.35	0.04		
7	G	0.64	1.96	4.04	4.28	4.30	4.30	4.28	4.04	1.96	0.64		
	P	0.23	0.92	2.00	2.11	1.95	1.95	2.11	2.00	0.92	0.23		
6 5 4 3	G	0.65	1.95	4.05	4.27	4.30	4.30	4.27	4.05	1.95	0.65		
	P	0.23	0.92	2.00	2.11	1.95	1.95	2.11	2.00	0.92	0.23		
1	G	0.65	2.15	4.24	4.50	4.50	4.50	4.50	4.24	2.15	0.65		
	P	0.23	0.92	2.00	2.11	1.95	1.95	2.11	2.00	0.92	0.23		
RDC	G	0.69	2.35	4.70	5.00	4.83	4.83	5.00	4.70	2.35	0.69		
	P	0.32	1.27	2.66	2.76	1.95	1.95	2.76	2.66	1.27	0.32		

MOMENTS dans les poteaux

niveaux	sol	F		E		D		C		B		A	
		Mn	M _s	Mn	M _s	Mn	M _s	Mn	M _s	Mn	M _s	Mn	M _s
8	G	/	0.28	/	1.63	/	/	/	/	/	1.63	/	0.28
	P	/	0.03	/	0.24	/	/	/	/	/	0.24	/	0.03
7	G	0.14	0.15	0.92	1.02	0.05	0.06	0.05	0.06	0.92	1.02	0.14	0.15
	P	0.06	0.07	0.49	0.54	0.05	0.06	0.05	0.06	0.49	0.54	0.06	0.07
6 5 4 3	G	0.15	0.15	0.99	0.99	0.06	0.06	0.06	0.06	0.99	0.99	0.15	0.15
	P	0.06	0.07	0.49	0.54	0.05	0.06	0.05	0.06	0.49	0.54	0.06	0.07
1	G	0.17	0.11	1.15	0.7	0.08	0.05	0.08	0.05	1.15	0.70	0.17	0.11
	P	0.06	0.07	0.49	0.54	0.05	0.06	0.05	0.06	0.49	0.54	0.06	0.07
RDC	G	0.12	0.20	0.77	1.27	/	/	/	/	0.77	1.27	0.12	0.20
	P	0.06	0.10	0.45	0.74	0.18	0.30	0.18	0.30	0.45	0.74	0.06	0.10

EFFORTS NORMAUX dans les poteaux ramenés par les efforts tranchants dus aux poutres

niveaux	sol	F	E	D	C	B	A
8	G	0.65	7.92	10.78	10.75	7.92	0.65
	P	0.04	1.04	1.45	1.45	1.04	0.04
7	G	1.29	18.92	19.88	19.93	18.92	1.29
	P	0.27	3.96	5.51	5.51	3.96	0.27
6	G	1.94	19.92	27.9	27.9	19.92	1.94
	P	0.50	6.88	9.57	9.57	6.88	0.50
1	G	5.19	50.31	71.18	71.18	50.31	5.19
	P	1.65	21.48	29.87	29.87	21.48	1.65
RDC	G	5.88	57.36	81.01	81.01	57.36	5.88
	P	1.97	25.41	34.58	34.58	25.41	1.97

caracteristiques géométriques du portique E (gauche).

Niveau	noeud	l_e	l_w	h_n	h_s	I_w	I_e	I_n	I_s	l'_w	l'_e	h'_n	h'_s	K_{ew}	K_e	K_n	K_s	D
9	1	4.25	/	/	2.30	/	4.16	/	3.20	/	3.40	/	1.84	/	1.22	/	1.74	2.96
	2	3.65	4.25	/	2.30	4.16	4.16	/	2.66	3.40	2.92	/	1.84	1.22	1.42	/	1.44	4.08
	3	6.00	3.65	/	2.30	4.16	4.16	/	3.20	2.92	4.80	/	1.84	1.42	0.87	/	1.74	4.03
	4	/	6.00	/	2.30	4.16	/	/	3.20	4.80	/	/	1.84	0.87	/	/	1.74	2.61
8	1	4.25	/	2.30	2.30	/	4.16	3.20	3.20	/	3.40	2.07	1.84	/	1.22	1.54	1.74	4.50
	2	3.65	4.25	"	"	4.16	4.16	2.66	2.66	3.40	2.92	2.07	1.84	1.22	1.42	1.29	1.44	5.37
	3	6.00	3.65	"	"	4.16	4.16	3.20	3.20	2.92	4.80	2.07	1.84	1.42	0.87	1.54	1.74	5.57
	4	/	6.00	"	"	4.16	/	3.20	3.20	4.80	/	2.07	1.84	0.87	/	1.54	1.74	4.15
7 6 5 4 3 2	1	4.25	/	"	"	/	4.16	3.20	3.20	/	3.40	1.84	1.84	/	1.22	1.74	1.74	4.70
	2	3.65	4.25	"	"	4.16	4.16	2.66	2.66	3.40	2.92	"	"	1.22	1.42	1.44	1.44	5.54
	3	6.00	3.65	"	"	4.16	4.16	3.20	3.20	2.92	4.80	"	"	1.42	0.87	1.74	1.74	5.77
	4	/	6.00	"	"	4.16	/	3.20	3.20	4.80	/	"	"	0.87	/	1.74	1.74	4.35
1	1	4.25	/	"	"	/	4.16	3.20	3.20	/	3.40	"	"	/	1.22	1.74	1.74	4.70
	2	3.65	4.25	"	"	4.16	4.16	2.66	2.66	3.40	2.92	"	"	1.22	1.42	1.44	1.44	5.54
	3	6.00	3.65	"	"	4.16	4.16	3.20	3.20	2.92	4.80	"	"	1.42	0.87	1.74	1.74	5.77
	4	/	6.00	"	"	4.16	/	3.20	3.20	4.80	/	"	"	0.87	/	1.74	1.74	4.35
RDC	1	4.25	/	"	"	/	4.16	3.20	3.20	/	3.40	"	"	/	1.22	1.74	1.74	4.70
	2	3.65	4.25	"	"	4.16	4.16	2.66	2.66	3.40	2.92	"	"	1.22	1.42	1.74	1.44	5.54
	3	6.00	3.65	"	"	4.16	4.16	3.20	3.20	2.92	4.80	"	"	1.42	0.87	1.74	1.74	5.77
	4	/	6.00	"	"	4.16	/	3.20	3.20	4.80	/	"	"	0.87	/	1.74	1.74	4.35
S.S	1	/	/	"	/	/	/	3.20	/	/	/	"	/	/	/	1.74	/	1.74
	2	3.65	/	"	/	4.16	4.16	2.66	/	/	2.92	"	/	/	1.42	1.44	/	2.86
	3	6.00	3.65	"	/	4.16	4.16	3.20	/	2.92	4.80	"	/	1.42	0.87	1.74	/	4.03
	4	/	6.00	"	/	4.16	/	3.20	/	4.80	/	"	/	0.87	/	1.74	/	2.61

54

55

EFFORTS TRANCHANTS

dans les poutres

niv	sol	1		2		3		4	
		T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w
9	G	2.68	3.02	2.80	3.40	5.65	5.33		
	P	1.45	1.65	0.54	0.53	1.08	1.02		
8	G	1.88	2.08	2.56	2.45	4.96	4.76		
	P	1.51	1.63	1.40	1.64	3.05	2.95		
7 5 4 3 2	G	1.88	2.08	2.53	2.95	4.93	4.79		
	P	1.51	1.63	1.55	1.77	3.05	2.96		
1	G	1.83	2.14	2.77	3.25	5.42	5.26		
	P	1.51	1.63	1.39	1.61	3.05	2.96		
RDC	G	1.82	2.14	3.12	3.68	6.13	5.93		
	P	1.49	1.65	2.13	2.51	4.26	4.14		
SS	G	2.01	2.29	2.85	3.57	5.87	5.54		
	P	1.47	1.71	2.05	2.59	4.32	4.08		

MOMENTS dans les poteaux

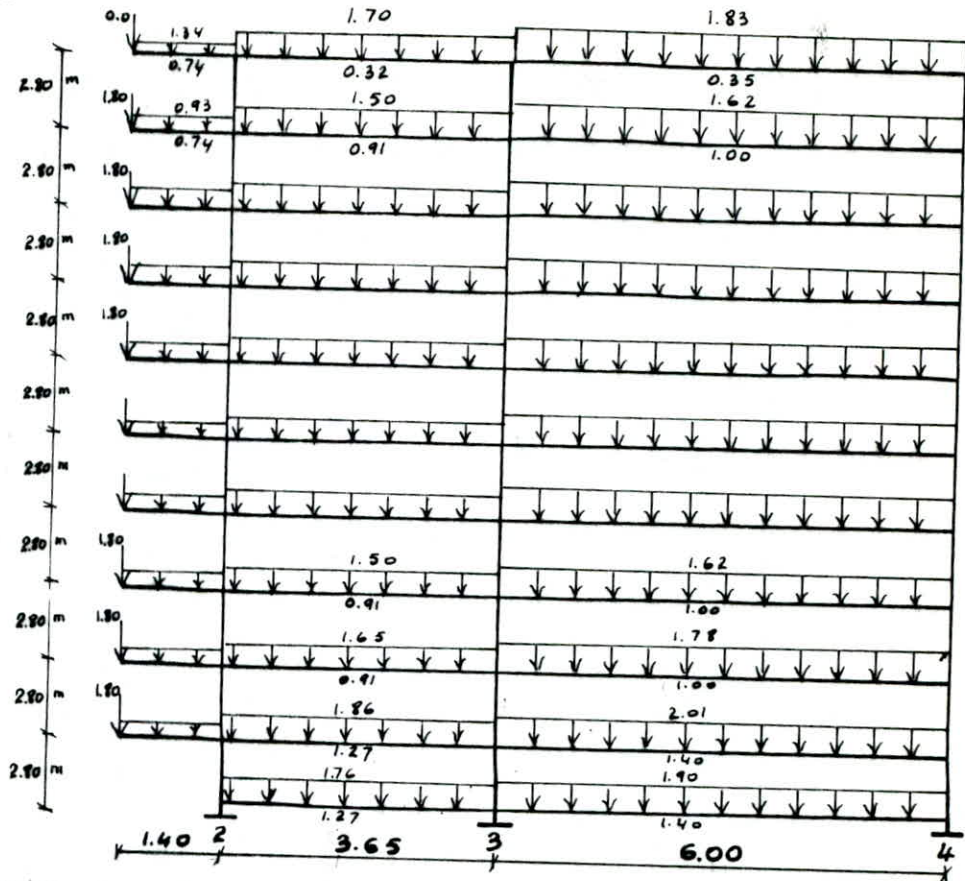
niv	sol	1		2		3		4	
		M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s
9	G	/	1.07	/	0.04	/	1.91	/	3.31
	P	/	0.59	/	0.25	/	0.37	/	0.63
8	G	0.43	0.49	0.06	0.07	0.80	0.90	1.64	1.84
	P	0.35	0.39	0.02	0.03	0.50	0.56	1.01	1.13
7 5 4 3 2	G	0.47	0.47	0.06	0.06	0.87	0.87	1.76	1.76
	P	0.37	0.37	0.03	0.03	0.54	0.54	1.08	1.08
1	G	0.47	0.47	0.10	0.10	0.96	0.96	1.93	1.93
	P	0.37	0.37	0.03	0.03	0.54	0.54	1.08	1.08
RDC	G	0.47	0.47	0.16	0.16	1.08	1.08	2.18	2.18
	P	0.37	0.37	0.07	0.07	0.76	0.76	1.52	1.52
SS	G	0.81	/	0.14	/	1.46	/	3.43	/
	P	0.60	/	0.09	/	1.09	/	2.53	/

EFFORTS NORMAUX

dans les poteaux.

niv					G
	1	2	3	4	
9	2.68	5.82	9.05	5.33	P
	1.49	2.19	1.61	1.02	G
8	4.56	10.46	16.46	10.09	P
	2.96	5.22	6.30	3.97	G
7	6.44	15.07	24.34	14.88	P
	4.50	8.40	11.12	6.93	G
1	17.67	43.03	72.41	44.09	P
	13.57	27.32	39.88	24.69	G
RDC	19.49	48.29	82.22	50.02	G
	15.06	31.10	46.65	28.23	P
SS	21.50	53.43	91.66	55.56	G
	16.53	34.86	53.56	32.91	P

PORTIQUE C'8



moments dans les poutres

niveau	sol	2			3			4
		M _w	M _e	M _r	M _w	M _e	M _r	M _w
9	G	0.33	0.33	1.57	2.20	4.29	4.20	4.19
	P	0.03	0.18	0.34	0.56	0.87	0.75	0.80
8	G	3.43	1.77	0.66	1.91	4.12	3.36	3.74
	P	0.07	0.62	0.49	1.42	2.59	2.06	2.30
7 6 5 4 3 2	G	3.43	2.14	0.49	1.89	4.16	3.32	3.78
	P	0.07	0.63	0.51	1.40	2.60	2.04	2.33
1	G	3.43	2.24	0.57	2.12	4.56	3.66	4.15
	P	0.07	0.63	0.51	1.40	2.60	2.04	2.33
RDC	G	3.43	2.38	0.98	2.44	5.16	4.13	4.69
	P	0.10	0.88	0.68	1.98	3.64	2.85	3.26
S.S	G	/	0.89	1.20	2.57	4.54	4.07	4.43
	P	/	0.64	0.66	2.26	3.47	3.20	2.73

EFFORTS TRANCHANTS

dans les poutres

niveaux	sollic	2		3		4
		T _w	T _e	T _w	T _e	T _w
9	G	1.88	2.59	3.61	5.51	5.47
	P	0.03	0.48	0.68	1.06	1.04
8	G	3.05	2.70	2.78	5.55	4.80
	P	0.07	1.44	1.88	3.05	2.95
7 5 4 3 2	G	3.05	2.81	2.67	4.92	4.80
	P	0.07	1.45	1.87	3.05	2.95
1	G	3.05	3.04	2.98	5.41	5.27
	P	0.07	1.45	1.87	3.05	2.95
R.D.C	G	3.05	3.37	3.41	6.11	5.95
	P	0.10	2.05	2.59	4.26	4.14
S.S	G	/	2.95	3.85	5.72	5.68
	P	/	1.88	2.76	4.32	4.08

MOMENTS dans les poteaux

niveaux	sol	2		3		4	
		M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s
9	G	/	1.07	/	2.09	/	2.31
	P	/	1.77	/	0.86	/	0.44
8	G	0.60	0.67	1.04	1.17	1.99	1.97
	P	0.78	0.87	0.55	0.62	1.08	1.22
7 5 4 3 2	G	0.65	0.65	1.13	1.50	1.89	1.89
	P	0.84	0.84	0.60	0.60	1.16	1.16
1	G	0.60	0.60	1.22	1.62	2.07	2.07
	P	0.84	0.84	0.60	0.60	1.16	1.16
R.D.C	G	0.53	0.53	1.36	1.81	2.34	2.34
	P	0.72	0.72	0.84	0.84	1.63	1.63
S.S	G	0.89	/	3.06	/	3.71	/
	P	0.64	/	1.21	/	1.73	/

EFFORTS NORMAUX

dans les poteaux

niv	sol	2	3	4
9	G	4.47	9.12	5.47
	P	0.51	1.74	1.04
8	G	10.22	17.45	10.27
	P	2.02	6.67	3.99
7 5 3	G	16.08	25.04	15.07
	P	3.54	11.59	6.94
1	G	51.47	71.38	44.34
	P	12.66	41.11	24.68
R.D.C	G	57.89	80.90	50.29
	P	14.81	47.96	28.82
S.S	G	60.84	90.47	55.97
	P	16.69	55.04	32.90

55

CHAP IX

SUPERPOSITION des SOLLICITATIONS

les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales spécifiées sont données ci-dessus :
les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour ces combinaisons de charges sur la base des règlements en vigueur (RPA 81).

→ VOILES

les combinaisons à prendre en compte pour le calcul des voiles sont données dans l'Art 3.3.2 du RPA 81.

$$\begin{array}{ll} G + Q + E & (1) \\ 0.8G \pm E & (2) \end{array} \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effets du séisme} \end{array}$$

Bien qu'aucune mention spécifique n'ait été faite des effets de l'accélération verticale due aux séismes, ses effets sont inclus comme suit :

- la combinaison (1) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales.
- la combinaison (2) tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale.
la valeur $\pm E$ permet de prendre en compte la réversibilité des charges sismiques.

