

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL.

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UN BATIMENT
A USAGE
DE PARKING AUTO

Proposé Par :
B.E.C.P.V.A

Etudié par :
AKBI .M.
DEBBA .A.

Dirigé par :
Mme GUIGOVA

PROMOTION : JANVIER 1987

INTRODUCTION

2 ex

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Présentation de l'ouvrage

L'objet de notre étude est basé sur le calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage de parking auto.

Le passage d'un niveau à un autre se fait en empruntant deux rampes d'accès et en passant par un niveau intermédiaire.

Notre ouvrage sera implanté à ALGER, qui est classé zone de moyenne sismicité par le Règlement Parasismique Algérien (81), zone II.

Caractéristiques de l'ouvrage

L'ossature de notre ouvrage est constituée de voiles et de portiques (ossature mixte). Le contreventement est assuré par les voiles. Notre bâtiment comporte un joint de dilatation. Les caractéristiques géométriques sont :

Longueur du bâtiment	$L = 44.12 \text{ m}$
Largueur du bâtiment	$l = 34.80 \text{ m}$
Hauteur du bâtiment (avec acrotère)	$H = 20.90 \text{ m}$
Hauteur d'étage	$h = 3.00 \text{ m}$

Plancher

Notre structure comporte un seul type de plancher pour tous les niveaux, ainsi que pour les rampes d'accès :

Plancher dalle pleine

1 - Béton : On a un béton dosé à 350 kg/m³ de ciment CPA 325, pour un m³ de béton on aura

800 l	gravillon
400 l	sable
350 l	ciment CPA 325
175 l	eau



Contrainte admissible de Compression 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 du ciment utilisé $\alpha = 1$
- β : dépend de l'efficacité du contrôle (Péu) $\beta = 5/6$
- γ : dépend du rapport de l'épaisseur minimale de l'élément étudié et de la grosseur du granulat $\gamma = 1$
- δ : dépend de la nature de la sollicitation CS 0.3 CS $\delta = 1$
- ϵ : de la nature de la sollicitation et de la forme de la section

Compression Simple : sous SP1 $\bar{\sigma}'_{b0} = 68.5 \text{ Kg/cm}^2$
 sous SP2 $\bar{\sigma}'_{b0} = 102.8 \text{ --}$
 flexion simple (Composée) avec section rectangulaire
 sous SP1 $\bar{\sigma}'_b = 137.0 \text{ Kg/cm}^2$
 sous SP2 $\bar{\sigma}'_b = \text{ --}$

Contrainte de traction Art 9.5 CCBA 68

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

θ : dépend de la résistance nominale du béton

$$\theta = 0.018 + 2.1/\sigma'_{28} = 0.0258$$

sous SP1 $\bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ Kg/cm}^2$
 sous SP2 $\bar{\sigma}_b = 8.8 \text{ --}$

Contrainte admissible de compression pour les murs armés

$$\bar{\sigma}'_{b0} = \ell'_b \cdot \sigma'_{28} \quad \text{avec } \ell'_b = \min \begin{cases} 0.45 \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot \delta \\ 0.5 \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \beta \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{a - 10e/3}{a} \quad a: \text{épaisseur du mur} \quad \alpha = 1$$

$e: \max(1; 1/300) = 1$

$$\beta = \frac{1}{1 + 2(\lambda/100)^2} \quad \text{avec } \lambda = \frac{l\sqrt{12}}{a} = 41.57 \quad \beta = 0.745$$

$$\gamma : \text{qualité du béton (moyenne)} \quad \gamma = 0.85$$

$$\delta = 1.10$$

$$\ell'_b = \min(0.411 ; 0.339) = 0.339$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 93 \text{ Kg/cm}^2$$

Ronds lisses : nuance FeE24 $\sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$
 - sous SP1 $\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{en} = 1600$
 - sous SP2 $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400$

Hautes adhérence : nuance FeE 40A

$\emptyset \leq 20$ ($\sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$)
 - sous SP1 $\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$
 - sous SP2 $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200$
 $\emptyset > 20$ ($\sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$)
 - sous SP1 $\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{en} = 2667$
 - sous SP2 $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4000$

Trellis soudé

$\emptyset \leq 6$
 $\emptyset > 6$

$\sigma_{en} = 5300 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_{en} = 4500$

Contraintes de traction :