→ PORTIQUES

Pour les poteaux et poutres, on ne considère que la sollicitation du 1^{er} genre à savoir :

$$G + 1.2 Q \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{surcharge d'exploitation} \end{array}$$

		17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
$V_{L2} - V_{L5}$	G (t)	2.22	5.05	11.97	18.89	27.83	34.75	43.7	50.6	59.5	66.5	75.4	82.3	91.3	98.2	107.1	114.2	123.4	132.7
	Q (t)	0.4	0.8	1.96	3.12	5.32	6.48	8.68	9.84	12.0	13.2	15.4	16.6	18.7	19.9	22.1	23.3	25.5	27.3
	E (t)																		
	G+Q+E ^(t)	2.62	5.85	13.93	22.0	33.15	41.23	52.37	60.4	71.6	79.7	90.8	98.9	110.0	118.1	129.2	137.5	148.9	160
	0.8G+E ^(t)	1.77	4.04	9.57	15.11	22.26	27.8	34.9	40.5	47.6	53.2	60.3	65.9	70.1	78.5	85.7	91.4	98.7	106.1
	0.8G-E ^(t)																		
	M (t.m)	/	7.81	22.68	44.25	71.52	104.6	142.68	185.8	232.9	284.4	339.2	397.4	458.2	521.5	586.7	653.7	720.9	859.5

$V_{L1} - V_{L6}$	G (t)	4.37		18.11		33.87		49.63		65.39		81.15		96.91		112.75		128.9	143.5
	Q (t)	0.78		3.93		6.17		9.41		12.65		15.89		19.13		22.37		25.61	29.05
	E (t)																		
	G+Q+E ^(t)	5.15		21.04		40.04		59.04		78.04		97.04		116.0		135.12		154.5	172.5
	0.8G+E ^(t)	3.49		14.49		27.09		39.70		52.31		64.92		77.53		90.2		103.1	114.8
	0.8G-E ^(t)																		
	M (t.m)	/	8.10	23.46	45.81	74.1	108.3	145.6	192.3	241.2	294.3	351.1	411.3	474.2	539.8	607.2	630.5	747.0	872.8

30

	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	
$V_{L3} - V_{L4}$	G (t)	5.56	8.39	15.31	30.36	37.28	52.33	59.25	74.3	81.2	96.3	103.2	118.2	125.5	156.5	147.1	162.4	169.5	178.8
	Q (t)	1.20	2.40	3.56	7.06	8.22	11.72	12.88	16.38	17.34	19.88	22.2	25.7	26.9	30.4	31.5	35.0	36.2	40.4
	E (t)																		
	G+Q+E ^(t)	6.76	10.79	18.87	37.42	45.5	64.0	72.13	90.68	98.54	116.18	125.4	143.9	152.4	186.9	178.6	197.4	205.7	219.2
	0.8G+E ^(t)	4.45	6.71	12.25	24.3	29.8	41.9	47.4	59.4	64.9	77.0	82.5	94.6	100.4	125.2	117.7	129.9	135.6	143
	0.8G-E ^(t)																		
	M (t.m)	/	7.24	21.0	41.0	67.8	96.9	131.7	172.1	215.8	263.5	314.3	368.2	424.3	483.3	543.7	605.7	668.8	796.8

$V_{T1} - V_{T2}$	G (t)	2.60	5.66	16.65	27.64	38.63	49.62	60.61	71.6	82.6	93.6	104.5	115.6	126.5	137.5	148.5	159.8	171.5	181.5
	Q (t)	0.80	1.60	3.91	6.22	8.53	10.8	13.2	15.5	17.8	20.1	22.4	24.7	27.0	29.3	31.6	33.9	36.2	39.9
	E (t)																		
	G+Q+E ^(t)	3.40	7.26	20.56	33.86	47.16	60.46	73.76	87.06	100.4	113.7	126.9	140.3	153.5	166.8	180.1	193.7	207.7	221.4
	0.8G+E ^(t)	2.08	4.53	13.32	22.11	30.9	39.7	48.5	57.3	66.1	74.8	83.7	92.4	101.2	110.0	118.8	127.9	137.3	145.2
	0.8G-E ^(t)																		
	M (t.m)	/	13.75	39.9	77.9	129.7	184.3	251.3	327.3	410.5	501.1	597.8	700.4	807.6	919.3	1034	1152.3	1272.5	1515.9

59

		17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
V_{T3}	G (t)		4.68		17.71		30.74		43.77		56.8		69.8		82.9		96.5		106.8
	Q (t)		0.80		3.11		5.42		7.73		10.0		12.4		14.7		16.9		20.7
	E (t)																		
	$G+Q+E$ ^(t)		5.48		20.82		36.16		51.50		66.8		82.2		97.5		113.5		127.4
	$0.8G+E$ ^(t)		3.74		14.17		24.59		35.0		45.4		55.9		66.3		77.2		85.4
	$0.8G-E$ ^(t)																		
	M (t-m)		/		26.1		73.0		138.1		218.3		311.2		413.7		523.1		694.5

V_{T4}	G (t)		2.39		8.18		13.97		19.76		25.5		31.3		37.1		43.2		47.8
	Q (t)		0.39		1.92		3.45		4.98		6.5		8.0		9.6		11.1		13.6
	E (t)																		
	$G+Q+E$ ^(t)		2.78		10.10		17.42		24.74		32.0		39.3		46.7		54.3		61.4
	$0.8G+E$ ^(t)		1.91		6.54		11.17		15.81		20.4		25.1		29.7		34.6		38.3
	$0.8G-E$ ^(t)																		
	M (t-m)		/		2.10		5.88		11.13		17.6		25.1		33.3		42.1		55.8

62

		17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	
V _{T5}	G (t)	4.23		17.26		30.29		43.3		56.3		69.4		82.4		95.4		109.1	123.5	
	Q (t)	1.20		3.51		5.82		8.13		10.4		12.8		15.1		17.4		19.7	23.4	
	E (t)																			
	G+Q+E ^(t)	5.43		20.77		36.11		51.43		66.7		82.2		97.5		102.8		128.8	146.9	
	0.8G+E ^(t)	3.38		13.81		24.23		34.6		45.1		55.5		65.9		76.3		87.3	98.8	
	0.8G-E ^(t)																			
	M (km)	/		29.5		84.5		161.7		258.		360.3		495.4		629.7		770.2	914.7	

V _{T6}	G (t)	2.0		7.79		13.58		19.37		25.16		30.95		36.74		42.53		48.32	54.8	
	Q (t)	0.39		1.92		3.45		4.98		6.51		8.04		9.57		11.10		12.63	15.1	
	E (t)																			
	G+Q+E ^(t)	2.39		9.71		17.03		24.35		31.67		38.99		46.31		53.63		60.95	69.9	
	0.8G+E ^(t)	1.60		6.23		10.86		15.50		20.13		24.76		29.39		34.02		38.66	43.8	
	0.8G-E ^(t)																			
	M (km)	/		2.40		6.85		13.13		20.95		30.06		40.2		51.1		62.5	74.3	

33

CHAP X

FERRAILLAGE des VOILES

Introduction

le voile est soumis à un effort normal ainsi qu'à un moment, le calcul se fait donc en flexion composée selon la méthode exposée dans "Calcul et vérification des ouvrages en béton armé" de M^c P. CHARON.
A partir des combinaisons prises en compte ainsi que la répartition faite pour les charges verticales et horizontales.

On aura deux types d'efforts :

N_{min}, M_{corr} : 1^{ère} combinaison

N_{max}, M_{corr} : 2^e combinaison

avec

N_{min} et N_{max} : efforts normaux donnés par les combinaisons.
 M_{corr} : moment dans le voile.

le calcul des aciers se fait avec la 1^{ère} combinaison et la vérification se fera avec la 2^e combinaison.

les voiles symétriques seront ferrillés de la même manière avec les efforts les plus importants.

Prescriptions relatives au ferraillement :

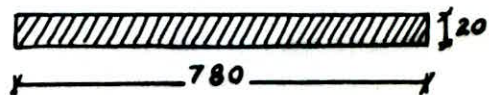
Ce sont celles données dans le règlement parasismique Algérien soient les articles énumérés dans le RPA 81 :

4.3.3.1 - 4.3.3.2 - 4.3.3.3 - 4.3.3.4 - 4.3.3.5 - 4.3.3.6
4.3.3.8 - 4.3.3.9 - 4.3.3.11 - 4.3.3.12

De même nous ferons une vérification des contraintes.
Nous présenterons dans ce qui suit le calcul fait pour un voile et les résultats obtenus pour les autres sont présentés dans des tableaux.

exemple de calcul : Voile $V_L (V_{L_0})$.

Niveau 1



Aux extrémités les potelets auront les dimensions : $b = 1.5 \times b = 20 \times 30$.

les aciers calculés seront concentrés au niveau des potelets de façon symétrique (réciprocité de l'effet du séisme).

$$1^{\text{ere}} \text{ combinaison } \begin{cases} N_{\min} = 114.8 \text{ t} \\ M_{\text{corr}} = 872.8 \text{ tm} \end{cases} \quad 2^{\text{e}} \text{ combinaison } \begin{cases} N_{\max} = 172.56 \text{ t} \\ M_{\text{corr}} = 872.8 \text{ tm} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\min}} = 760 \text{ cm} > e_1 = \frac{h}{6} = 130 \text{ cm} \Rightarrow \text{Section Partiellement Comprimée}$$

$$\text{section d'acier : } A = A_1 - \frac{N_{\min}}{\sigma_a} \text{ avec } A_1 : \text{section obtenue en flexion simple}$$

Contrainte admissible

$$\begin{aligned} - \text{ flexion avec traction : } & \quad \bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b_0} \\ - \text{ flexion avec compression : } & \quad \begin{cases} \text{si } e_0 < h/2 & \rightarrow \bar{\sigma}'_b = (1 + 2e_0/h) \bar{\sigma}'_{b_0} \\ \text{si } e_0 > h/2 & \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b_0} \end{cases} \end{aligned}$$

$$\cdot \bar{\sigma}_a (\text{sp}_2) = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\cdot e_0 > h/2 \rightarrow \bar{\sigma}'_b (\text{sp}_1) = 2 \bar{\sigma}'_{b_0} = 154 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b (\text{sp}_2) = 1.5 \bar{\sigma}'_b (\text{sp}_1) = 231 \text{ kg/cm}^2$$

Moment fictif :

$$M_{bf} = M_{\text{corr}} + N_{\min} (h/2 - d) = 872.8 + 114.8 (7.8/2 - 0.15) = 1303.3 \text{ tm}$$

$$d = 15 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$h = 765 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 M_{bf}}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = 0.0397 \quad K = 44.00$$

$$\epsilon = 0.9153$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 95.45 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b (\text{sp}_1) \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés}$$

$$A_1 = \frac{M_{bf}}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = 44.32 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} = 16.98 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1\% \cdot b \cdot \epsilon \cdot h = 6 \text{ cm}^2$$

Soit 8T20 + 2T16 (29.15 cm²).

Calcul de la longueur de la zone tendue :

$$l_t = \frac{\sigma_t}{\sigma_1 + \sigma_2} h_t \quad \text{avec } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{6e_0}{h_t} \right)$$

$$l_t = 451 \text{ cm}$$

Calcul des aciers en zone courante :

$$\tau_b = \frac{1.4 \cdot T}{b \cdot z} = \frac{1.4 \cdot 44.57 \cdot 10^3}{20.7/8 \cdot 765} = 4.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < 0.025 \sigma_{28}$$

$$A > 0.15\% \cdot 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on adopte } 10 \text{ HAB/ml}$$

Section relative au joint de coulage :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \bar{T}}{\sigma_{en}} = \frac{1.1 \cdot 1.4 \cdot 44.57 \cdot 10^3}{4200} = 13.34 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 4 \text{ T20} + 2 \text{ T16}$$

. Vérifions si $\tilde{\omega} > 0.5\%$ dans la zone tendue .

$$\left. \begin{array}{l} \text{Potelet} : 8T20 + 2T16 = 29.15 \text{ cm}^2 \\ \text{zone courante} : 5.02(4.51 - 0.15) = 21.88 \text{ #} \end{array} \right\} \Rightarrow A_t = 51.03 \text{ cm}^2$$

$$\tilde{\omega} = \frac{A_t}{b \cdot l_t} = 0.56\% > 0.5\% \quad \text{Vérfié}$$

. Armatures horizontales :

$$\omega_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \cdot 100 < 0$$

$$A_H = A_{min} = 0.15\% \cdot 20 \cdot 100 = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 10 \text{ HAB/ml}$$

. Armatures transversales :-

1 cadre + 3 épingle $\varnothing 6$ pour les potelets
4 épingle $\varnothing 6 / \text{m}^2$

Niveau 2

$$1^{\text{ere}} \text{ combinaison } \left\{ \begin{array}{l} N_{min} = 77.53 \text{ t} \\ M_{corr} = 474.2 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

$$2^{\text{e}} \text{ combinaison } \left\{ \begin{array}{l} N_{max} = 116.04 \text{ t} \\ M_{corr} = 474.2 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{min}} = 616 \text{ cm} > e_1 = \frac{h_t}{6} = 130 \text{ cm} \Rightarrow \text{S.P.C.}$$

$$M_{bf} = M_{corr} + N_{min}(h_t/2 - d) = 764.94 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 M_{bf}}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = 0.023 \quad K = 60.0$$

$$E = 0.9334$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 70.0 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b(\text{sp.}) \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés}$$

$$A_1 = \frac{M_{bf}}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = 25.51 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_{min}}{\sigma_a} = 7.05 \text{ cm}^2 > A_{min} \rightarrow \text{Soit } 8T20 + 2T16$$

. Calcul de la longueur de la zone tendue $\rightarrow l_t = 488 \text{ cm}$

. section d'aciers en zone courante $\rightarrow \sigma_b = 4.57 \text{ kg/cm}^2$

$$0.025 \sigma'_{28} > \sigma_b$$

on adopte $\rightarrow 10 \text{ HAB/ml}$

. section relative au joint de coulage $\rightarrow A_{v,j} = 14.99 \text{ cm}^2$

. vérifions si $\tilde{\omega}\%$ est $> 0.5\%$ dans la zone tendue

$$\left. \begin{array}{l} \text{potelet } 8T20 + 2T16 = 29.15 \text{ cm}^2 \\ \text{zone courante} : 5.02(4.88 - 0.15) = 23.75 \text{ #} \end{array} \right\} A_t = 52.9 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \tilde{\omega} = 0.54\% > 0.5\%$$

. Armatures horizontales : $\omega_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \cdot 100 < 0$

$$A_H = A_{min} = 0.15\% \cdot 20 \cdot 100$$

$\rightarrow 10 \text{ HAB/ml}$

. Armatures transversales : 1 cadre + 3 épingles $\phi 6$ pour les potelets.

Niveau 3

1^{ère} combinaison $\left\{ \begin{array}{l} N_{min} = 39.7 \text{ t} \\ M_{corr} = 145.6 \text{ tm} \end{array} \right.$ 2^e combinaison $\left\{ \begin{array}{l} N_{max} = 59.04 \text{ t} \\ M_{corr} = 145.6 \text{ tm} \end{array} \right.$

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{min}} = 366.8 \text{ cm} > e_1 = \frac{h_f}{6} = 130 \text{ cm} \rightarrow \text{S.P.C}$$

$$M_f = M_{corr} + N_{min} (h/2 - d) = 294.5 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0.009 \quad \kappa = 102.0$$

$$\epsilon = 0.9573$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 41.2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b (\text{sp.}) \rightarrow \text{pas d'aciers comprimés}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} ; A = A_1 - \frac{N_{min}}{\bar{\sigma}_a} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_{min} \rightarrow \text{BT20 + 2T16}$$

on adoptera la même section que le niveau 2

- . Calcul de la longueur de la zone tendue $\rightarrow l_t = 528 \text{ cm.}$
 - . section d'acier en zone courante $\rightarrow \bar{\sigma}_b = 2.90 \text{ kg/cm}^2$
 - $\bar{\sigma}_b < 0.025 \bar{\sigma}'_{28} \rightarrow A > 0.15\% \cdot 20 \cdot 100 = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow 10 \text{HAB/ml}$
 - . section relative au joint de coulage $\rightarrow A_{vj} = 10.2 \text{ cm}^2$
 - . vérifions si $\tilde{\omega}\% > 0.5\%$ dans la zone courante

potelet	: BT20 + 2T16	= 29.15 cm ²	} A _t = 54.9 cm ²
zone courante	: 5.02 (5.28 - 0.15)	= 25.75	
- $\rightarrow \tilde{\omega} = 0.52\% > 0.5\%$

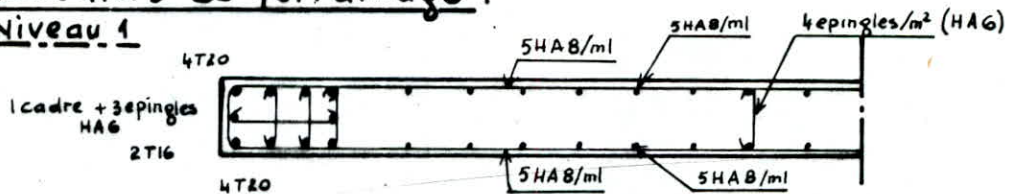
. Armatures horizontales : $\tilde{\omega}_t = \frac{\bar{\sigma}_b - \bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_{en}} 100 < 0$

$$A_H = A_{min} = 0.15\% \cdot 20 \cdot 100 = 3 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } \rightarrow 10 \text{HAB.}$$

. Armatures transversales : 1 cadre + 3 épingles $\phi 6$ pour les potelets.

Schemas de ferrailage :

Niveau 1



Niveau 2 et 3

même ferrailage.

Voile	Verrillage										1 ^{er} combinaison																			
	V _{L1} -V _{L2}		V _{L3} -V _{L4}		V _{L5} -V _{L6}		V _{L7} -V _{L8}		V _{L9} -V _{L10}		V _{L11} -V _{L12}		V _{L13} -V _{L14}		V _{L15} -V _{L16}		V _{L17} -V _{L18}		V _{L19} -V _{L20}											
Niveau	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3									
M _{corr} (tm)	872.8	474.2	145.6	796.8	424.3	131.7	1515.9	700.4	251.3	914.7	495.2	161.7	74.3	40.2	13.3	872.8	474.2	145.6	796.8	424.3	131.7	1515.9	700.4	251.3	914.7	495.2	161.7	74.3	40.2	13.3
N _{min} (t)	114.8	77.5	39.7	143.0	100.4	47.4	145.2	101.2	48.5	98.8	65.9	34.7	43.8	29.4	15.5	114.8	77.5	39.7	143.0	100.4	47.4	145.2	101.2	48.5	98.8	65.9	34.7	43.8	29.4	15.5
e _o (cm)	760.0	616.0	366.8	557.0	423.0	278.0	1044.0	691.8	519.3	925.6	751.1	466.4	169.4	136.8	85.8	760.0	616.0	366.8	557.0	423.0	278.0	1044.0	691.8	519.3	925.6	751.1	466.4	169.4	136.8	85.8
e ₁ (cm)	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	110.0	110.0	110.0	100.0	100.0	100.0	43.3	43.3	43.3	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	110.0	110.0	110.0	100.0	100.0	100.0	43.3	43.3	43.3
nat. soil	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	
Potelet	Acal		Achois		Achois		Achois		Achois		Achois		Achois		Achois		Achois		Achois		Achois		Achois		Achois		Achois		Achois	
Zone tendue	3		3		3		3		3		3		3		3		3		3		3		3		3		3		3	
ω %	0.56		0.54		0.52		0.55		0.52		0.51		0.90		0.53		0.52		0.90		0.54		0.51		0.54		0.51		0.51	
Zone tendue	451.0		488.0		528.0		481.0		510.0		572.0		367.8		380.7		394.4		267.7		340.1		369.2		63.2		170.9		23.2	
Zone tendue	13.34		14.99		10.2		16.91		15.36		10.45		33.5		29.2		19.9		20.8		18.1		13.1		1.5		1.4		1.0	
M _{corr} (tm)	872.8	474.2	145.6	796.8	424.3	131.7	1515.9	700.4	251.3	914.7	495.2	161.7	74.3	40.2	13.3	872.8	474.2	145.6	796.8	424.3	131.7	1515.9	700.4	251.3	914.7	495.2	161.7	74.3	40.2	13.3
N _{max} (t)	172.5	116.0	59.0	219.2	152.4	72.1	221.5	153.6	73.4	146.9	97.5	51.5	69.8	46.3	24.3	172.5	116.0	59.0	219.2	152.4	72.1	221.5	153.6	73.4	146.9	97.5	51.5	69.8	46.3	24.3
e _o (cm)	506.0	408.8	246.8	363.5	278.4	182.7	684.4	455.9	342.4	622.6	524.2	314.4	106.4	86.8	54.7	506.0	408.8	246.8	363.5	278.4	182.7	684.4	455.9	342.4	622.6	524.2	314.4	106.4	86.8	54.7
e ₁ (cm)	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	110.0	110.0	110.0	100.0	100.0	100.0	43.3	43.3	43.3	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	110.0	110.0	110.0	100.0	100.0	100.0	43.3	43.3	43.3
nat. soil	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	

333

FERRAILLAGE des PORTIQUES

A. POUTRES

les poutres seront ferrillées en flexion simple, conformément à l'Art 15 du CCBA 68 ; la méthode appliquée est celle exposée dans Calcul et vérification des ouvrages en béton armé de M. P. CHARON.