Elles sont imposées par la condition de non fissuration du béton (Art 4.3 CCBA68), la valeur à considérer pour $\bar{\sigma}_a$ est limitée à la plus grande des valeurs suivantes.

$$\sigma_1 = \frac{K\eta}{\emptyset} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f}$$

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

avec

K : coefficient dépendant des conséquences de fissuration
 η : de fissuration
 \emptyset : diamètre (en mm) de la plus grosse barre tendue
 $\bar{\omega}_f$: pourcentage de fissuration avec $\bar{\omega}_f = A/B_f$

Prédimensionnement

Le prédimensionnement des poteaux, poutres et les voiles formant l'ossature de notre bâtiment sera fait selon les règles parasismiques Algériennes (RPA)

Poteaux

On a deux (02) types 40x40 et 50x50

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions (de l'article 4.2.1.1, RPA) suivantes :

$$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \quad \text{en zone I et II}$$

$$1/3 \leq b/h \leq 3$$

$$\min(b, h) \geq h/20$$

Verifiées

Poutres

40x60

Selon l'article 4.2.1.2 RPA les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{en zone I et II}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b \leq 3$$

$$b_{\max} \leq 1.5h + b$$

Verifiées

Voiles

L'épaisseur du voile doit satisfaire les conditions suivantes :

$$t \geq 15 \text{ cm} \quad \text{en zone I}$$

Art 4.3.1.2 RPA

$$t \geq \max(h_e/25; h_e/22; h_e/20) = 15 \text{ cm}$$

On prendra un voile d'épaisseur $t = 20 \text{ cm}$

Art 4.3.1.1 RPA

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

$$l \geq h_e/2$$

$$l \geq 5t$$

avec h_e : hauteur d'étage (3.00m)

Verifiées

Évaluation des charges et surcharges

Acrotère

$$e_1 = 10 \text{ cm}$$
$$h_1 = 120 \text{ cm}$$

$$G_1 = 0.300 \text{ t/ml}$$
$$P_1 = 0.100 \text{ t/ml}$$

$$e_2 = 10 \text{ cm}$$
$$h_2 = 140 \text{ cm}$$

$$G_2 = 0.350 \text{ t/ml}$$
$$P_2 = 0.100 \text{ t/ml}$$

Plancher terrasse non accessible

- protection gravillon	= 90 kg/m ²
- étanchéité multi-couche	= 20 "
- béton de pente	= 100 "
- dalle pleine en béton armé (15cm)	= 375 "
G	= 585 kg/m ²
P	= 100 kg/m ²

Plancher courant

- dalle pleine en béton armé (15cm)	= 375 kg/m ²
- mortier de ciment	= 60 kg/m ²
G	= 435 kg/m ²
P	= 250 "

Plancher rez-de-chaussée

- dalle pleine en béton armé (15cm)	= 375 kg/m ²
- mortier de ciment	= 60 "
- cloisons	= 75 "
G	= 510 kg/m ²
P	= 250 "

CALCUL DE L'ACROTERE

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

$$h = 140 \text{ cm} \quad e = 10 \text{ cm} \quad \text{on prendra une bande de } 100 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre} \quad G = 1 \times 0.1 \times 1.40 \times 2.5 = 0.35 \text{ t/ml}$$

$$\text{Surcharge due à la main courante} \quad 1.2 P = 0.12 \text{ t/ml}$$

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

$$\text{Effort normal} \quad N = G = 0.35 \text{ t}$$

$$\text{Moment fléchissant} \quad M = 1.2 Ph = 0.168 \text{ tm}$$

$$e_0 = M/N = 0.48 \text{ m}$$

$$e = h/6 = 0.016 \text{ m} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \rightarrow e_0 > e \quad \text{SPC}$$

$$\text{Moment résistant du béton} \quad M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b \alpha (1 - \frac{\alpha}{3}) b h^2 = 1.59 \text{ tm}$$

$$\text{Moment fictif} \quad M_f = M + N(h_t/2 - d) = 0.178 \text{ tm}$$

$M_f < M_{rb}$ les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

Calcul des armatures

On applique la méthode des abaques de P. CHARON

$$\mu = M_f / \bar{\sigma}_a b h^2 = 0.0148 \quad \rightarrow K = 77.5 ; E = 0.9460$$

$$A_1 = M_f / \bar{\sigma}_a E h = 0.840 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - N / \bar{\sigma}_a = 0.715 \text{ cm}^2 \quad \text{on prendra } 5T6 (= 1.41 \text{ cm}^2) \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité du béton
selon l'article 52 du CCBA 68

$$A \geq 0.69 b h \bar{\sigma}_b / \sigma_{en} = 0.775 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