Prescriptions relatives aux armatures :

┌ Armatures longitudinales (voir Art 4.2.3.2.1 RPA 81)

┌ Armatures transversales

Elles seront calculées pour l'effort tranchant sous SP₁ (Art 24.3. CCBA 68).

l'espacement des cadres est donné par :

. CCBA 68

$$t = \frac{A_r \cdot \bar{\sigma}_t}{\tau} \leq \bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2 h \\ (1 - 0.9 \tau_b / \bar{\sigma}_b) h \end{array} \right.$$

. RPA 81 . Art 4.2.3.2.2.

→ en zone nodale et travée si les A' sont nécessaires

$$S \leq \bar{S} = \min (h/4 ; 12 \phi_1).$$

→ en dehors de la zone nodale : $S \leq \bar{S} = h/2$.

$$\Rightarrow t \text{ (ous)} = \min (\bar{t} ; \bar{S}).$$

Vérifications :

contraintes :

- > section avec A' = 0 → $\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} \rightarrow \frac{K}{\epsilon} \rightarrow \begin{cases} \sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} \leq \bar{\sigma}_a \\ \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} \leq \bar{\sigma}'_b \end{cases}$
- > section avec A' ≠ 0 → $\begin{cases} \sigma'_b = K y, \leq \bar{\sigma}'_b \\ \sigma'_a = 15 K (y - d') \leq \bar{\sigma}'_a \\ \sigma_a = 15 K (h - y) \leq \bar{\sigma}_a \end{cases}$

— condition de non fragilité :

$$A_{\min} \gg 0.69 b h \bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_{en}$$

— fissuration :

$$\sigma_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max (\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \end{array} \right.$$

— flèche : $h_t^{\min} \gg \frac{l_{\max}}{16} \rightarrow h_t^{\min} \gg \frac{l_{\max}}{10} \frac{M_t^{\max}}{M_0} \rightarrow A_s^{\max} \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}}$

— Condition de non entrainement des armatures : Art 29. CCBA 68

$$\sigma_s = \frac{T_{\max}}{n \cdot p \cdot s} \leq \bar{\sigma}_s = 2 \psi_s \bar{\sigma}_b$$

— condition aux appuis :

. longueur d'appui : $C \gg C_0 = 2T / b \cdot \bar{\sigma}'_b$

. Armatures inférieures : $A \bar{\sigma}_b \gg T + M / \bar{\sigma}$

Portique 7

— Armatures supérieures sur appui

niveaux	Appuis	M _{max} ^{hm}	μ (10 ³)	E	K	σ _b (kg/cm ²)	A _{cal} ^{cm²}	A _{choix} ^{cm²}
8	A (F)	0.30	1.19	0.9841	300	9.33	0.19	4T14
	B (E)	5.38	21.42	0.9359	63.0	44.44	3.54	4T14
	C (D)	6.56	26.12	0.9296	56.0	50.00	4.35	4T14
7	A (F)	0.41	1.63	0.9815	255	10.98	0.27	4T14
	B (E)	5.99	23.85	0.9371	64.5	43.41	3.94	4T14
	C (D)	7.03	27.99	0.9275	54.0	51.85	4.67	4T16
6 ⁵ ₄ ₃ ₂	A (F)	0.41	1.63	0.9815	255	10.98	0.27	4T14
	B (E)	6.01	23.93	0.9371	64.5	43.41	3.96	4T14
	C (D)	7.03	27.99	0.9275	54.0	51.85	4.67	4T16
1	A (F)	0.40	1.59	0.9815	255	10.98	0.25	4T14
	B (E)	6.10	24.29	0.9320	58.5	47.86	4.03	4T14
	C (D)	7.22	28.74	0.9265	53.0	52.83	4.80	4T16
RDC	A (F)	0.47	1.87	0.9800	235	11.91	0.30	4T14
	B (E)	7.17	28.27	0.9270	53.5	52.34	4.72	4T14
	C (D)	8.19	32.61	0.9224	49.4	56.68	5.47	4T16

— Armatures supérieures et inférieures en travées.

niveaux	Travées	M _{min} M _{max}	M 10 ³	E	K	σ _b (kg/cm ²)	A _{cal}	A _{choix}
8	AB (EF)	-0.75	2.99	0.9751	186	15.50	0.47	4T14
		0.65	2.58	0.9767	200	14.00	0.42	4T14
	BC (DE)	/	/	/	/	/	/	4T14
		5.18	20.62	0.9371	64.5	43.41	3.40	4T14
CD	/	/	/	/	/	/	4T14	
	4.60	18.31	0.9405	69.0	40.60	3.01	4T14	
7	AB (EF)	-0.65	2.58	0.9765	198	14.14	0.41	4T14
		0.41	1.63	0.9815	255	10.98	0.33	4T14
	BC (DE)	/	/	/	/	/	/	4T14
		5.45	21.70	0.9355	62.5	44.80	3.59	4T14
CD	/	/	/	/	/	/	4T14	
	5.00	19.91	0.9379	65.5	42.75	3.28	4T14	
6 ⁵ ₄ ₃ ₂	AB (EF)	-0.71	2.83	0.9756	190	14.74	0.45	4T14
		0.48	1.91	0.9800	235	11.91	0.36	4T14
	BC (DE)	/	/	/	/	/	/	4T14
		5.44	21.66	0.9355	62.5	44.80	3.58	4T14
CD	/	/	/	/	/	/	4T14	
	5.12	20.38	0.9375	65.0	43.08	3.36	4T14	
1	AB (EF)	-0.78	3.11	0.9744	180	15.56	0.49	4T14
		0.55	2.19	0.9783	215	13.02	0.39	4T14
	BC (DE)	/	/	/	/	/	/	4T14
		5.61	22.33	0.9346	61.5	45.53	3.70	4T14
CD	/	/	/	/	/	/	4T14	
	5.32	21.18	0.9363	63.5	44.09	3.50	4T14	
RDC	AB (EF)	-0.99	3.94	0.9714	160	17.50	0.63	4T14
		0.64	2.55	0.9770	202	13.86	0.42	4T14
	BC (DE)	/	/	/	/	/	/	4T14
		3.99	15.89	0.9442	74.5	37.58	4.23	4T14
CD	/	/	/	/	/	/	4T16	
	5.13	20.42	0.9375	65	43.08	5.47	4T16	

Portique 4

niveaux	Appuis	M _{max} hm	M 10 ³	E	K	σ' (kg/cm ²)	A _{cal} cm ²	A _{chois} cm ²
9	A (F)	0.54	2.15	0.9783	215.0	13.02	0.33	4T14
	B (E)	13.30	52.95	0.9038	37.0	75.68	9.06	6T14
	C (D)	15.67	62.39	0.8967	33.4	83.83	10.76	8T14
8	A (F)	0.75	2.99	0.9749	184.0	15.21	0.47	4T14
	B (E)	16.14	64.26	0.8954	32.8	85.37	11.10	8T14
	C (D)	18.08	71.98	0.8901	30.5	91.80	12.51	4T16+4T14
7 ⁶ 5 ₄ 3 ₂	A (F)	0.75	2.99	0.9749	184.0	15.22	0.47	4T14
	B (E)	16.14	64.26	0.8954	32.8	85.37	11.10	8T14
	C (D)	18.08	71.98	0.8901	30.5	91.80	12.51	4T16+4T14
1	A (F)	0.80	3.18	0.9741	178.0	15.73	0.51	4T14
	B (E)	17.30	68.88	0.8922	31.4	89.17	11.94	8T14
	C (D)	19.17	76.32	0.8874	29.4	95.24	13.30	4T16+4T14
RDC	A (F)	0.96	3.82	0.9718	162.0	17.28	0.61	4T14
	B (E)	16.05	63.90	0.8956	32.9	85.11	11.04	8T14
	C (D)	17.44	69.43	0.8918	31.2	89.74	12.04	4T16+4T14

Armatures superieures sur appui

niveaux	travée	M _{min} hm M _{max}	M 10 ³	E	K	σ' (kg/cm ²)	A _{cal} cm ²	A _{chois} cm ²
9	AB(EF)	-2.62	10.40	0.9543	94.5	29.60	1.69	4T14 4T16
	BC(DE)	-						4T14
	CD	12.76	50.8	0.9055	37.9	73.88	8.67	6T16 4T14
8	AB(EF)	-						4T14
	BC(DE)	-3.40	13.5	0.9482	81.5	34.35	2.21	4T14
	CD	14.40	57.3	0.9004	35.2	79.54	9.84	4T16+2T14 4T16
7 ⁶ 5 ₄ 3 ₂	AB(EF)	-						4T16
	BC(DE)	-3.42	13.6	0.9482	81.5	34.35	2.21	4T14
	CD	14.40	57.3	0.9004	35.2	79.54	9.84	4T16+2T14 4T16
1	AB(EF)	-						4T16
	BC(DE)	-3.42	13.6	0.9482	81.5	34.35	2.21	4T14
	CD	15.48	61.6	0.8973	33.7	83.08	10.62	4T16+2T14 4T16
RDC	AB(EF)	-						4T16
	BC(DE)	-3.88	15.2	0.9454	76.5	36.60	2.49	4T14
	CD	14.09	56.0	0.9012	35.6	78.65	9.62	4T16+2T14 4T16

Armatures superieures et inferieures en travée

Condition aux appuis

niveaux	Appuis	T_{max} (t)	M_{max} (t.m)	$A_{adoptée}$	$\frac{T}{A}$; $\frac{T+M/2}{A}$ (kg/cm ²)
9	A (F)	0.30	-0.54	12.31	$24.4 < \bar{\sigma}_a$
	B (E)	16.20	-13.20	"	-797
	C (D)	24.15	-15.67	"	-546
8	A (F)	0.84	-0.75	14.20	$59.0 < \bar{\sigma}_a$
	B (E)	18.18	-16.14	"	-959
	C (D)	27.59	-18.08	"	-566
7 6 5 4 3 2	A (F)	0.84	-0.75	"	$59.2 < \bar{\sigma}_a$
	B (E)	18.18	-16.14	"	-959
	C (D)	27.59	-18.08	"	-566
1	A (F)	0.91	-0.80	"	$64.1 < \bar{\sigma}_a$
	B (E)	19.35	-17.30	"	-1038
	C (D)	28.86	-19.21	"	-633
RDC	A (F)	1.57	-0.96	"	$110.6 < \bar{\sigma}_a$
	B (E)	19.73	-16.05	"	-838
	C (D)	28.15	-17.44	"	-437

Vérification de la flèche

$$\rightarrow h_t^{min} \geq \frac{P_{max}}{16} ; 50 \geq \frac{600}{16} = 37.5 \quad \checkmark$$

$$\rightarrow h_t^{min} \geq \frac{P_{max}}{10} \frac{M_{max}}{M_0} ; 50 > \frac{600}{10} \cdot \left(\frac{29.69}{14.95}\right)^{-1} = 30.2 \quad \checkmark$$

$$\rightarrow A_f^{max} \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\bar{\sigma}_{an}} ; 14.2 < 40.55 \cdot \frac{43}{4200} = 22.5 \quad \checkmark$$

Condition de non entrainement des armatures

$$\tau_d = \frac{T_{max}}{n \cdot p \cdot 3} < \bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1.5 \cdot 5.9 = 17.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{appui intermédiaire : } \tau_d = 15.1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

$$\text{appui de rive : } \tau_d = 1.8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

Espacement des armatures transversales

$$S = \frac{A_t \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = 8.83 \text{ cm.}$$

$$\text{CCBA68 : } S_1 = \sup \left\{ \begin{array}{l} 0.2h = 11.0 \\ (1-0.3 \frac{\tau_d}{\bar{\sigma}_b})h = 13.1 \end{array} \right. \rightarrow S = 8 \text{ cm}$$

$$\text{RPA81 : } \begin{array}{l} \text{- zone nodale } S_1 = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_f \right) = 13.75 \text{ cm} \\ \text{- ailleurs } S_2 = h/2 = 27.5 \text{ cm} \end{array}$$

$$\text{Conclusion : } \begin{array}{l} \text{- zone courante : } S = \min (S_1, S_2) = 8 \text{ cm} \\ \text{- zone nodale : } S = \min (S_1, S_2) = 8 \text{ cm} \end{array}$$

Portique A

niveaux	Appuis	M _{max} (tm)	μ 10 ⁻³	E	K	σ _b	A _{cal}	A _{choix}
9	2	0.65	3.8	0.9718	162.0	17.3	0.50	4T14
	3	3.18	18.5	0.9401	68.5	40.8	2.50	4T14
	4	2.47	14.3	0.9468	79.0	35.4	1.94	4T14
8	2	0.99	5.7	0.9655	130.0	21.5	0.76	4T14
	3	3.94	23.0	0.9338	60.5	46.2	3.14	4T14
	4	3.47	20.0	0.9379	65.5	42.7	2.75	4T14
7 ⁶ 5 ₄ 3 ₂	2	1.02	5.9	0.9650	120.0	21.8	0.79	4T14
	3	3.96	23.0	0.9338	60.5	46.2	3.15	4T14
	4	3.50	20.0	0.9379	65.5	42.7	2.78	4T14
1	2	1.13	6.5	0.9635	122.0	22.9	0.87	4T14
	3	4.15	24.0	0.9324	59.0	47.4	3.31	4T14
	4	3.68	21.0	0.9363	63.5	44.1	2.92	4T14
RDC	2	1.32	7.6	0.9606	112.0	25.0	1.02	4T14
	3	4.98	29.0	0.9265	53.0	52.8	4.00	4T14
	4	4.42	25.7	0.9303	56.7	49.4	3.54	4T14

— Armatures supérieures sur appui —

niveaux	Travées	M (tm)		μ 10 ⁻³	E	K	σ _b	A _{cal}	A _{choix}
		M _{min}	M _{max}						
9	2-3	-0.54	3.0	0.9749	184.0	15.2	0.41	4T14	
		0.96	5.5	0.9662	133.0	21.0	0.98	4T16	
	3-4	—	—	—	—	—	—	4T14	
8	2-3	-0.39	2.3	0.9778	210.0	13.3	0.16	4T14	
		0.89	5.1	0.9673	138.0	20.3	0.84	4T16	
	3-4	—	—	—	—	—	—	4T14	
7 ⁶ 5 ₄ 3 ₂	2-3	-0.42	2.4	0.9773	205.0	13.6	0.18	4T14	
		0.89	5.1	0.9673	138.0	20.3	0.84	4T16	
	3-4	—	—	—	—	—	—	4T14	
1	2-3	-0.44	2.5	0.9770	203.0	13.8	0.20	4T14	
		0.91	5.3	0.9669	136.0	20.6	0.70	4T16	
	3-4	—	—	—	—	—	—	4T14	
RDC	2-3	-0.68	4.0	0.9711	158.0	17.7	0.52	4T14	
		1.10	6.4	0.9637	123.0	22.7	1.33	4T16	
	3-4	—	—	—	—	—	—	4T14	
		4.48	26.0	0.9300	56.4	72.4	3.58	4T16	

— Armatures supérieures et inférieures entravées —

Portique C⁸

niveaux	Appuis	M _{max} ^{km}	M 10 ⁻³	K	E	σ _b '(kg/cm ²)	A _{cal} ^{cm²}	A _{chois} ^{cm²}
9	2	0.51	2.03	225.0	0.9792	12.44	0.32	4T14
	3	5.16	20.54	64.5	0.9371	43.41	3.59	4T14
	4	4.89	19.47	66.5	0.9387	42.11	3.21	4T14
8	2	3.50	13.93	80.5	0.9476	34.78	2.27	4T14
	3	6.71	26.71	55.5	0.9291	50.45	4.45	4T14
	4	6.04	24.05	59.0	0.9324	47.46	3.99	4T14
7 ⁶ 5 ⁴ 3 ²	2	3.50	13.93	80.5	0.9476	34.78	2.27	4T14
	3	6.76	26.91	55.0	0.9286	50.91	4.48	4T14
	4	6.11	24.33	58.5	0.9320	47.86	4.04	4T14
1	2	3.50	13.93	80.5	0.9476	34.78	2.27	4T14
	3	7.16	28.51	53.5	0.9270	52.34	4.76	4T14
	4	7.48	29.78	52.0	0.9254	53.85	4.98	4T14
RDC	2	3.53	14.01	80.0	0.9474	35.00	2.29	4T14
	3	8.80	35.03	47.4	0.9199	59.07	5.89	4T14
	4	7.95	31.65	50.5	0.9237	55.45	5.30	4T14