On prévoit des armatures perpendiculaires aux armatures calculées pour empêcher les ouvertures excessives des fissures qui sont dues à l'exposition de l'acrotère aux intempéries, ces armatures sont dites de peau, on prendra : 7T6 filantes

Vérification de la fissuration

$$\text{fissuration préjudiciable} \quad K = 10^6$$

Coefficient de fissuration $\eta = 1.6$ (aciers de haute adhérence)

$$\tilde{\omega}_f = A/B_f = 1.41/2 \times 2 \times 100 = 0.0055$$

$$\sigma_1 = K \cdot \eta / \emptyset \cdot \tilde{\omega} / (1 + 10 \tilde{\omega}_f) = 902 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\eta / \emptyset \cdot K \sigma_b} = 3010 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3010 > \bar{\sigma}_a \quad \text{pas de fissuration}$$

Vérification à l'effort tranchant Art 35.32 CCBA 68

$$\text{on vérifie } A \bar{\sigma}_a \gg T + M/E$$

$$T + M/E = -2435 < 0 \quad \text{l'armature n'est soumise à aucune traction supplémentaire}$$

Vérification au séisme RPA 81 Art 3.3.9

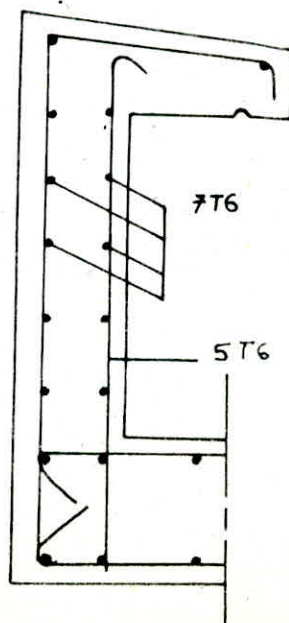
$$\text{Il faut vérifier que } F_p = Z I C_p W_p$$

$$\text{avec } z = A_g^2 / A_r^2 = 0.15 / 0.25 = 0.6$$

$$I = A_g^2 / A_g^2 = 1 \quad ; \quad C_p = 0.3$$

$$W_p = 0.35 \text{ t/m}^2 \quad \text{poids de l'élément}$$

$$F_p = 0.6 \times 1 \times 0.3 \times 0.35 = 0.063 < 0.12 \quad \text{Inutile de ferrailler au séisme}$$



PLANCHER

Introduction

Les planchers des différents niveaux sont constitués de dalles pleines reposant soit sur quatre appuis soit sur trois appuis. Le coffrage des planchers est identique, mis à part celui du sous-sol, les panneaux de dalles reposent sur les poutres ou sur les voiles, tandis que celui du sous-sol est flottant.

Calcul des dalles appuyées sur quatre côtés

La méthode appliquée pour le calcul de ces dalles est celle du CCBA68 le rapport $\beta = l_x/l_y$ étant supérieur ou égal à 0.40, les moments isostatiques s'écrivent

$$M_x = q l_y^2 / 8K \quad ; \quad M_y = q l_x^2 / 8K$$

$$\text{où } K = 1 + (l_x/l_y)^2 + (l_y/l_x)^2$$

pour tenir compte de la continuité de la dalle, nous repartissons ces moments entre travées et appuis d'une manière forfaitaire avec.

Panneau de uve

- en travée $M_t = 0.9 M_{iso}$

- sur appui $M_A = 0.7 M_{iso}$

Panneau intermédiaire

$$M_t = 0.85 M_{iso}$$

$$M_A = 0.50 M_{iso}$$

tout en respectant la relation

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 M_{iso}$$

L'effort tranchant sera calculé avec :

$$T_x = q l_x / 2 \cdot l_y^4 / (l_y^4 + l_x^4) \quad ;$$

$$T_y = q l_y / 2 \cdot l_x^4 / (l_x^4 + l_y^4) \quad ;$$

Plancher terrasse

Panneau	q_g kN/m ²	q_s kN/m ²	q_{g+12q_s} kN/m ²	K	M_x tm	M_y tm	M_{tx} tm	M_{ty} tm	M_{ax} tm	M_{ay} tm	T_x t	T_y t
I	0.585	0.100	0.705	3.64	1.12	0.51	1.008	0.459	0.784	0.357	1.341	0.415
II	0.585	0.100	0.705	3.64	1.12	0.51	1.008	0.434	0.787	0.255	1.341	0.415
III	0.585	0.100	0.705	3.00	1.358	1.358	1.222	1.154	0.951	0.679	1.199	1.199
IV	0.585	0.100	0.705	3.00	1.358	1.358	1.154	1.154	0.679	0.679	1.199	1.199

Plancher courant

Panneau	q_g	q_s	q_{g+12q_s}	K	M_x	M_y	M_{tx}	M_{ty}	M_{ax}	M_{ay}	T_x	T_y
I	0.435	0.250	0.735	3.64	1.17	0.53	1.053	0.477	0.819	0.371	1.598	0.433
II	"	"	"	3.64	1.17	0.53	1.053	0.451	0.819	0.265	1.598	0.433
III	"	"	"	3.00	1.42	1.42	1.207	1.278	0.710	0.994	1.250	1.250
IV	"	"	"	3.00	1.42	1.42	1.207	1.207	0.710	0.710	1.250	1.250

Plancher rez-de-chaussée

Panneau	q_g	q_s	q_{g+12q_s}	K	M_x	M_y	M_{tx}	M_{ty}	M_{ax}	M_{ay}	T_x	T_y
I	0.510	0.250	0.810	3.64	1.29	0.59	1.161	0.531	0.905	0.413	1.540	0.477
II	"	"	"	3.64	1.29	0.59	1.161	0.502	0.905	0.295	1.540	0.477
III	"	"	"	3.00	1.56	1.56	1.526	1.404	0.780	1.092	1.577	1.577
IV	"	"	"	3.00	1.56	1.56	1.526	1.326	0.780	0.780	1.577	1.577

Panneau de la rampe

Panneau	q_g	q_s	q_{g+12q_s}	K	M_x	M_y	M_{tx}	M_{ty}	M_{ax}	M_{ay}	T_x	T_y
Terrasse	0.596	0.100	0.700	3.64	1.12	0.51	0.948	0.440	0.560	0.257	1.350	0.420
Etage courant	0.440	0.250	0.740	3.64	1.18	0.54	1.00	0.460	0.590	0.270	1.410	0.440
RDC	0.520	0.250	0.820	3.64	1.30	0.60	1.105	0.510	0.650	0.300	1.560	0.480

Ferraillage des dalles
exemple de calcul
- plancher terrasse.

$$M_{Lmax} = 1.222 \text{ tm} ; M_{Amax} = 0.951 \text{ tm}$$

$$\emptyset \leq h_t/10 = 1.5 \quad \text{on prendra } \emptyset = 10 \text{ mm} \quad \text{et } d = 3 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } h = h_t - (d + \emptyset/2) = 11.5 \text{ cm}$$

en travée:

$$\mu = 15 M / \bar{\sigma}_a b h^2 = 15 \times 1.222 \times 10^5 / 2800 \times 100 \times 11.5^2 = 0.0495$$

$$\text{d'où } K = 38.4 ; \epsilon = 0.9064 ; \bar{\sigma}_b = 72.9 < \bar{\sigma}_b$$

$$A = M / \bar{\sigma}_a \epsilon h = 1.222 \times 10^5 / 2800 \times 0.9064 \times 11.5 = 4.19 \text{ cm}^2$$

on prendra 6T10/ml avec un espacement de 15cm

en appui

$$\mu = 15 M_A / \bar{\sigma}_a b h^2 = 15 \times 0.951 \times 10^5 / 2800 \times 100 \times 11.5^2 = 0.0385$$

$$\text{d'où } K = 44.8 ; \epsilon = 0.9164 ; \bar{\sigma}_b = 62.5 < \bar{\sigma}_b$$

$$A = M_A / \bar{\sigma}_a \epsilon h = 0.951 \times 10^5 / 2800 \times 0.9164 \times 11.5 = 3.22 \text{ cm}^2$$

on prendra 5T10/ml avec un espacement de 20cm

Verification de la flèche

Les conditions préliminaires relatives à la flèche ne sont pas vérifiées, on fait donc le calcul à la flèche selon la méthode exposée dans le C.C.B.A 68