Armatures supérieures sur appui

niveaux	travées	M _{min} M _{max} (km)	M 10 ⁻³	K	E	σ _b '(kg/cm ²)	A _{cal} ^{cm²}	A _{chois} ^{cm²}
9	1'-2 console	-0.38 -	1.9	235.0	0.9800	11.9	0.25	4T12 4T12
	2-3	-1.84 1.91	10.7 11.1	93.0 91.0	0.9537 0.9528	30.1 30.8	1.43 1.49	4T14 4T14
	3-4	4.95	28.7	53.3	0.9267	52.5	3.97	4T14
	1'-2 console	-3.43 -	19.9	65.6	0.9380	42.7	2.72	4T14 4T14
8	2-3	-0.02 1.15	0.4 6.7	520.0 120.0	0.9907 0.9630	5.4 23.3	0.01 0.90	4T14 4T14
	3-4	5.42	31.5	50.5	0.9237	55.4	4.36	4T14
	1'-2 console	-3.43 -	19.9	65.6	0.9380	42.7	2.72	4T14 4T14
	2-3	-0.32 1.00	1.8 5.8	240.0 129.0	0.9804 0.9653	11.6 21.7	0.24 0.77	4T14 4T14
7 ⁶ 5 ⁴ 3 ²	3-4	5.36	31.1	50.7	0.9240	55.2	4.32	4T14
	1'-2 console	-3.43 -	19.9	65.6	0.9380	42.7	2.72	4T14 4T14
	2-3	-0.16 1.08	0.9 6.3	340.0 124.0	0.9859 0.9640	8.2 22.6	0.12 1.12	4T14 4T14
	3-4	5.70	33.0	49.0	0.9219	57.1	4.80	4T14
1	1'-2 console	-3.43 -	19.9	65.6	0.9380	42.7	2.72	4T14 4T14
	2-3	-0.66 1.66	3.8 9.6	162.0 98.5	0.9718 0.9560	17.3 28.4	0.51 1.29	4T14 4T14
	3-4	6.98	40.6	43.4	0.9144	64.5	6.08	4T14
	RDC	3-4	6.98	40.6	43.4	0.9144	64.5	6.08

Armatures supérieures et inférieures en travée

Portique E 8

niveaux	Appuis	Mmax tm	H 10 ³	ε	K	ε _b	A _{cal}	A _{choix}
9	1	1.51	8.7	0.9580	104.0	26.9	1.17	4T14
	2	2.59	15.0	0.9457	77.0	36.4	2.04	4T14
	3	5.07	29.0	0.9264	52.8	53.0	4.07	4T14
	4	3.94	23.0	0.9338	60.5	46.3	3.14	4T14
8	1	1.43	8.3	0.9590	107.0	26.2	1.11	4T14
	2	2.33	13.5	0.9484	81.7	34.3	1.83	4T14
	3	6.52	37.9	0.9169	45.2	61.9	5.29	4T14
	4	5.61	32.6	0.9224	49.2	56.7	4.52	4T14
7 6 5 4 3 2	1	1.43	8.3	0.9590	107.0	26.2	1.11	4T14
	2	2.38	13.8	0.9478	80.7	34.7	1.87	4T14
	3	6.39	37.0	0.9178	45.7	61.1	5.18	4T14
	4	5.68	33.0	0.9219	49.0	57.1	4.58	4T14
1	1	1.43	8.3	0.9590	107.0	26.2	1.11	4T14
	2	2.59	15.0	0.9457	77.0	36.4	2.04	4T14
	3	6.78	39.0	0.9158	44.4	63.0	5.51	4T14
	4	6.03	35.0	0.9199	47.4	59.0	4.88	4T14
RDC	1	1.44	8.4	0.9587	106.0	26.4	1.12	4T14
	2	2.91	17.0	0.9423	71.7	39.0	2.29	4T14
	3	8.31	48.0	0.9077	39.2	71.4	6.81	4T16
	4	7.38	43.0	0.9123	42.0	66.7	6.02	4T16

Armatures superieures sur appuis

niveaux	travées	M _{min} (tm)	4 10 ⁻³	E	K	σ _b (kg/cm ²)	A _{cal} cm ²	A _{choix}
		M _{max}						
9	1.2	/						4T14
		2.65	15.4	0.9451	76.0	36.8	2.09	4T14
	2.3	-0.60	3.5	0.9730	170.0	16.5	0.46	4T14
		0.55	3.2	0.9741	178.0	15.7	0.42	4T14
3.4	/						4T14	
	5.32	30.9	0.9242	51.0	54.9	4.28	4T14	
8	1.2	/						4T14
		1.91	11.1	0.9528	91.0	30.8	1.49	4T14
	2.3	-1.17	6.8	0.9627	119.0	23.5	0.90	4T14
		1.59	9.2	0.9569	101.0	27.7	1.23	4T14
3.4	/						4T14	
	5.73	33.3	0.9216	48.8	57.4	4.63	4T14	
7 6 5 4 3 2	1.2	/						4T14
		1.91	11.1	0.9528	91.0	30.8	1.49	4T14
	2.3	-1.72	9.9	0.9554	97.0	28.9	1.34	4T14
		1.05	6.1	0.9645	126.0	22.2	0.81	4T14
3.4	/						4T14	
	5.76	33.5	0.9214	48.6	57.6	4.65	4T14	
1	1.2	/						4T14
		1.89	10.9	0.9533	92.0	30.4	1.47	4T14
	2.3	-1.66	9.6	0.9560	98.5	28.4	1.29	4T14
		1.11	6.4	0.9638	123.0	22.8	0.86	4T14
3.4	/						4T14	
	6.11	35.5	0.9194	47.0	59.6	4.94	4T14	
RDC	1.2	/						4T14
		1.82	10.5	0.9541	94.0	29.8	1.42	4T14
	2.3	-2.25	13.0	0.9492	83.5	33.5	1.76	4T14
		1.46	8.5	0.9583	105.0	26.6	1.13	4T14
3.4	/						4T16	
	7.51	43.6	0.9117	41.6	67.3	6.13	4T16	

Armatures supérieures et inférieures en travée

Vérification des contraintes :

$$\tilde{\omega} = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2db} < \begin{matrix} K \\ \varepsilon \end{matrix} \rightarrow \sigma_a = \frac{M}{A \cdot e \cdot h} \rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K}$$

niveau	Section		M _{max}	$\tilde{\omega}$	ε	K	σ_a	σ'_b
9	Appuis	1	1.51	0.0086	0.9836	290	554	1.9
		2	2.59	0.0150	0.9783	215	955	4.4
		3	5.07	0.0300	0.9697	150	1886	12.6
		4	3.94	0.0230	0.9733	172	1460	8.5
	traveées	1-2	2.65	0.0150	0.9783	215	977	4.5
		2-3	-0.60	0.0034	0.9895	460	219	0.5
		3-4	5.32	0.0310	0.9693	148	1980	13.4
8	Appuis	1	1.43	0.0080	0.9839	295	524	1.8
		2	2.33	0.0130	0.9800	235	858	3.7
		3	6.52	0.0390	0.9660	132	2435	18.4
		4	5.61	0.0330	0.9684	143	2090	14.6
	traveées	1-2	1.91	0.0100	0.9821	265	702	2.7
		2-3	1.59	0.0090	0.9831	280	583	2.0
		3-4	5.73	0.0340	0.9680	141	2135	15.1
7 6 5 4 3 2	Appuis	1	1.43	0.0080	0.9839	295	524	1.7
		2	2.38	0.0140	0.9792	225	877	3.9
		3	6.39	0.0380	0.9662	133	2386	17.9
		4	5.68	0.0320	0.9662	133	2120	15.9
	traveées	1-2	1.91	0.0100	0.9821	265	702	2.7
		2-3	-1.72	0.0098	0.9825	270	632	2.3
		3-4	5.76	0.0340	0.9680	141	2147	15.2
1	Appuis	1	1.43	0.0080	0.9839	295	524	1.8
		2	2.59	0.0150	0.9783	215	955	4.4
		3	6.78	0.0400	0.9655	130	2533	19.5
		4	6.03	0.0360	0.9671	137	2249	16.4
	traveées	1-2	1.89	0.0100	0.9821	265	694	2.6
		2-3	-1.66	0.0095	0.9828	275	609	2.2
		3-4	6.11	0.0360	0.9671	137	2279	16.6
RDC	Appuis	1	1.44	0.0080	0.9839	295	528	1.8
		2	2.91	0.0170	0.9770	202	1075	5.3
		3	8.31	0.0470	0.9627	119	2386	20.0
		4	7.38	0.0420	0.9645	126	2115	16.8
	traveées	1-2	1.82	0.0100	0.9821	265	668	2.5
		2-3	-2.25	0.0130	0.9800	235	828	3.5
		3-4	7.51	0.0420	0.9645	126	2152	17.1

B - FERRAILLAGE des POTEAUX

Chaque poteau est soumis à un effort et à des moments en tête et à la base d'où le calcul se fait en flexion composée. la section d'acier sera déterminée sous la sollicitation du 1^{er} genre.

- Détermination des armatures longitudinales :

le ferrailage se fait suivant la méthode exposée dans "le Calcul et la vérification des ouvrages en Béton armé"

→ D'après CCBA 68, la section d'acier doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\begin{cases} A \geq 1,25\% \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot N' / \bar{\sigma}_b' \\ A \geq 1/n (N' / \bar{\sigma}_b' - B) \\ A \leq B/20 \end{cases}$$

→ D'après RPA 81

$$A_{min} = \begin{cases} 0,8\% \cdot b \cdot h & \text{ZONE I} \\ 1,0\% \cdot b \cdot h & \text{ZONE II} \\ \text{sans dépasser } 4\% & \end{cases}$$

- Détermination des armatures transversales :

→ RPA 81 $\frac{A_t}{t} = \frac{1,25 T^r}{h_e \cdot \bar{\sigma}_{en}}$ avec $T^r = 2 T_{cal}$ si $\lambda \geq 15$ élancement
 $T^r = 3 T_{cal}$ si $\lambda < 15$ mécanique

l'espacement entre les cours successifs d'aciers transversaux est :

. en zone nodale : $t < \min(10 \phi_t^{min}; 15 \text{ cm})$.

. en zone courante : $t < 12 \phi_t^{min}$.

quantité d'armatures transversales minimales :

. en ZONE I : $A_t^{min} = 3\% t \cdot b_1$

. en ZONE II : $A_t^{min} = 4\% t \cdot b_1$

→ CCBA 68

Aciers doux avec $\phi = 5 + 12 \text{ mm}$.

l'espacement est :

. en zone courante :

$$t < \min \begin{cases} t_1 = (100 \phi_t - 13 \phi_t) (2 - \sigma_b' / \bar{\sigma}_{b_0}') \\ t_2 = 15 (2 - \sigma_b' / \bar{\sigma}_{b_0}') \phi_t^{min} \end{cases}$$

pratiquement on prend $t \leq 15 \phi_t^{min}$
 $\phi_t \geq 0,3 \phi_t^{max}$

. en zone de recouvrement :

$$\nu \geq 3$$

$$\nu \geq 0,4 \frac{\phi_t^2 \bar{\sigma}_{en,e}}{\phi_t^2 \bar{\sigma}_{en,t}}$$

avec ν : nbre de cours d'aciers transversaux.

POTEAUX E (1.2.3.4)

		M tête	M base	M tête	M base	N tête	N base	e _x (cm)		e _y (cm)		e _x (cm)	e _y (cm)
		(tm) X	(tm) X	(tm) Y	(tm) Y	(t)	(t)	tête	base	tête	base	e _x	e _y
9 ↓ 8	E ₁	1,66	0,78	—	—	4,17	5,32	39,80	14,70	/	/	10,00	6,7
	E ₂	0,29	0,08	1,87	1,41	16,97	18,12	1,70	0,40	11,00	7,78	8,33	6,7
	E ₃	2,28	0,85	6,30	4,90	24,86	26,01	9,17	3,27	25,34	18,84	10,00	6,7
	E ₄	3,94	2,65	6,30	4,90	20,47	21,62	19,25	12,28	30,77	22,66	10,00	6,7
8 ↓ 7	E ₁	0,88	0,84	—	—	8,71	9,86	10,10	8,52	/	/	10,00	6,7
	E ₂	0,12	0,09	1,56	1,49	34,71	35,86	0,35	0,30	4,50	4,20	8,33	6,7
	E ₃	1,46	1,41	5,51	5,32	55,50	56,65	2,63	2,49	9,93	9,39	10,00	6,7
	E ₄	2,97	2,84	5,51	5,32	46,95	48,10	6,32	5,90	11,73	11,06	10,00	6,7
7 ↓ 6	E ₁	0,84	0,84	—	—	13,25	14,40	6,34	5,83	/	/	10,00	6,7
	E ₂	0,09	0,09	1,54	1,49	52,57	53,72	0,17	0,16	2,93	2,77	8,33	6,7
	E ₃	1,41	1,41	5,32	5,32	87,09	88,24	1,62	1,59	6,11	6,03	10,00	6,7
	E ₄	2,84	2,84	5,32	5,32	73,44	74,59	3,87	3,81	7,24	7,13	10,00	6,7
6 ↓ 5	E ₁	0,84	0,84	/	/	17,79	18,94	4,72	4,33	/	/	10,00	6,7
	E ₂	0,09	0,09	1,54	1,49	70,43	71,58	0,13	0,12	2,18	2,08	8,33	6,7
	E ₃	1,41	1,41	5,32	5,32	118,53	119,68	1,19	1,18	4,49	4,44	10,00	6,7
	E ₄	2,84	2,84	5,32	5,32	99,83	100,98	2,84	2,81	5,33	5,27	10,00	6,7
5 ↓ 4	E ₁	0,84	0,84	/	/	22,33	23,48	3,76	3,57	/	/	10,00	6,7
	E ₂	0,09	0,09	1,54	1,49	88,29	89,44	0,10	0,10	1,74	1,66	8,33	6,7
	E ₃	1,41	1,41	5,32	5,32	148,97	150,12	0,94	0,94	3,57	3,54	10,00	8,33
	E ₄	2,84	2,84	5,32	5,32	126,42	127,67	2,24	2,22	4,21	4,17	10,00	8,33
4 ↓ 3	E ₁	0,84	0,84	/	/	26,87	28,02	3,11	2,99	/	/	10,00	6,7
	E ₂	0,09	0,09	1,54	1,49	106,15	107,30	0,08	0,08	1,45	1,39	8,33	6,7
	E ₃	1,41	1,41	5,32	5,32	181,43	182,58	0,78	0,77	2,93	2,91	10,00	8,33
	E ₄	2,84	2,84	5,32	5,32	132,91	134,06	2,14	2,12	4,00	3,97	10,00	8,33
3 ↓ 2	E ₁	0,84	0,84	/	/	31,41	32,56	2,67	2,58	/	/	10,00	6,7
	E ₂	0,09	0,09	1,54	1,49	124,01	125,16	0,07	0,07	1,24	1,19	8,33	6,7
	E ₃	1,41	1,41	5,32	5,32	212,85	214,00	0,66	0,66	2,50	2,48	10,00	8,33
	E ₄	2,84	2,84	5,32	5,32	179,40	180,55	1,58	1,57	2,96	2,94	10,00	8,33
2 ↓ 1	E ₁	0,84	0,84	/	/	36,93	38,08	2,27	2,20	/	/	10,00	6,7
	E ₂	0,09	0,09	1,54	1,45	149,48	150,63	0,06	0,06	1,03	0,96	8,33	6,7
	E ₃	1,41	1,50	5,32	6,47	240,81	241,96	0,58	0,62	2,50	2,67	10,00	10,0
	E ₄	2,84	3,01	5,32	6,47	206,36	207,51	1,37	1,45	2,58	3,12	10,00	10,0
1 ↓ 0	E ₁	0,84	1,41	/	/	41,39	42,54	2,03	3,31	/	/	10,00	6,7
	E ₂	0,13	0,13	1,45	1,70	170,53	171,68	0,08	0,08	0,85	0,99	8,33	8,33
	E ₃	1,50	1,84	4,46	5,57	272,08	273,23	0,55	0,67	1,64	1,31	10,00	10,0
	E ₄	3,01	3,70	4,46	5,57	236,44	237,59	1,27	1,56	1,88	1,50	10,00	10,0
0 ↓ -1	E ₁	0,84	1,41	/	/	46,02	47,17	1,82	2,98	/	/	10,00	6,7
	E ₂	0,23	0,23	1,70	2,46	191,78	192,93	0,12	0,11	0,88	1,27	8,33	8,33
	E ₃	1,84	1,55	5,35	5,60	302,42	303,57	0,61	0,51	1,77	1,84	11,66	10,0
	E ₄	3,70	3,96	5,35	5,60	265,36	266,51	1,39	1,48	2,02	2,10	11,66	10,0

POTEAUX: A (2,3,4)

	M_x^T	M_x^B	M_y^T	M_y^B	N^T	N^B	e_x		e_y		e_{iy}	
							T	B	T	B		
A ₂	0,65	0,51	0,31	0,20	2,65	3,80	6,7	24,5	13,4	11,7	5,3	8,33
A ₃	0,36	0,80	0,53	0,35	7,33	8,48	"	4,9	9,4	7,2	4,1	10,0
A ₄	2,46	1,62	0,53	0,35	4,33	5,48	"	56,8	24,6	12,2	6,4	10,0
A ₂	0,53	0,50	0,22	0,21	7,10	8,25	"	7,5	6,1	3,1	2,5	8,33
A ₃	0,89	0,86	0,40	0,38	18,48	19,63	"	4,8	4,4	2,2	2,0	10,0
A ₄	1,84	1,76	0,40	0,38	12,21	13,36	"	15,0	13,2	3,3	2,8	10,0
A ₂	0,50	0,50	0,22	0,21	11,57	12,72	"	4,3	3,9	1,9	1,7	8,33
A ₃	0,86	0,86	0,38	0,38	29,62	30,77	"	2,9	2,8	1,3	1,2	10,0
A ₄	1,76	1,76	0,38	0,38	20,09	21,24	"	8,8	8,3	1,9	1,8	10,0
A ₂	0,50	0,50	0,22	0,21	16,04	17,19	"	3,1	2,9	1,4	1,2	8,33
A ₃	0,86	0,86	0,38	0,38	40,76	41,91	"	2,1	2,0	0,9	0,8	10,0
A ₄	1,76	1,76	0,38	0,38	27,97	29,12	"	6,3	6,0	1,4	1,3	10,0
A ₂	0,50	0,50	0,22	0,21	20,51	21,66	"	2,4	2,3	1,1	0,9	8,33
A ₃	0,86	0,86	0,38	0,38	51,90	53,05	"	1,7	1,6	0,7	0,7	10,0
A ₄	1,76	1,76	0,38	0,38	35,85	37,00	"	4,9	4,8	1,0	1,0	10,0
A ₂	0,50	0,50	0,22	0,21	24,98	26,13	"	2,00	1,90	0,88	0,80	8,33
A ₃	0,86	0,86	0,38	0,38	63,04	64,19	"	1,36	1,34	0,60	0,59	10,0
A ₄	1,76	1,76	0,38	0,38	43,73	44,88	"	4,02	3,92	0,87	0,85	10,0
A ₂	0,50	0,50	0,22	0,21	29,45	30,60	"	1,70	1,63	0,75	0,69	8,33
A ₃	0,86	0,86	0,38	0,38	74,18	75,33	"	1,16	1,14	0,51	0,50	10,0
A ₄	1,76	1,76	0,38	0,38	51,61	52,76	"	3,41	3,33	0,74	0,72	10,0
A ₂	0,50	0,53	0,22	0,21	33,92	35,07	"	1,47	1,51	0,65	0,67	8,33
A ₃	0,86	0,90	0,38	0,38	85,32	86,47	"	1,00	1,04	0,44	0,44	10,0
A ₄	1,76	1,84	0,38	0,38	59,49	60,64	"	2,96	3,03	0,64	0,63	10,0
A ₂	0,53	0,66	0,34	0,41	39,19	40,34	"	1,35	1,64	0,87	1,01	8,33
A ₃	0,90	1,06	0,20	0,46	96,46	97,61	"	0,93	1,08	0,21	0,47	10,0
A ₄	1,84	2,20	0,20	0,46	69,38	70,53	"	2,65	3,12	0,29	0,65	10,0
A ₂	0,66	0,46	0,41	0,57	46,46	47,61	"	1,42	2,02	0,88	1,19	8,33
A ₃	1,06	1,48	0,56	0,34	111,63	112,78	"	0,95	1,31	0,59	0,30	10,0
A ₄	2,20	3,56	0,56	0,34	84,40	85,55	"	2,60	4,11	0,66	0,40	10,0

POTEAUX: C (2,3,4)

	M_x^T	M_x^B	M_y^T	M_y^B	N^T	N^B	e_x		e_y		e_{iy}		
							T	B	T	B			
C ₂	2,84	1,38	/	0,11	17,19	18,34	6,7	15,6	7,5	/	0,6	8,33	9
C ₃	2,95	1,59	/	0,23	27,41	28,56	"	10,8	5,5	/	0,8	10,00	8
C ₄	2,75	3,07	/	0,23	20,66	21,81	"	13,3	14,0	/	1,0	10,00	8
C ₂	1,54	1,49	0,13	0,12	37,84	38,99	"	4,1	3,8	0,34	0,3	8,33	8
C ₃	1,79	1,73	0,26	0,24	69,41	70,56	"	2,6	2,4	0,37	0,3	10,00	7
C ₄	3,20	3,05	0,26	0,24	47,74	48,89	"	6,7	6,2	0,54	0,5	10,00	7
C ₂	1,49	1,49	0,12	0,12	59,40	60,55	"	2,5	2,4	0,20	0,2	8,33	7
C ₃	2,10	1,73	0,25	0,25	107,72	108,87	"	1,9	1,6	0,23	0,2	10,00	6
C ₄	3,05	3,05	0,25	0,25	74,82	75,97	"	4,0	4,0	0,33	0,3	10,00	6
C ₂	1,49	1,49	0,12	0,12	80,56	81,71	"	1,9	1,8	0,15	0,1	8,33	5
C ₃	2,10	1,73	0,25	0,25	146,03	147,18	"	1,4	1,2	0,17	0,2	10,00	5
C ₄	3,05	3,05	0,25	0,25	101,90	103,05	"	3,0	2,9	0,24	0,2	10,00	5
C ₂	1,49	1,49	0,12	0,12	101,72	102,87	"	1,5	1,4	0,11	0,1	8,33	4
C ₃	2,10	1,73	0,25	0,25	184,34	185,49	"	1,1	0,9	0,13	0,1	10,00	4
C ₄	3,05	3,05	0,25	0,25	128,98	130,13	"	2,4	2,3	0,19	0,2	10,00	4
C ₂	1,49	1,49	0,12	0,12	122,88	124,03	"	1,2	1,1	0,09	0,1	8,33	3
C ₃	2,10	1,73	0,25	0,25	222,65	223,80	"	0,9	0,8	0,11	0,1	10,00	3
C ₄	3,05	3,05	0,25	0,25	156,06	157,21	"	1,9	1,9	0,16	0,16	10,00	2
C ₂	1,49	1,49	0,12	0,12	144,04	145,19	"	1,0	0,9	0,08	0,08	8,33	2
C ₃	2,10	1,73	0,25	0,25	260,96	262,11	"	0,8	0,7	0,09	0,09	10,00	1
C ₄	3,05	3,05	0,25	0,25	183,15	184,30	"	1,7	1,6	0,13	0,13	10,00	1
C ₂	1,49	1,44	0,12	0,11	163,20	164,35	"	0,9	0,8	0,07	0,2	8,33	0
C ₃	2,10	1,82	0,25	0,68	299,27	300,42	"	0,7	0,6	0,08	0,22	10,00	0
C ₄	3,05	3,23	0,25	0,68	210,23	211,38	"	1,4	1,5	0,11	0,32	10,00	0
C ₂	1,44	1,25	0,36	0,11	187,02	188,17	"	0,8	0,7	0,19	0,06	8,33	0
C ₃	2,22	2,20	0,41	0,22	337,58	338,73	"	0,7	0,6	0,12	0,06	10,00	0
C ₄	3,23	3,97	0,41	0,22	237,30	238,45	"	1,4	1,6	0,17	0,09	10,00	0
C ₂	1,25	1,54	0,20	0,08	211,28	212,43	"	0,6	0,7	0,09	0,04	8,33	0
C ₃	2,65	4,27	0,44	0,23	378,25	379,4	"	0,7	1,1	0,11	0,06	10,00	0
C ₄	3,97	4,07	0,44	0,23	267,55	268,7	"	1,5	1,5	0,16	0,08	10,00	-1



exemple de calcul

Poteau E2 ferrailage des differents niveaux.
 → niveau 9-8 section 40x50

> en tête

($e_y = 11 \text{ cm} > e_{y, \text{min}} = 6,7 \text{ cm}$) → S.P.C.

$M = 1,87 \text{ tm}$

$N = 16,97 \text{ t}$

$M_f = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 1,87 + 16,97 \left(\frac{0,4}{2} - 0,03 \right) = 4,76 \text{ tm.}$

$\mu = \frac{15 M_f}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 4,76 \times 10^5}{2800 \times 50 \times 37^2} = 0,037$ $K = 45,8$

$\epsilon = 0,9178$

$A_1 = \frac{M_f}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{4,76 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9178 \cdot 37} = 5,00 \text{ cm}^2$ → $A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} = -1,06 \text{ cm}^2$.

On fait le calcul en compression simple.

$l_c = 0,7 l_0 = 1,96 \text{ m}$ → $\frac{l_c}{a} = \frac{196}{50} = 3,92 < 14,4$ → le flambement n'est pas à craindre.

$A' = \frac{1}{13} \left[\frac{N'}{\sigma_c} - B \right] = -116,8 \text{ cm}^2 < 0$ → on prend un ferrailage minimum.

Nous prendrons pour tout le poteau le ferrailage minimal prescrit par le RPA à savoir $A_{\text{min}} = 1\% \cdot b \cdot h_t = 20 \text{ cm}^2$.

> à la base:

($e_y = 7,78 \text{ cm} > e_{y, \text{min}} = 6,7 \text{ cm}$) → S.P.C.

$M = 1,41 \text{ tm}$

$N = 18,12 \text{ tm}$

$M_f = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 4,49 \text{ tm}$ → $\mu = 0,035$

$K = 47,4$

$\epsilon = 0,9199$

$A_1 = 4,71 \text{ cm}^2$ → $A = -1,76 \text{ cm}^2$

Nous adopterons la même section qu'en tête, soit 2T16+2T14 / face.

Espacement et armatures transversales :

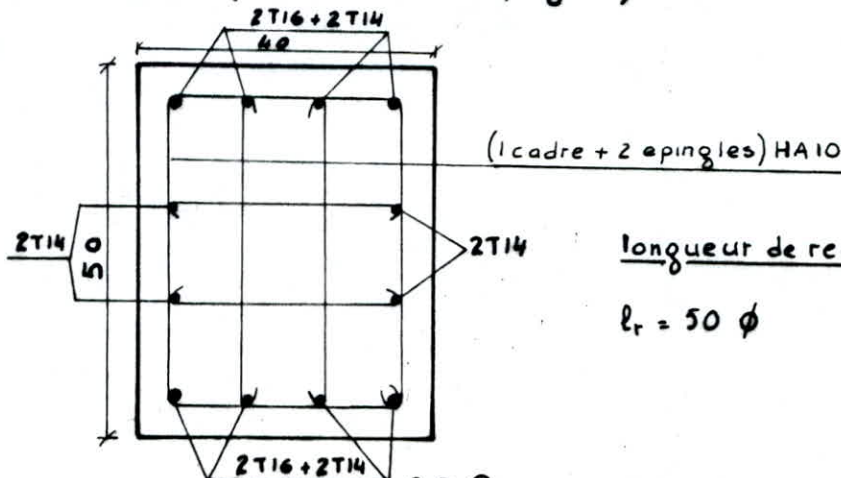
$A_{t \text{ min}} = 4\% \cdot t \cdot \max(b, h_t)$.

• en zone nodale : $t < \min(10 \phi_e^{\text{min}}, 15 \text{ cm})$ → $t = 10 \text{ cm}$

• en zone courante : $t < 12 \phi_e^{\text{min}}$ → $t = 15 \text{ cm}$

$A_t \geq A_{t \text{ min}} = 3 \text{ cm}^2$

On adopte (un cadre + 2 épingles) HA10



longueur de recouvrement

$l_r = 50 \phi = 80 \text{ cm}$

→ niveau 8-7. section 40x50

> entête :

($e_y = 4,50 \text{ cm} < e_{1y} = 6,7 \text{ cm}$) → Section Entièrement Comprimée.

$M = 1,56 \text{ tm}$

$N' = 34,71 \text{ t}$ $\sigma'_b = \sigma'_{b0} (1 + 2 \frac{e_y}{h_e}) = 68,5 (1 + 2 \frac{4,50}{50}) = 80,83 \text{ kg/cm}^2$

détermination des armatures :-

$\delta' = d'_1/h_e = d'_2/h_e$; $q = \sigma'_b \cdot b \cdot h_e / N'$; $\beta = 6M/N'h_e$

$C = 0,27 (1 - 2\delta')^2 q$; $D = 0,30(q - \beta) - 0,90(1 - q)(1 - 2\delta')^2$

$E = -(1 + \beta - q)$; $\tilde{\omega}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C}$ ⇒ $A'_1 = A'_2 = \frac{\tilde{\omega}' \cdot b \cdot h_e}{100}$

⇒ $\tilde{\omega}' = -0,22 < 0$ ⇒ on arme avec $A_{min} = 20 \text{ cm}^2$

> à la base :

($e_y = 4,20 \text{ cm} < e_{1y} = 6,7 \text{ cm}$) → S.E.C

$M = 1,49 \text{ tm}$

$N' = 35,86 \text{ t}$

⇒ $\tilde{\omega}' < 0$ ⇒ on arme avec A_{min}

$l_r = 80 \text{ cm}$

Espacement et armatures transversales :

. en zone nodale

$t = 10 \text{ cm}$

. en zone courante

$t = 15 \text{ cm}$

→ $A_{tmin} = 3 \text{ cm}^2$

{ 1 cadre
+ 2 épingles
HA10

soit 2T16 + 2T14 / face

même ferrailage pour les niveaux suivants
7-6 ; 6-5 ; 5-4 ; 4-3 ; 3-2.

→ niveau 2-1 section 40x50

> entête :

($e_y = 1,03 \text{ cm} < e_{1y} = 6,7 \text{ cm}$) → S.E.C

$M = 1,54 \text{ tm}$

$N = 149,48 \text{ t}$

⇒ $\tilde{\omega}' = 0,971$

⇒ $A = 19,42 \text{ cm}^2$

soit

2T25 + 2T20 / face.

> à la base :

($e_y = 0,96 \text{ cm} < e_{1y} = 6,7 \text{ cm}$) → S.E.C

$M = 1,48 \text{ tm}$

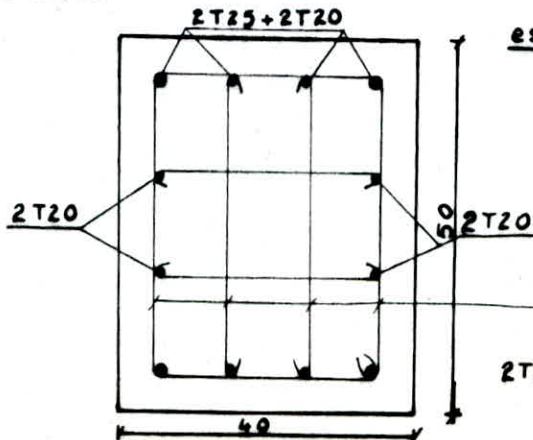
$N = 150,68 \text{ t}$

⇒ $\tilde{\omega}' = 0,963$

⇒ $A = 19,26 \text{ cm}^2$

soit

2T25 + 2T20 / face



espacement et armatures transversales

. en zone nodale

$t = 15 \text{ cm}$

. en zone courante

$t = 20 \text{ cm}$

→ $A_{tmin} = 3 \text{ cm}^2$

Soit 1 cadre + 2 épingles
HA10

$l_r = 125 \text{ cm}$

}}}

→ niveau (1-0 et) 0-1 section 50x50

> en tête :

($e_y = 0,88 \text{ cm} < e_{1y} = 6,7 \text{ cm}$) → S.E.C

$M = 1,76 \text{ tm}$

$N = 191,78 \text{ t}$

⇒ $\tilde{\omega}' = 0,89$ ⇒ $A'_1 = A'_2 = 22,25 \text{ cm}^2$; soit 4T25/face

> à la base :

($e_y = 1,27 \text{ cm} < e_{1y} = 6,7 \text{ cm}$) → S.E.C

$M = 2,46 \text{ tm}$

$N = 192,93 \text{ t}$

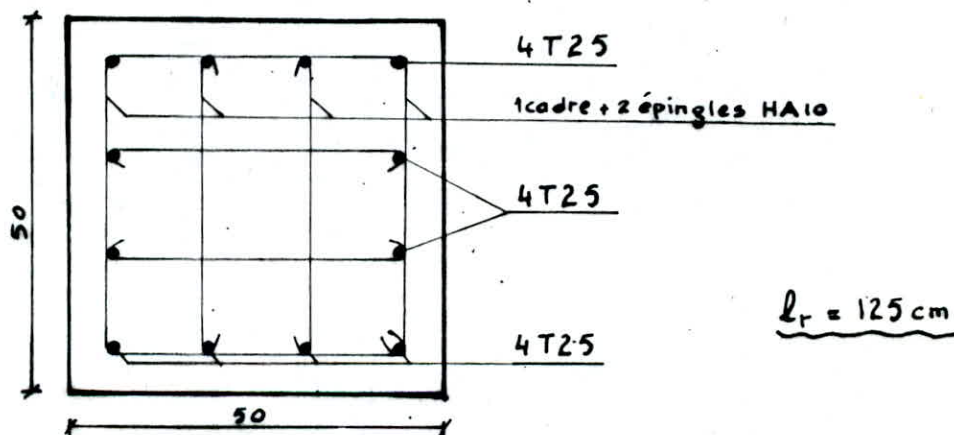
⇒ $\tilde{\omega}' = 1,09$ ⇒ $A'_1 = A'_2 = 27,25 \text{ cm}^2$; soit 4T25/face

Armatures transversales et espacement :

. en zone nodale $t = 15 \text{ cm}$

. en zone courante $t = 20 \text{ cm}$

⇒ $A_{t\min} = 3 \text{ cm}^2$ Soit 1cadre + 2 épingles HA10



même ferrailage pour le niveau supérieur (1-0)

les poteaux ne sont pas sollicités par les charges horizontales, l'effort tranchant dans ceux-ci est négligeable devant $\bar{\tau}_b$

$\bar{\tau}_b = 0,15 \sigma'_{28} = 40,5 \text{ kg/cm}^2$

Poteau E_{3(4,5,6)} $\begin{matrix} B \\ C \\ D \end{matrix}$ (3,4,5,6)

NIVEAUX	Section	A _{cal} cm ²	A _t cm ²
	nat. soll	A _{chois} ^{face}	l _r cm
8 ↓ 4	60x40	2,51 < A _{min}	3,60
	S.P.C	2T20+2T14	100
7 ↓ 8	60x40	3,27 < A _{min}	3,60
	S.P.C	2T20+2T14	100
6 ↓ 7	60x40	22,32	3,60
	S.E.C	2T25+2T20	125
5 ↓ 6	60x40	22,32	3,60
	S.E.C	2T25+2T20	125
4 ↓ 5	60x50	27,68	3,60
	S.E.C	2T32+2T25	160
3 ↓ 4	60x50	32,62	3,60
	S.E.C	2T32+2T25	160
2 ↓ 3	60x50	39,60	3,60
	S.E.C	2T32+2T26	160
1 ↓ 2	60x60	33,40	3,60
	S.E.C	2T32+2T25	160
0 ↓ 1	60x60	36,20	3,60
	S.E.C	2T32+2T25	160
-1 ↓ 0	70x60	37,17	3,60
	S.E.C	2T32+2T25	160

Poteau A_{3(4,5,6)} $F \begin{pmatrix} 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \end{pmatrix}$

Section	A _{cal} cm ²	A _t cm ²
nat. soll	A _{chois} ^{face}	l _r cm
60x40	A _{min} = 24	3,60
S.E.C	2T20+T16	100
60x40	24	3,60
S.E.C	2T20+T16	100
60x40	24	3,60
S.E.C	2T20+T16	100
60x40	24	3,60
S.E.C	2T20+T16	100
60x40	24	3,60
S.E.C	2T20+T16	100
60x40	24	3,60
S.E.C	2T20+T16	100
60x40	24	3,60
S.E.C	2T20+T16	100
60x40	24	3,60
S.E.C	2T20+T16	100
60x40	24	3,60
S.E.C	2T20+T16	100

Poteau A₂₍₇₎ $F \begin{pmatrix} 2 \\ 7 \end{pmatrix}$

section	A _{cal} cm ²	A _t cm ²
nat. soll	A _{chois} ^{face}	l _r cm
50x40	A _{min} = 20	3,00
S.P.C	2T20+T14	100
50x40	20	3,00
S.P.C	2T20+T14	100
50x40	20	3,00
S.E.C	2T20+T14	100
50x40	20	3,00
S.E.C	2T20+T14	100
50x40	20	3,00
S.E.C	2T20+T14	100
50x40	20	3,00
S.E.C	2T20+T14	100
50x40	20	3,00
S.E.C	2T20+T14	100
50x40	20	3,00
S.E.C	2T20+T14	100
50x40	20	3,00
S.E.C	2T20+T14	100



CHAP XI

Fondations

Etude du sol:

- Situation du terrain: Le terrain est l'enceinte qui a servi provisoirement de marché pour le quartier d'EL-BIAR sur le B^{vd} Bougara. Nous n'avons aucun type de fondations anciennes sur le terrain, il est délimité tout autour par des bâtiments mitoyens et des routes.