$$M_y = 1.014 \text{ tm} ; M_q = 0.1757 \text{ tm} ; A = 4.71 \text{ cm}^2 ; h = 11.5 \text{ cm}$$

$$\bar{\omega} = A / b_0 h = 0.004096 ; \zeta = \epsilon h = 10.37 \text{ cm} ; y = \alpha h = 3.38$$

$$I_t = \frac{100 \times 3.38^3}{3} + \frac{100 \times (15 - 3.38)^2}{3} + 15 \times 4.71 \times (11.5 - 3.38)^2 = 58244.8 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \bar{\sigma}_b / (72(2 + 3b_0/b)) \bar{\omega} = 5.8 / (72(2 + 3) \times 0.004096) = 3.93$$

$$\lambda_q = \bar{\sigma}_b / (180 \times (2 + 3b_0/b)) \bar{\omega} = 1.57$$

$$\bar{\sigma}_a(s + s_q) = M_q / A \zeta = 1.014 \times 10^5 / 4.71 \times 10.37 = 2076 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a(G + q) = 2431.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_G = 1 - \frac{5 \times 5.8}{4 \times 0.004096 \times 2076 \times 3.358} = 0.436$$

$$\mu(G + q) = 0.493$$

$$\bar{I}_{f,q} = \frac{I_t}{1 + \lambda_q \mu} = \frac{58244.8}{1 + 1.57 \times 0.436} = 34576.5 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{g_0}} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \nu} = \frac{58244.8}{1 + 3.93 \times 0.436} = 21465 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{q_0}} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \nu} = \frac{58244.8}{1 + 3.93 \times 0.493} = 19828.1 \text{ cm}^4$$

$$f_0 = \frac{M l^2}{10 E_i I_{f_i}} \quad ; \quad f_{\varphi} = \frac{M l^2}{10 E_v I_{f_v}}$$

$$f_{g_{\varphi}} = \frac{1.014 \times 10^5 \times 680^2}{10 \times 126 \cdot 10^3 \times 34576.5} = 1.076 \quad ; \quad f_{q_0} = \frac{1.014 \cdot 10^5 \times 680^2}{10 \times 378 \cdot 10^3 \times 21465} = 0.578$$

$$f_{q_0} = \frac{1.1877 \cdot 10^5 \times 680^2}{10 \times 578 \cdot 10^3 \times 19828.1} = 0.733$$

$$\Delta f = f_{g_{\varphi}} + f_{q_0} - f_{g_0} = 1.076 + 0.733 - 0.578 = 1.23 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{680}{1000} = 1.18 \text{ cm}$$

$$\bar{f} \geq 1.23 \text{ cm} \quad \text{c'est vérifié}$$

Condition de non fragilité

$$A \geq 0.69 b h \bar{\sigma}_b / \sigma_{en} = 0.69 \times 100 \times 11.5 \times 5.8 / 4200 = 1.10 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

Contraintes

en travée $w = 100 A / b h = 0.4095 \rightarrow K = 36 \rightarrow \epsilon = 0.9070$

$$\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_a / K = 77.8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_a = M / \bar{y} A = 2501 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

-idem sur appui

Adhérence

$$\tau_d = T / n p \bar{y} \leq \bar{\tau}_d \quad \text{avec} \quad \bar{\tau}_d = 1.25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 16.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{y} = 7/8 x h = 10.6 \text{ cm} \quad T_{\max} = 1341 \text{ kg}$$

$$\tau_d = 8.06 \leq \bar{\tau}_d \quad \text{vérifié}$$

Fissuration

$$\bar{\omega}_f \approx A / B_f = 7.85 \cdot 10^3 \quad ; \quad \eta = 1.6 \quad ; \quad \varnothing = 10 \text{ mm} \quad \bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ kg/cm}^2 \quad K = 1.5 \cdot 10^6$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{1.5 \cdot 10^6 \times 1.6 \times 7.85 \cdot 10^3}{1 + 7.85 \cdot 10^{-2}} = 1747 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \bar{\sigma}_2 = 2.4 \sqrt{\frac{1.6 \times 1.5 \cdot 10^6 \times 5.8}{10}} = 2851.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a \leq \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \quad \text{vérifié}$$

Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_b = T / b \bar{y} \leq 1.15 \bar{\sigma}_b = \bar{\tau}_b$$

$$\frac{1.341 \cdot 10^3}{100 \cdot 7/8 \cdot 11.5} = 1.33 \leq 6.8 \text{ kg/cm}^2$$

Tableau recapitulatif

	En travée		Sur appui	
	A cm ²	Espacement cm	A cm ²	Espacement cm
Plancher Terrasse	4.19 (6T10/ml)	15	3.22 (5T10/ml)	20
Plancher Courant	4.59 (6T10/ml)	15	3.37 (5T10/ml)	20
Plancher RDC	4.84 (7T10/ml)	15	3.72 (5T10/ml)	20

Il faut noter que pour les planchers (autre que le plancher terrasse) on fait la vérification au poinçonnement

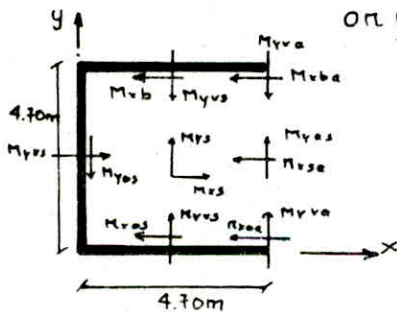
$$\bar{\sigma}_b = 1.5Q / P_c \cdot h_t \leq 1.2 \bar{\sigma}_b$$

$$Q = 2.10^3 \text{ Kg}$$

$$P = 2(a+2z + b+2z) = 2(25+29) = 108 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1.5 \times 2 \times 10^3 / 108 \times 15 = 1.85 \text{ Kg/cm}^2 < 1.2 \bar{\sigma}_b \text{ vérifiée}$$

Calcul de la dalle sur trois appuis



on utilise les tables de BARES pour calculer les moments en travée et sur appui.

$$M_{xsa} = -\mu M_{yas}$$

$$M_{xos} = M_{xbs} = \mu M_{yos}$$

$$M_{xoa} = M_{xba} = \mu M_{yva}$$

$$M_{yos} = \mu M_{xvs}$$

$$\gamma = 1 ; \mu = 0.15 \text{ (beton armé)}$$

plancher courant

$qa^2 = 16.240 \text{ t}$ on prendra le maximum des moments sur

$$\ast \text{ appui } M_{xoa} = \mu M_{yva} = 0.15 \times 16.240 \times (-0.0851) = -0.207 \text{ tm}$$

$$\ast \text{ travée } M_{ys} = \mu M_{yo} = 0.15 \times 16.240 \times 0.0288 = 0.070 \text{ tm}$$

plancher rez-de-chaussée

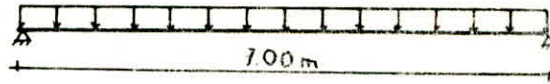
$$qa^2 = 17.890 \text{ t}$$

$$\ast \text{ appui } M_{xoa} = \mu M_{yva} = -0.228 \text{ tm}$$

$$\ast \text{ travée } M_{ys} = 0.077 \text{ tm}$$

Les moments sont très petits, ces dalles seront ferrallées comme les dalles précédemment calculées (dalle appuyée sur quatre cotés)

Calcul de la poutre de la rampe



Charges sur la poutre : $q = q_a + 1.2 q_s = 3.20 \text{ t/ml}$

nous supposons un semi-encastrement aux appuis
 $M_t = 0.8 M_0$; $M_a = 0.5 M_0$

Moment flechissant : $M_0 = ql^2/8 = 19.60 \text{ tm}$

soit $M_t = 15.68 \text{ tm}$; $M_a = 9.80 \text{ tm}$

Effort tranchant : $T = ql/2 = 11.2 \text{ t}$

Calcul des armatures

en travée : $\mu = 15 M / \bar{\sigma}_a b h^2 = 0.0154$

$\alpha = 0.1648$ $\alpha h = 9.064 < h_0 \rightarrow$ Section rectangulaire

$\epsilon = 0.9451$ $K = 76.0$ $\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / K < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$

$A = M / \bar{\sigma}_a \epsilon h = 10.77 \text{ cm}^2$ soit 4T16 + 2T14

sur appui: on a une section de 40x60 , $M_a = 9.8 \text{ tm}$

$\mu = 0.0433$ $\epsilon = 0.9120$ $K = 41.8$

$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / K < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$