→ Essais in-situ: Il a été effectué des sondages carrotés jusqu'à une profondeur de 20 m, les coupes de sondage laissent apparaître les couches suivantes:

- Remblais : Couche de 6 m
- Sable : " de 3 m
- marne sableuse: " de 6 m
- marne grise coquille : couche de 5 m.

→ Essais de laboratoire: Les tests effectués en laboratoire ont été les suivants:

- Détermination des teneurs en eau et caractéristiques physiques.
 - limites d'Atterberg.
 - Essais de compression simple.
 - " de cisaillement saturé à la boîte de Casagrande
 - " triaxiaux U-U saturé.
 - " œdométriques.
 - Analyses chimiques sommaires pour chaque couche
- * Les résultats sont présentés dans le rapport de sol fourni par le "Laboratoire des travaux publics du centre"

Choix du type de fondations:

L'étude effectuée pour le choix des fondations superficielles a montré que celles-ci présentent de nombreux inconvénients; exemple:

- Semelles isolées: doivent avoir une largeur importante.
- Semelles filantes: La différence de charges entre le poteau le plus chargé et le moins chargé est grande, ce qui risque de provoquer des tassements différentiels néfastes pour la tenue de l'ouvrage.

- Radier :

a) La largeur du radier dépasse les dimensions du terrain.

b) Le mode de fondations techniquement admissible est la solution de radier avec excavation des remblais; mais elle présente les problèmes suivants:

- risque de soulèvement (surpression) dû aux excavations.
- Étanchéité de l'enceinte de travail et problème de soutènement des parois des fouilles.

Ces problèmes de réalisation nous poussent à envisager des fondations profondes.

- Fondations Sur pieux: Nous devons fonder notre ouvrage sur un terrain dont les couches superficielles sont trop compressibles. Pour venir s'appuyer sur une couche suffisamment résistante et de fonder avec le minimum de fouilles et de traverser les couches gorgées d'eau.

Le choix des pieux forés est dicté par le fait qu'ils s'adaptent mieux aux irrégularités du terrain et ne causent pas de dommages dans les structures mitoyennes. (voir annexe P2)

- Dispositions pratiques:

- La distance minimale à respecter entre axes des pieux est de 2,50 m.
- Les pieux forés peuvent être chemisés si nécessaire sur toute ou partie de leur hauteur pour permettre au béton de faire prise dans de bonnes conditions dans le cas de circulation d'eau par exemple et de minimiser les frottements négatifs

- Calcul d'un pieu foré sous charges verticales.

Nous fondons sur les marnes et nous limitons le frottement maximal à 1,0 bar.

- 1. Détermination de la force portante des pieux forés;

A partir des formules statiques et la connaissance des caractéristiques mécaniques du sol qui ont été déterminées soit en laboratoire soit sur le terrain.

a/ Principe de calcul:

$$Q_N = \frac{Q_p}{f_{sl}} + \frac{Q_f}{f_{sf}}$$

où:

Q_N : force portante limite ; Q_p : force portante de pointe.
 Q_f : " " de frottement lateral ; f_{sl} et f_{sf} : Coefficients de sécurité = 2

b/ Calcul:

a - Force portante limite de pointe.

$$Q_p = \alpha_p \cdot q_c \cdot A$$

avec:

q_c : résistance unitaire de pointe au pénétromètre statique
 α_p : Coefficient; relie la résistance de pointe limite du à la résistance du pénétromètre statique.
 A : Section de pointe du pieu.

Caractéristiques du pieu:

$$d = 1,20 \text{ m} ; L = 20 \text{ m}.$$

$$\begin{aligned} * - \alpha_p &= 0,5 \\ - q_c &= 75 \text{ kg/cm}^2 = 750 \text{ T/m}^2 \\ - A &= \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} = 1,13 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$Q_p = 0,5 \cdot 750 \cdot 1,13 = 424 \text{ T}.$$

B - Calcul du frottement lateral:

$$Q_f = p \cdot \sum f_{ui} \cdot h_i$$

avec; p : Périmètre du pieu.
 f_{ui} : frottement unitaire mobilisable dans la couche i
 h_i : Epaisseur de la couche i .

et:

$$f_u = \alpha_f \cdot \frac{q_c}{\alpha_s}$$

α_s : Coef fonction du sol
 α_f : " " du puit du fût
 q_c : résistance unitaire de pointe au pénétromètre statique

remblais		50
sable	$f_{u2} = 42 \text{ t/m}^2$	100
marne sableuse	$f_{u3} = 0,5 \text{ t/m}^2$	60
marne grise coquille	$f_{u4} = 10,0 \text{ t/m}^2$	20
		200m

$$q_c = 750 \text{ t/m}^2$$

Avec : $q_{c1} = 500 \text{ kg/cm}^2$; $q_{c2} = 600 \text{ kg/cm}^2$; $q_{c3} = 600 \text{ kg/cm}^2$; $q_{c4} = 65 \text{ kg/cm}^2$

$$\alpha_f = 0,85 ; \alpha_{s1} = 100 ; \alpha_{s2} = 60 ; \alpha_{s3} = 60 ; \alpha_{s4} = 50$$

d'où : $p = \pi \cdot d = \pi \cdot 1,20 = 3,768 \text{ m}$.

$$f_{u1} = 0,85 \cdot \frac{500}{100} = 4,2 \text{ T/m}^2 ; f_{u2} = 0,85 \cdot \frac{600}{60} = 8,5 \text{ T/m}^2$$

$$f_{u3} = 8,5 \text{ T/m}^2 ; f_{u4} = 0,85 \cdot \frac{65}{50} = 11 \text{ T/m}^2 > 10 \text{ T/m}^2$$

$$Q_f = 3,768 \cdot (4,2 \cdot 3,0 + 8,5 \cdot 6,0 + 10 \cdot 5,0) = 428 \text{ T}$$

Force totale admissible :

$$Q_N = \frac{424}{2} + \frac{428}{2} = 212 + 214 = 426 \text{ T}$$

I Fondations sous voiles : (voir annexe P3)

a/ Charges sur fondation :

- Poids de terre :

$$P_t = 0,75 \cdot 10,1 \cdot 3,0 \cdot 1,8 = 41 \text{ t}$$

- Radier avec revêtement (carrellage) + surcharge.

$$q_r = 1,0 \cdot 2,5 + 0,05 \cdot 2,0 + 0,4 \cdot 1,2 \cdot 0,5 = 2,84 \text{ T/m}^2$$

$$P_r = 2,84 \cdot 10,1 \cdot 11,1 = 318,4 \text{ T}$$

- Plancher sous-sol; niveau -3,20 m.

$$q_{p1} = 0,2 \cdot 2,5 + 0,05 \cdot 2 + 0,400 \cdot 1,2 \cdot 0,5 = 0,9 \text{ T/m}^2$$

$$P_1 = 0,9 \cdot 4,9 \cdot 0,5 \cdot (3,0 + 6,4 + 3,2) = 28 \text{ T}$$

$$P_2 = 0,9 \cdot 4,9 \cdot 0,5 \cdot 10,1 = 21 \text{ t}$$

Charges totales sur fondations :

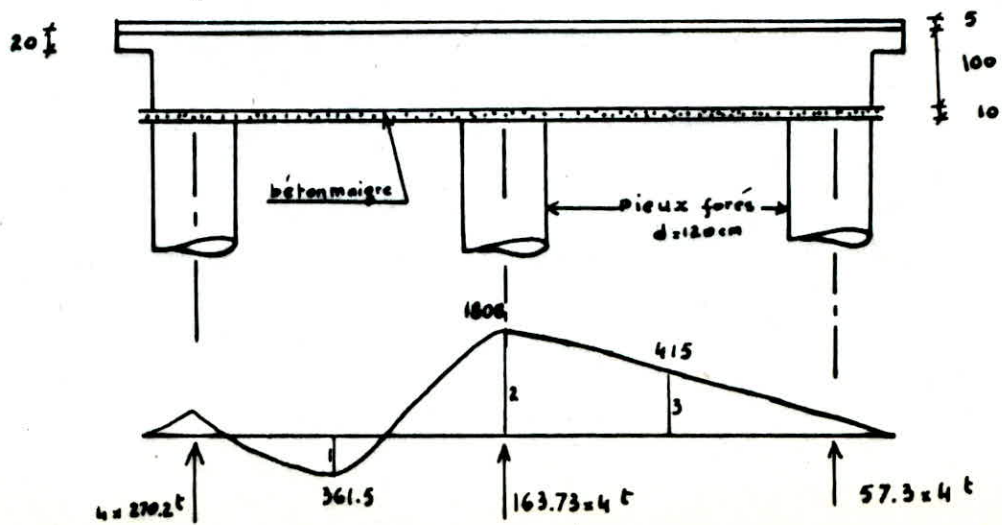
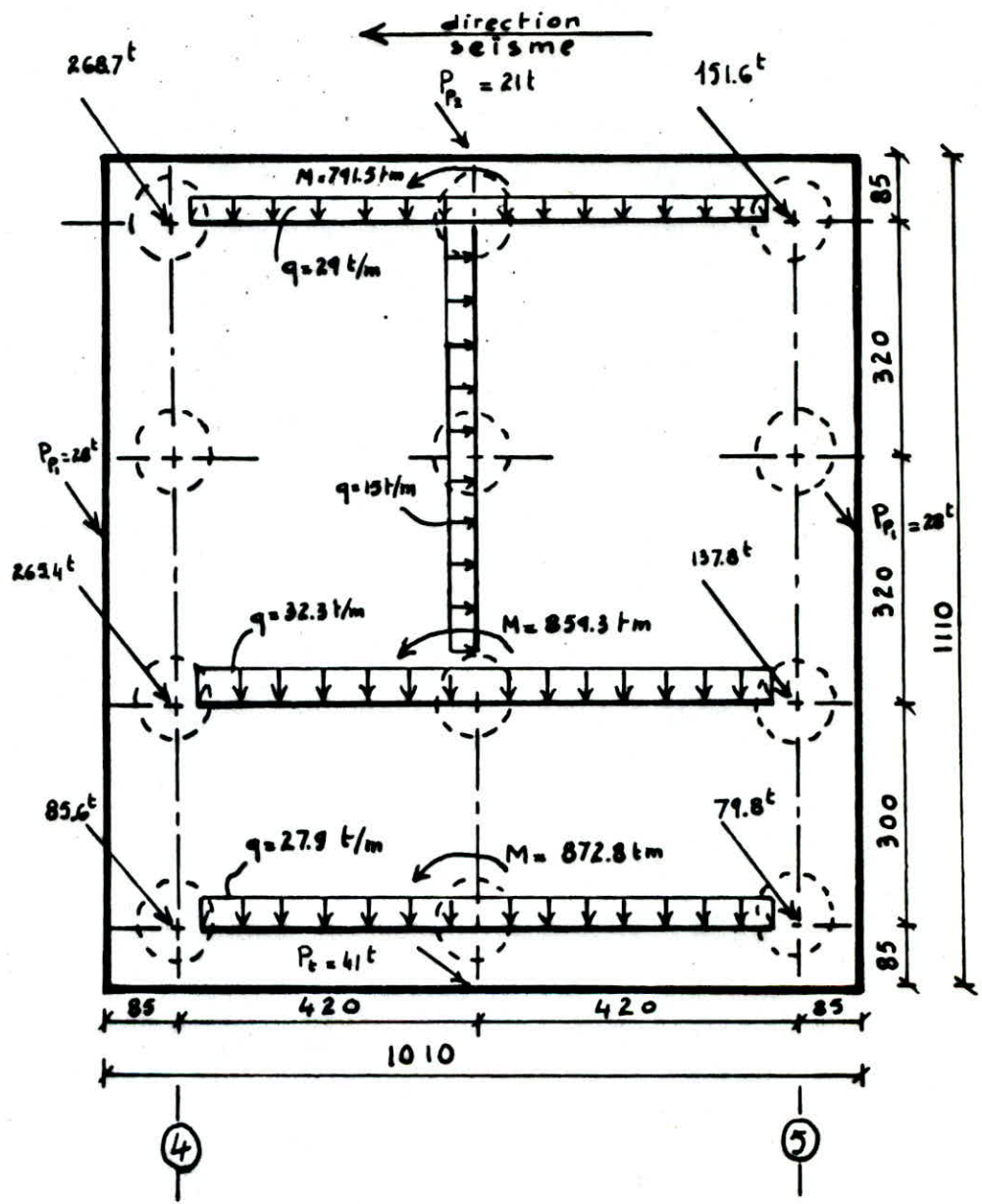
$$(268,7 + 265,4 + 85,6) + 41 + (151,6 + 137,8 + 79,76) + (29 + 32,5 + 23,91) \cdot 7,8 +$$

$$+ 15 \cdot 6,2 + 318,4 + 28 \cdot 2 + 21 = 1964,7 \text{ T}$$

Moment : *

$$(619,66 - 369,14) \cdot 4,2 + (792 + 859,3 + 873) = 3576,5 \text{ tm}$$

* Soie dans le sens longitudinal.



b) Charges sur les pieux :

$$P = \frac{N}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2} \quad n=12$$

$$\sum x_i^2 = 4 \cdot 4,2^2 \cdot 2 = 141,12 \text{ m}^2$$

$$P_{\max} = \frac{1964,7}{12} + \frac{3576,5 \cdot 4,2}{141,12} = 270,2 \text{ t.}$$

$$P_{\min} = 163,73 - 106,4 = 57,3 \text{ t.}$$

$$P_{\text{moy}} = 163,73 \text{ t.}$$

- Poids propre du pieu: $d=1,20$; $L=20 \text{ m.}$

$$P_p = \pi \cdot (1,2)^2 \cdot 20 \cdot 0,25 = 56 \text{ t}$$

$$P_{\max} + P_p = 270,2 + 56 = 326,2 \text{ t} < Q = 426 \text{ t}$$

c) Ferraillage de radier :

Moments:

$$M_1 = 270,2 \times 4 \times 2,1 - 619,66 \cdot 2,1 - \frac{89,21}{2} \cdot \frac{1,8^2}{3} + 2,84 \times 11,1 \times \frac{2,95^2}{2} - \frac{2523,3}{3} \cdot 0,5 - 28 \cdot 2,95 = \frac{2}{3} \cdot 7,8$$

$$- M_1 = 361,48 \text{ tm.}$$

$$M_2 = (270,2 \times 4 - 619,66) \cdot 4,2 - 89,21 \cdot \frac{3,9^2}{2} - 2,84 \times 11,1 \cdot \frac{5,05^2}{2} - \frac{2523,3}{2} \times 2 - 28 \cdot 5,05 = -1808 \text{ tm}$$

$$- M_2 = -1808 \text{ tm.}$$

$$M_3 = (57,3 \cdot 4 - 369,14) \cdot 2,1 - 89,21 \cdot \frac{1,8^2}{2} - 2,84 \cdot 11,1 \cdot \frac{2,95^2}{2} + \frac{2523,3}{3} \cdot 0,5 = 28 \cdot 2,95 = -415,5 \text{ tm.}$$

- Calcul des aciers :

- Moments par m.

$$M_1 = \frac{361,48}{11,1} = 32,6 \text{ tm.}; \quad h_0 = 100 - 10 = 90 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

- Armatures inférieures:

$$M = 32,6 \text{ tm} \cdot h_0 = 100 - 10 = 90 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}.$$

$$\eta = \frac{15 \cdot 32,6 \cdot 10^5}{4200 \cdot 100 \cdot (90)^2} = 0,0144 \rightarrow \kappa = 79; \epsilon = 0,9468$$

$$\sigma_b = \frac{4000}{79} = < \bar{\sigma}_b$$

$$A = \frac{32,6 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9468 \cdot 90} = 9,7 \text{ cm}^2; \text{ On prend 7T16} \rightarrow e = 15 \text{ cm}.$$

- Armatures supérieures:

$$M_2 = \frac{1808}{11,1} = 162,9 \text{ tm}; \eta = \frac{15 \cdot 162,9 \cdot 10^5}{4000 \cdot 100 \cdot (90)^2} = 0,0754 \rightarrow \kappa = 29,7; \epsilon = 0,8881$$

$$\sigma_b = \frac{4000}{29,7} = 134,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{162,9 \cdot 10^5}{4000 \cdot 0,8881 \cdot 90} = 50,5 \text{ cm}^2 \text{ soit 7T32/m } (e = 15 \text{ cm}.)$$

- Effort tranchant:

Section 1:

$$T_1 = 270,2 \cdot 4 - 619,66 - 28 - 2,84 \cdot 11,1 \cdot (0,85 + 0,6) = 387,43 \text{ T}$$

Pour 1m.

$$T_1 = \frac{387,43}{11,1} = 34,9 \text{ t}; z = \frac{7}{8} \cdot 90 = 78,8 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{34,9 \cdot 10^3}{78,8 \cdot 100} = 4,43 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b = 26,6 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A \bar{\sigma}_a \geq T? \text{ soit } 14,07 \cdot 4200 = 59,09 \text{ t} > 34,9 \text{ T}$$

* Seisme dans le sens transversal:

- Charge totale pour la fondation:

$$N = 1964,7 \text{ t}$$

- Moment:

$$M_x = 383,06 \cdot 4,65 + 655,0 \cdot 1,65 + 41,5,08 - 646,5 \cdot 4,75 - 93,1,55 - 21,5,60 + 1515,92 = 1778,29 \text{ tm}.$$

- Charges sur chaque pieu:

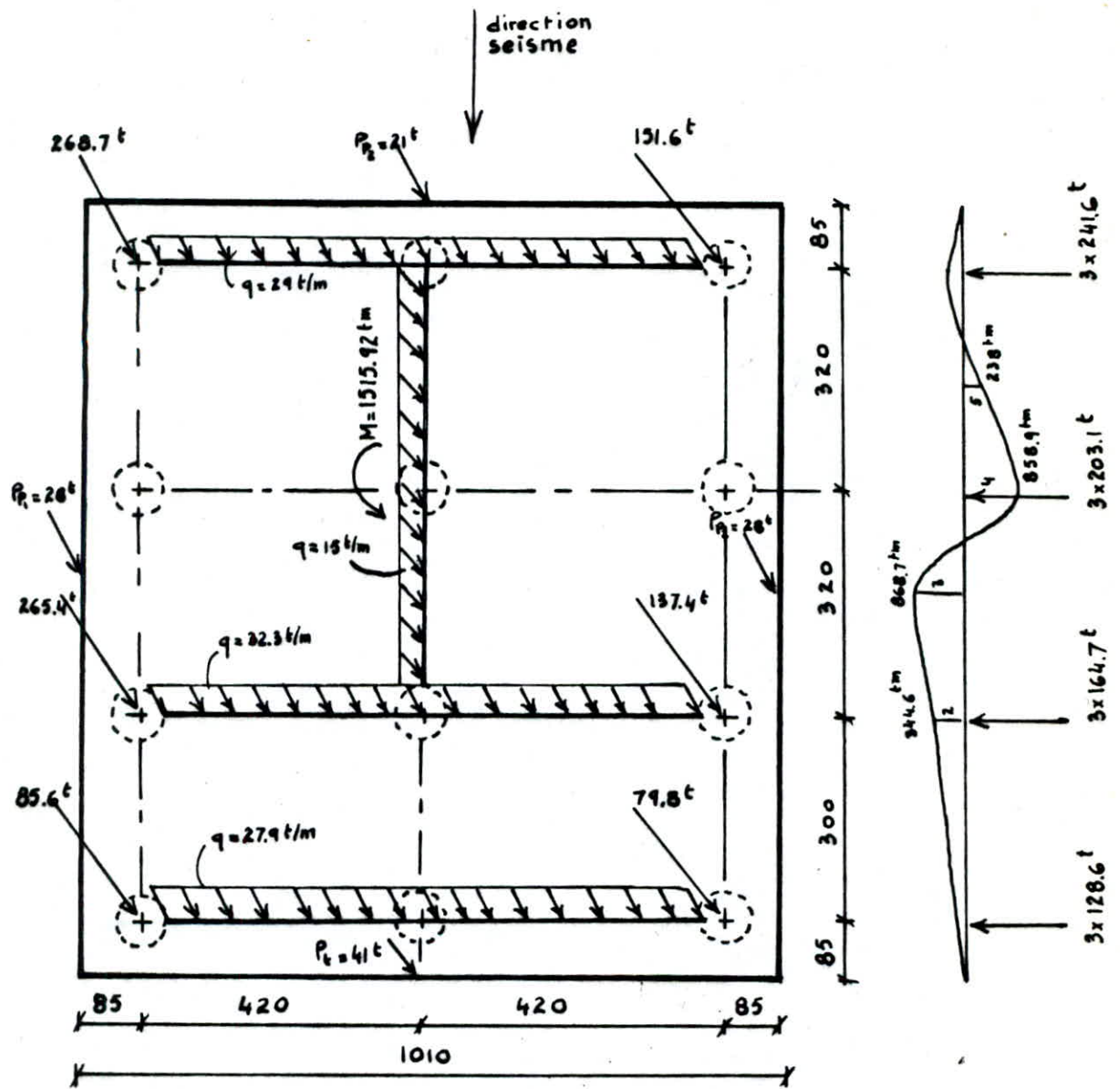
$$P = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2}$$

$$\sum y_i^2 = 3 \cdot (4,65^2 + 4,75^2) + 3 \cdot (1,65^2 + 1,55^2) = 147,93 \text{ m}^2$$

$$\text{d'où: } P_1 = 242,6 \text{ t}; P_2 = 203,13 \text{ t}; P_3 = 164,66 \text{ t}; P_4 = 128,6 \text{ t}$$

$$\text{Pieu: } d = 1,20 \text{ L} = 18 \text{ m}; P_p = 1,13 \cdot 18 \cdot 2,5 = 51 \text{ T}$$

$$P_{\max} = 242,6 + 51 = 292,6 \text{ t} < Q_N = 374 \text{ T}.$$



- Moments dans le radier:

$$M_2 = -344,58 \text{ tm}; M_3 = -873,73 \text{ tm}; M_4 = 858,9 \text{ tm}; M_5 = 238 \text{ tm}.$$

- Calcul des aciers:

- Armatures supérieures

moment pour 1m : $M_3 = \frac{873,73}{10,1} = 86,51 \text{ tm}; h = 100 \text{ cm}; h_0 = 90 \text{ cm}.$

$$\eta = 0,04; \kappa = 43,8; \epsilon = 0,9150; A = \frac{86,51 \cdot 10^5}{4000 \cdot 0,915 \cdot 90} = 26,26 \text{ cm}^2$$

soit 6T25/m (e=15cm)

- Armatures inférieures:

Nous avons la même section d'acier soit 6T25/m.

- Effort tranchant:

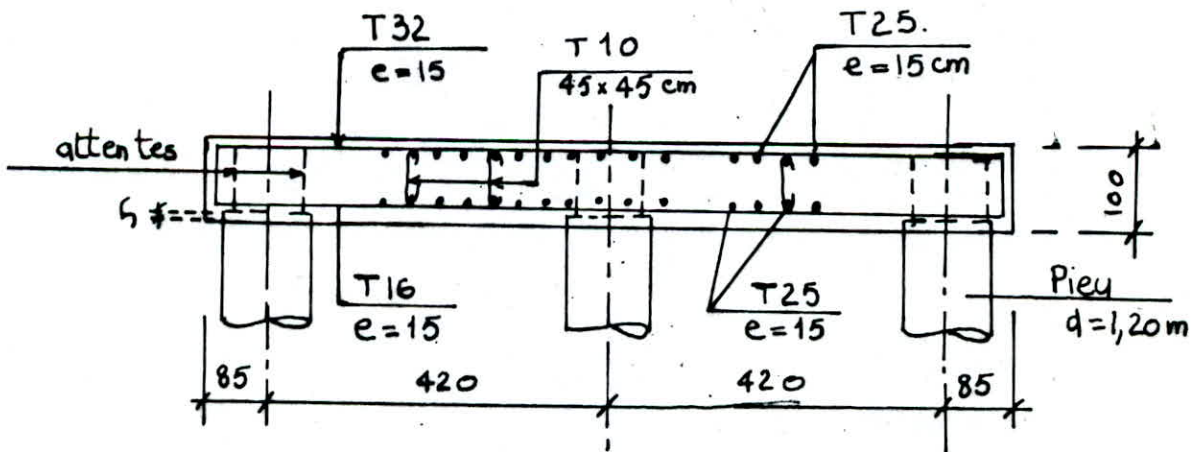
$$T_1' = \frac{241,6 \cdot 3 - 646,5 \cdot 21}{10,1} = \frac{57,3}{10,1} = 5,67 \text{ t}; z = 78,8 \text{ cm}.$$

$$\sigma_b = \frac{5,67 \cdot 10^3}{78,8 \cdot 100} = 0,72 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$A \bar{\sigma}_a = 29,45 \cdot 4000 = 117,8 \text{ t} > T = 5,67 \text{ t}$$

$$T_2' = 19,74 \text{ t}; T_4 = 30,3 \text{ t} < A \bar{\sigma}_a.$$

- Schéma de ferrailage:



II - Semelle tête de pieu sous pôteau :

- Efforts sur la semelle.

$$N' = 302 \text{ t}; M = 5,6 \text{ tm}.$$

$$\text{- Poids de semelle : } 1,7 \times 1,7 \times (1,0 - 0,2) \cdot 2,5 = 5,78 \text{ t}$$

- Radier avec revêtement + surcharge.

$$q_r = 0,2 \cdot 2,5 + 0,05 \cdot 2,0 + 0,4 \cdot 1,2 = 1,08 \text{ T/m}^2$$

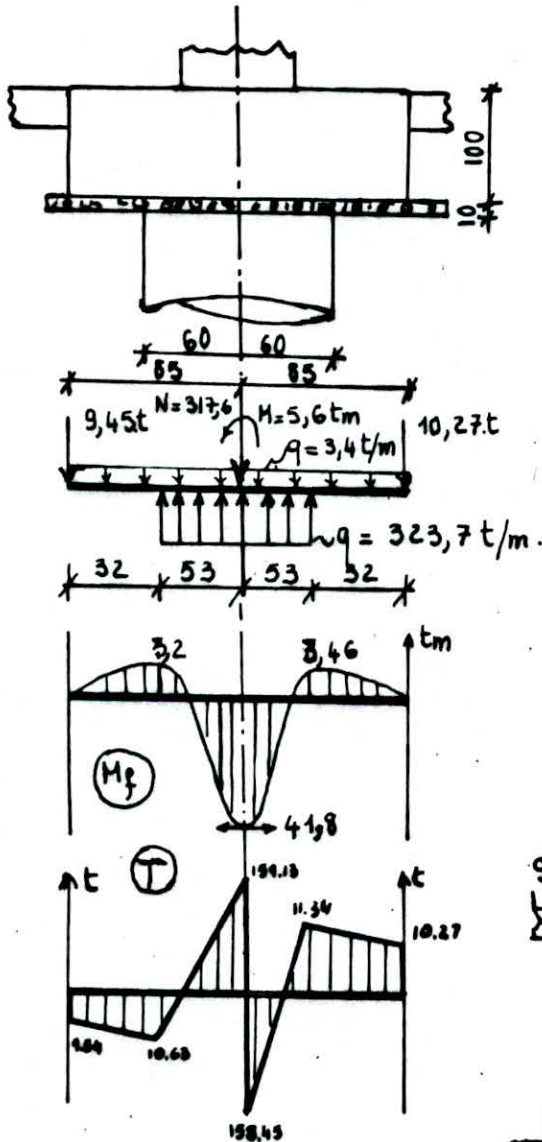
- Poids de plancher niveau -3,20

$$P_p = 1,08 \cdot 5,4 \cdot 6,4 = 37,32 \text{ t}$$

$$\text{d'où } N = 302 + 37,32 + 5,78 = 345,1 \text{ t}$$

Nous prenons un pieu : $d = 1,20 \text{ m}$; $L = 20 \text{ m}$. d'où $P_{\text{max}} = 345,1 + 56 = 401,1 \text{ t} < 426 \text{ t}$

Nous calculerons la semelle comme un élément à ligne moyenne soumis aux différentes charges verticales et à la réaction du pieu. Nous considérerons pour cette réaction une surface carrée égale à celle du pieu ; nous considérerons aussi pour cette semelle l'effort tranchant provenant des longrines.



- Armatures longitudinales :

- Armatures inférieures
 $A = M / \frac{1}{3} \cdot \bar{\sigma}_a = \frac{4,8 \cdot 10^5}{2800 \cdot 83,1} = 17,96 \text{ cm}^2$

soit. 9T16 $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$.

- Armatures supérieures
 9T14 $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$.

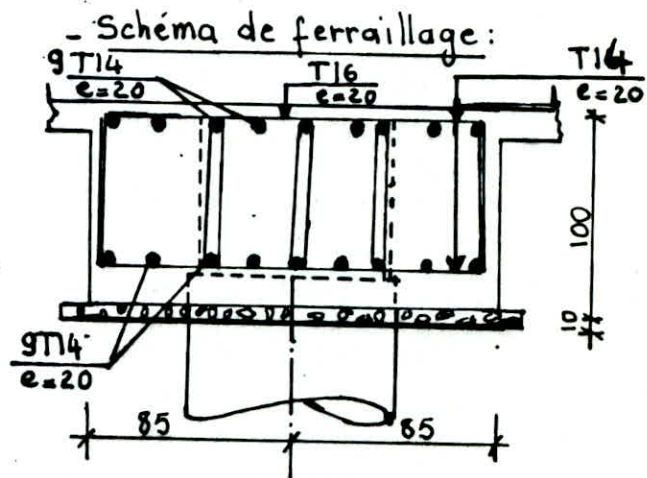
* sens perpendiculaire :
 $M = 34,5 \text{ tm} \rightarrow 9\text{T}14$.

- Efforts tranchant.

$\tau_b = \frac{159,13 \cdot 10^3}{100 \cdot 78,8} = 20,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 26,6 \text{ kg/cm}^2$

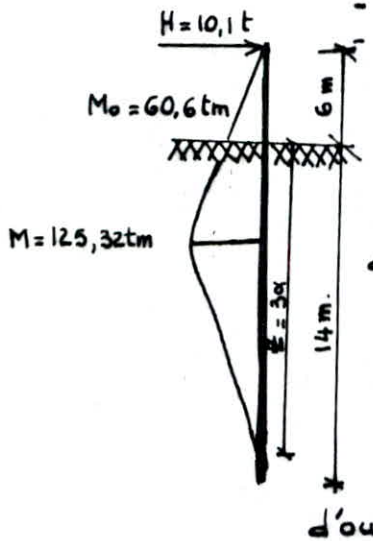
- Armatures transversales :

cadre + étriers $\phi 10$.



Calcul d'un pieu foré sous charge horizontale:

- Charge totale horizontale : $\Sigma T = 534,9 \text{ t}$
- nombre de pieux : $n = 53$
- Charge horizontale pour un pieu : $H = \frac{\Sigma T}{n} = \frac{534,9}{53} = 10,1 \text{ t}$



- α : "longueur élastique"

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C \cdot b}}$$

- avec :
- b : diamètre du pieu : $b = 1,20 \text{ m}$
 - E : module d'élasticité du béton : $E = 2 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$
 - I : Inertie de la section : $I = \frac{\pi \cdot 1,2^4}{64} = 0,10 \text{ m}^4$
 - b' : largeur de la table elle est de l'ordre de 4,5 fois le diamètre réel du pieu : $b' = 1,80 \text{ m}$
 - C : coef de proportionnalité ; $C = 2000 \text{ t/m}^3$

$$\alpha = 3,86 \text{ m}$$

$$- Z = 3\alpha = 11,6 \text{ m}$$

la partie du pieu située à $z > 3\alpha$ n'est pas sollicitée en flexion.

$$\beta = \frac{M_0}{T_0 \cdot \alpha} = \frac{60,6}{10,1 \cdot 3,86} = 1,55 \quad \text{d'où } C_1 = 1,66$$

le moment maximum s'écrit : $M_{\max} = T_0 \cdot \alpha \cdot C_1 = 64,72 \text{ tm}$.

le pieu est sollicité en flexion composée avec compression.

- Calcul des armatures longitudinales :

nous faisons le calcul pour une section carrée inscrite à l'intérieur du pieu dont la section déterminée sera distribuée sur le périmètre du pieu.

$$M = M_{\max} + M_0 : N = 30 \text{ t}$$

$$M_f = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 136,42 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,113 \quad K = 22,8$$

$$E = 0,8677$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 175 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2 \text{ (dosage } 400 \text{ kg/m}^3 \text{)}$$

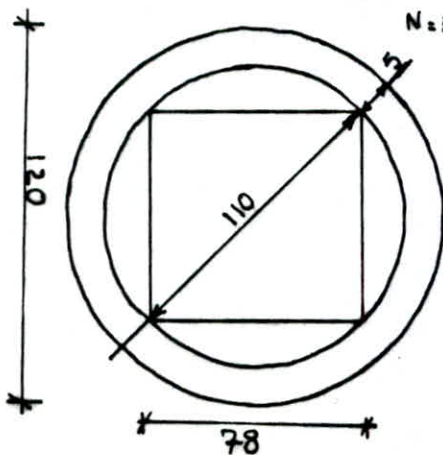
⇒ Pas d'aciers comprimés.

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot z \cdot h} = 51,72 \text{ cm}^2$$

soit 9 T25 (44,18 cm²).

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 44,22 \text{ cm}^2$$

Vu la réversibilité de l'effort nous ferrailurons la section totale du pieu avec 18 T25



- Vérifications : $N = 345,2 \text{ t}$; $M = 125,32 \text{ tm}$
 $e_0 = M/N = 36 \text{ cm} > h_t/6 = 13 \text{ cm} \rightarrow \text{S.P.C}$

$$M_f = 125,32 + 345,2 (0,39 - 0,02) = 253,04 \text{ tm}$$

$$\eta = 0,2106 \rightarrow \alpha = 0,5017 ; \eta' = 0,2089 ; \tilde{\omega} = 1,603$$

$$\sigma_a = \frac{15 (\alpha - \delta')}{\alpha} \quad \sigma_b' = \frac{15 (0,5017 - 0,02)}{0,5017} 184 = 2650 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_0 = \eta' b h^2 \sigma_b' = 0,2089 \cdot 78 (76)^2 \cdot 184 = 173,2 \text{ tm}$$

$$\Delta m = 79,84 \text{ tm}$$

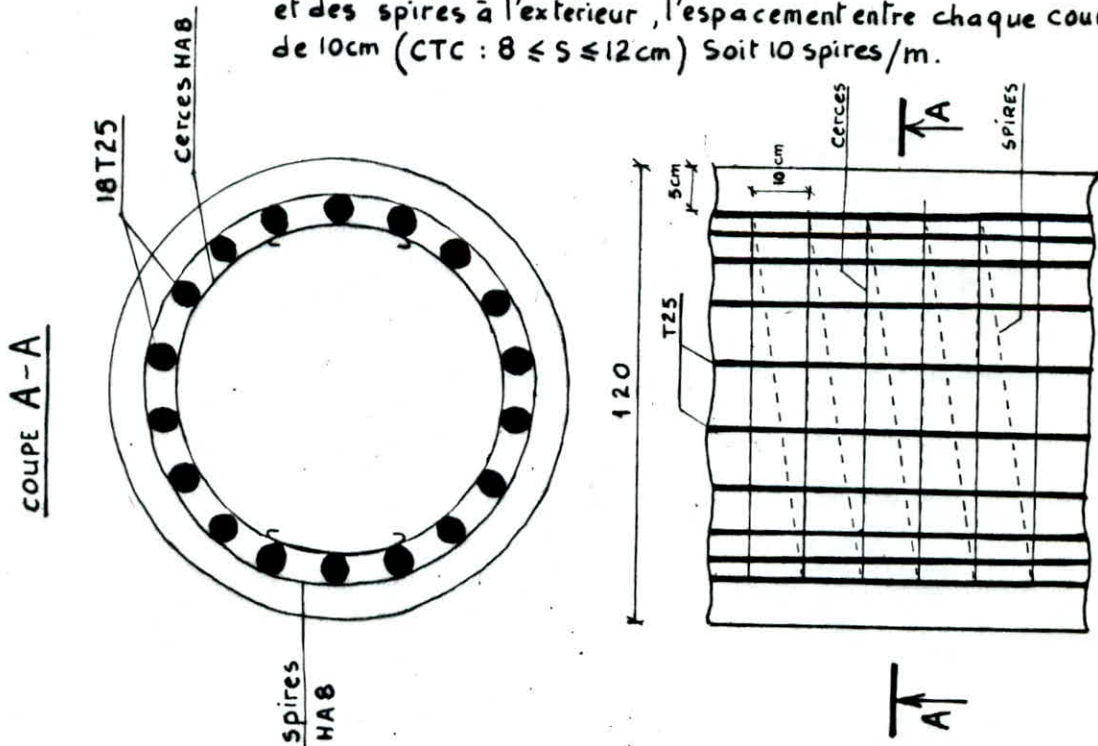
$$A' = \frac{79,84 \cdot 10^5}{(76-2) 2650} = 40,71 \text{ cm}^2 < 44,18 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 1,683 \frac{78,76}{100} + \frac{79,84 \cdot 10^5}{4000 (76-2)} = 126,4 \text{ cm}^2$$

$$A = 126,4 - \frac{345,2 \cdot 10^3}{4000} = 40,1 \text{ cm}^2 < 44,18 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales :

Nous utiliserons à l'intérieur des cerces, avec une cerce tous les 50cm et des spires à l'extérieur, l'espacement entre chaque court étant de 10cm (CTC : $8 \leq S \leq 12 \text{ cm}$) Soit 10 spires/m.



VOILE PERIPHERIQUE

Conformément à l'article 3.3.8.5 du R.R.A.81, on doit prévoir pour notre bâtiment un voile périphérique continu ceinturant le bâtiment entre le niveau des fondations et le niveau de base du R.D.C.

Ce système d'infrastructure constitue une boîte rigide qui offre une bonne assise et une grande stabilité à la construction.

On prévoit des voiles de 2,30^m de hauteur et 20 cm d'épaisseur.

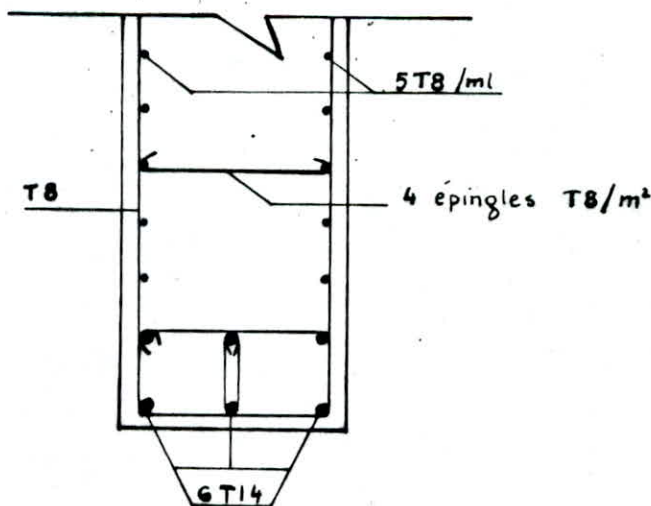
Le RPA prévoit des armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures de section supérieure ou égale à 20% de la section transversale totale du béton avec des recouvrements $\geq 50\phi$.

$$A_l \gg \frac{0,20 \times 20 \times 2,30}{100} = 9,20 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 6T14$$

On prévoit en outre des armatures longitudinales de peau ayant une section supérieure ou égale à 2 cm²/ml et par face (en hauteur) ;

on adopte 5 T8 /ml /face.

ferraillage :



LONGRINES

D'après le R.P.A , les poteaux doivent être liés avec des longrines calculées en traction et compression avec l'effort :

$N/10$ cas d'un sol meuble
 $N/15$ cas d'un sol de moyenne consistance .

en ajoutant à ces sollicitations les efforts des charges et des moments appliqués à ces longrines .

On peut réduire le nombre des longrines dans le cas d'un sol meuble qui est notre cas .

Vu qu'on a des moments faibles à la base des poteaux et de plus on avait tenu compte dans le calcul des fondations . On va calculer les longrines sous l'effort de traction-compression $N/10$.

On calcule sous le cas le plus défavorable : $N_{max} = 302,4 t$

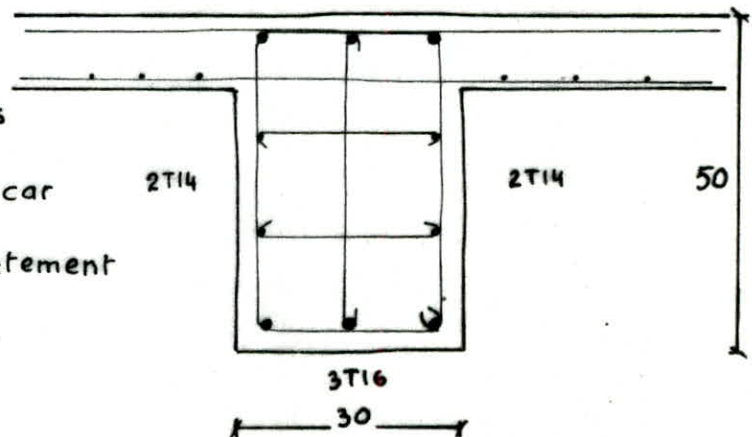
$N/10 = 30,24 t$; soit une longrine de 30×50 cm.
 — N (traction) : $A = N/\bar{\sigma}_a = 30,24 \cdot 10^3 / 2800 = 10,8 \text{ cm}^2$

— N (compression) : $A = \frac{N - B \bar{\sigma}'_{b_0}}{15 \bar{\sigma}'_{b_0}} < 0$

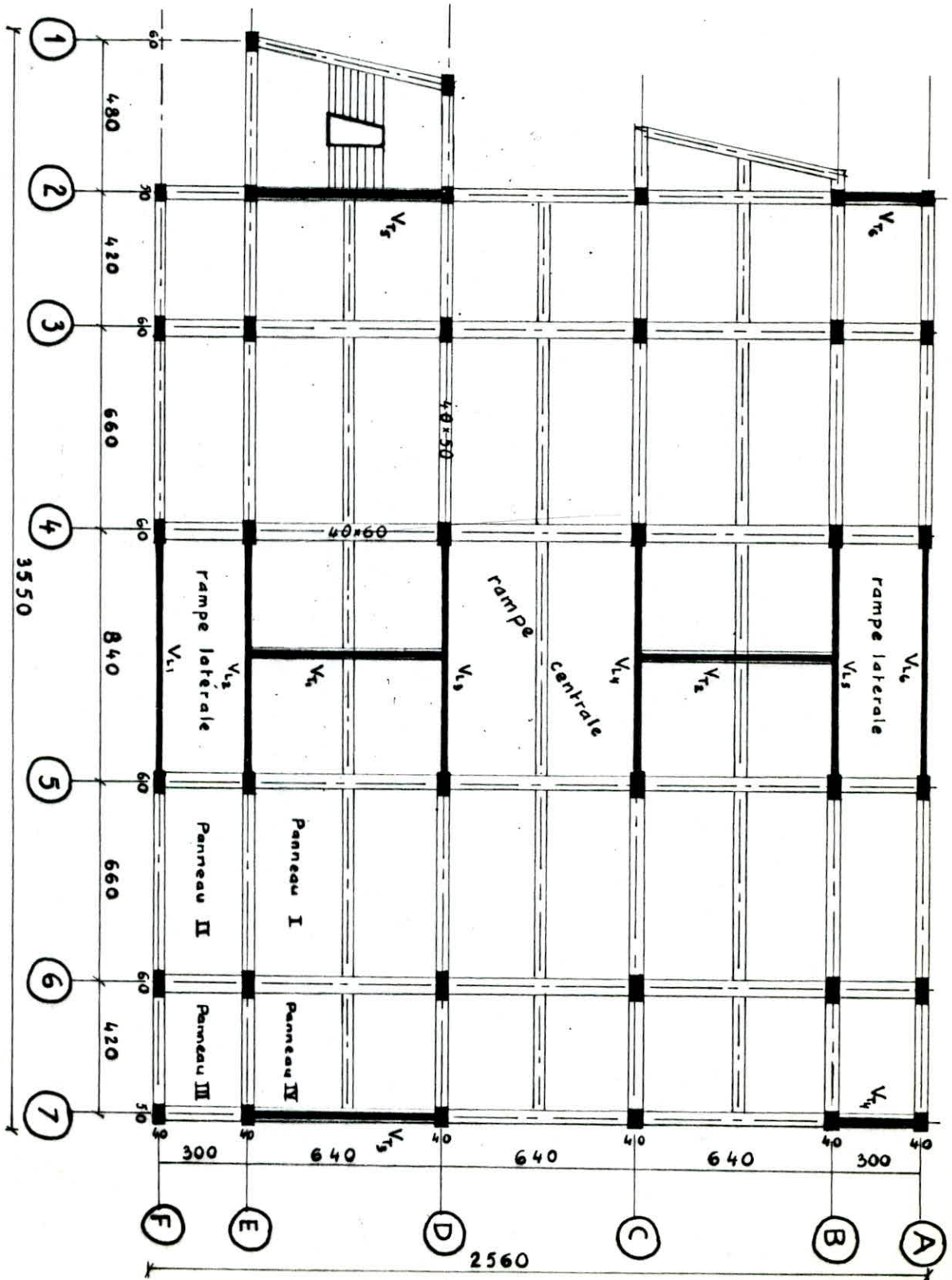
soit 6 T16 qui est supérieure à A_{min} (RPA) = 4 T14.

remarque :

les effets dus au poids propre sont négligés car la poutre repose directement sur le sol.

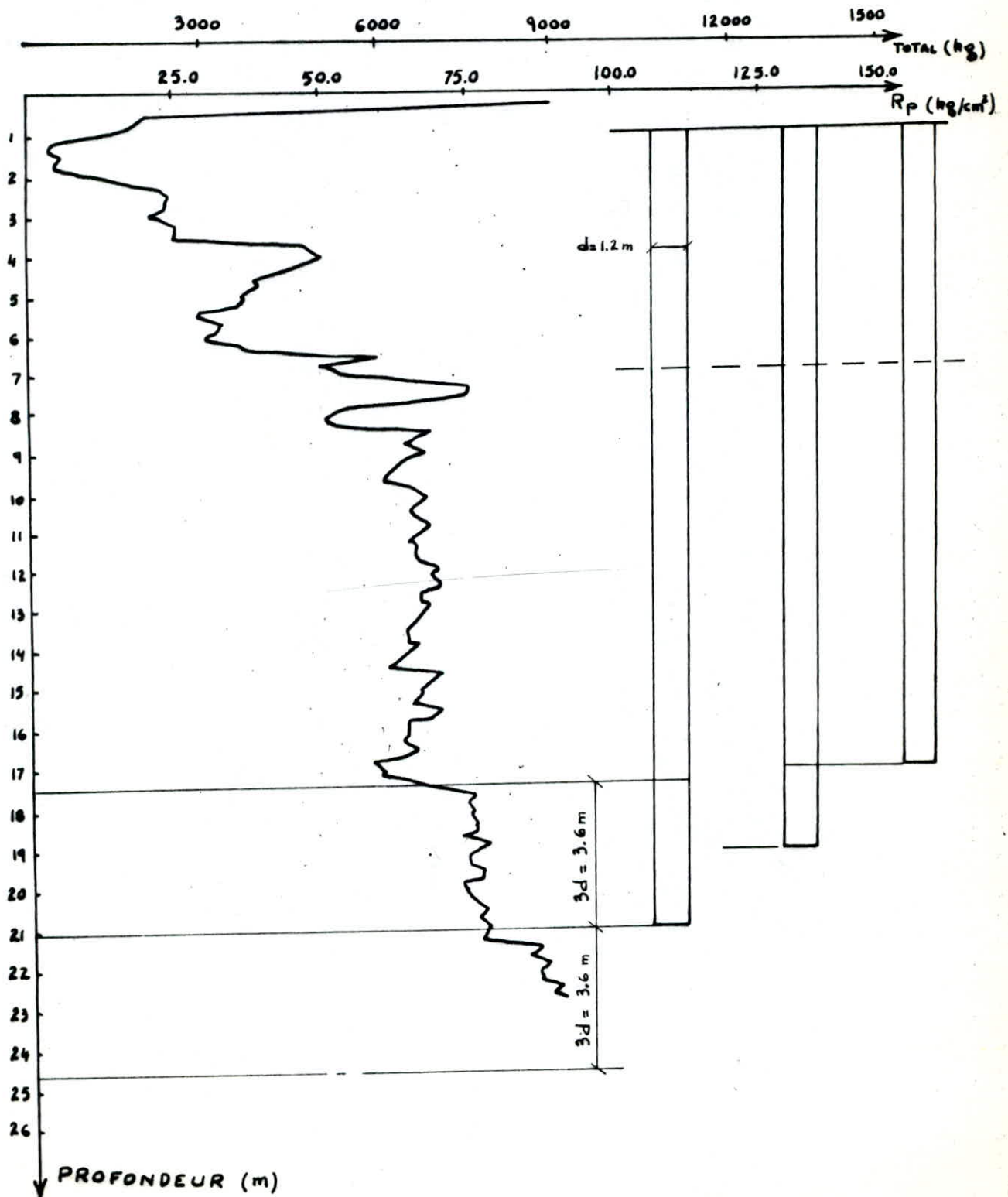


ANNEXES

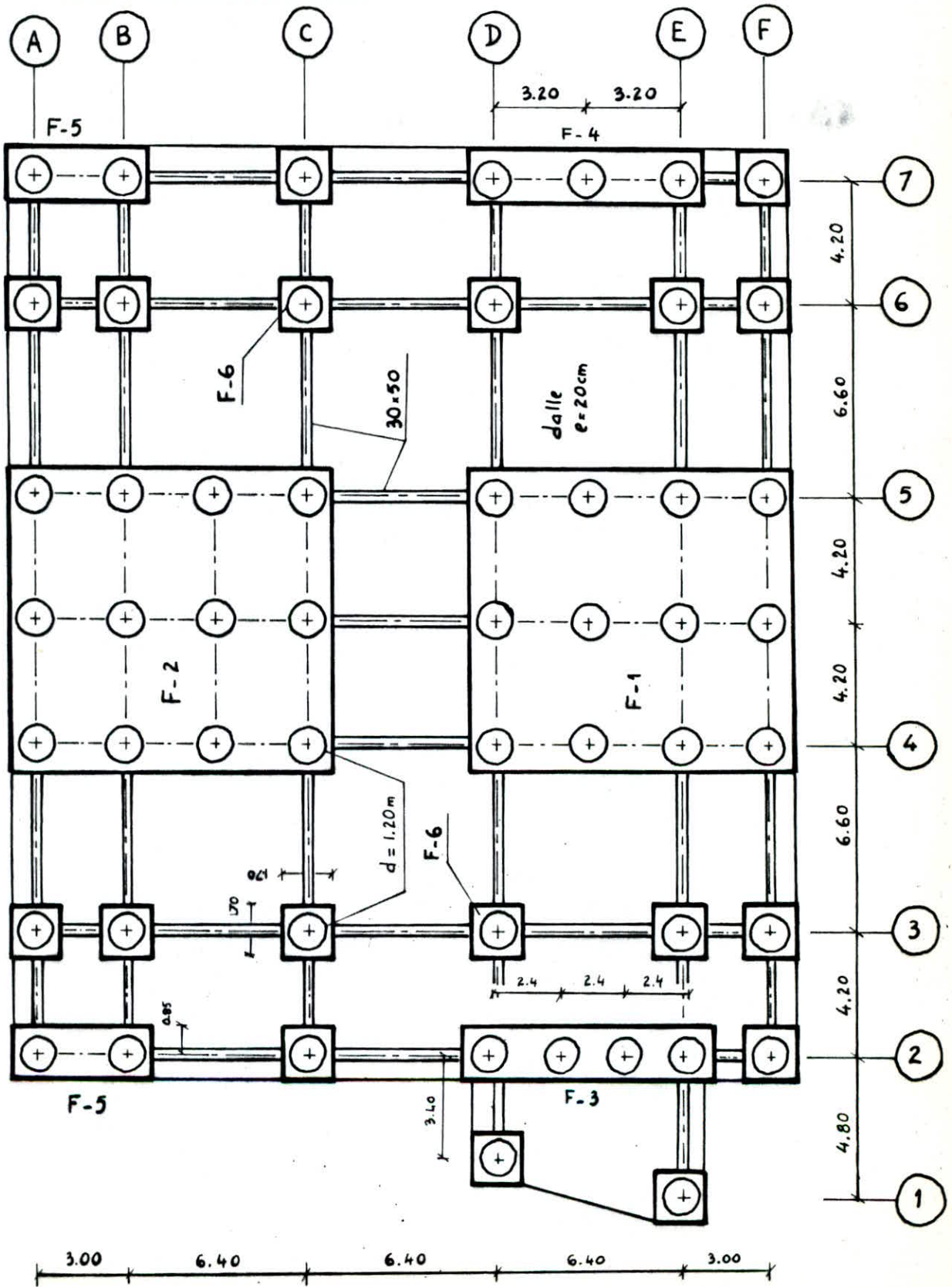


↳

PENETROMETRE STATIQUE PS₃



FONDATION : VUE en PLAN



BIBLIOGRAPHIE

- Regles CCBA 68.
- Regles N.V. 65
- R.P.A 81 (version 83)
- Calcul et vérification des ouvrages en B.A (P.CHARON)
- Cours de B.A (M.BELAZOUGUI)
- Traite de B.A (GUERRIN tome IV)
- Calcul pratique des tours en B.A (M.DIVER)
- Contreventement des batiments (ALBIGES-GOULET)
- Fondations et ouvrages en terre (G.PHILIPPONNAT)
- Fondations speciales et reprises en
sous-œuvre (M.FORNI)