$A = M / \bar{\sigma}_a \epsilon h = 6.98 \text{ cm}^2 \rightarrow$ 4T16

Armatures transversales

$A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

$\tau_b = T / b_0 z = 5.8 \text{ kg/cm}^2$ et $\bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow$

$\bar{\tau}_b = 3.5 \bar{\sigma}'_b = 20.65 \text{ kg/cm}^2$, $\tau_b < \bar{\tau}_b$: b_0 est suffisant

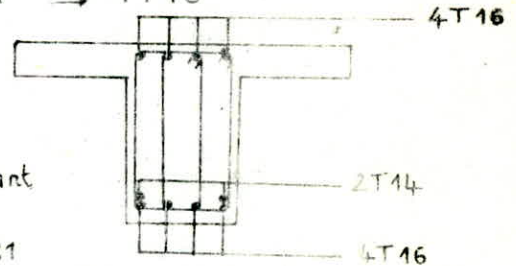
Les espacements seront donnés selon le RPA81

en zone nodale $s \leq \min(h/4 ; 12\phi ; 30 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$

zone courante $s \leq h/2 = 27.5 \text{ cm}$

notre choix est en zone nodale $s = 13 \text{ cm}$

en zone courante $s = 18 \text{ cm}$



Conditions aux appuis

$c \geq c_0 = 2T / b_0 \bar{\sigma}'_b = 8.17 \text{ cm}$ vérifiée

armatures inférieures $A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}$ Vérifiée

Calcul du garde corps en béton armé

Le garde corps sera calculé comme une double console encastrée dans la dalle

* Partie supérieure : Elle sera assimilée à une acrotère

$$h = 1.25 \text{ m} ; e = 10 \text{ cm}$$

$$G = 0.31 \text{ t/ml} ; \text{ Surcharge due à la main courante } 1.2P = 0.12 \text{ t/ml}$$

$$\text{Moment fléchissant } M = 0.15 \text{ tm} ; N = 0.31 \text{ t}$$

$$e_0 = 0.48 \text{ m} > e_1 \rightarrow \text{S.P.C}$$

Moment fictif

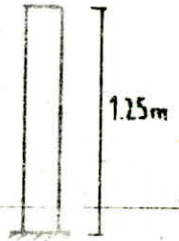
$$M_f = 0.16 \text{ tm} \quad \mu = 0.0133 \quad E = 0.9487 \quad K = 82.5$$

La section d'armature

$$A = 0.64 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T6/ml}$$

dans l'autre sens on prévoit 10 T6 filante

La vérification au séisme est vérifiée



* Partie inférieure : Elle sera calculée sous l'effet de son poids et du séisme

$$N = 0.15 \text{ t (traction)}$$

$$F_p = Z I C_p W_p = 0.027 \text{ t} ; M = 0.0162 \text{ tm}$$

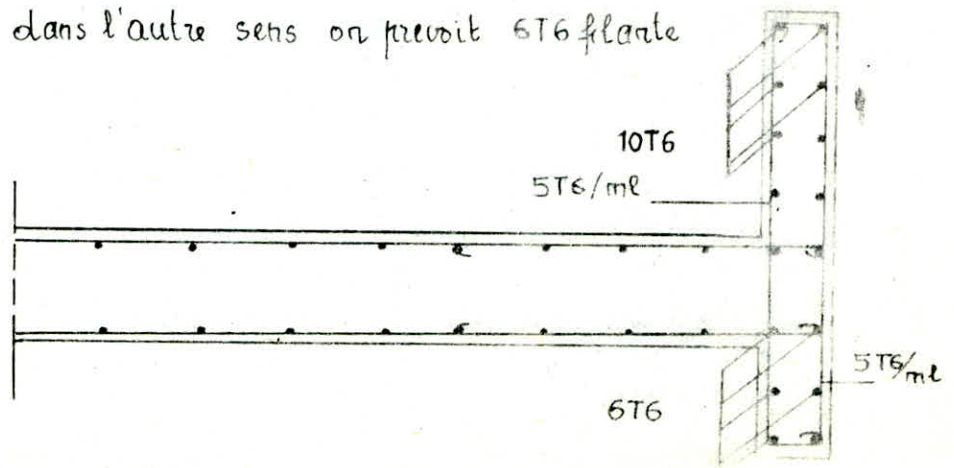
$$e_0 = M/N = 0.108 \text{ m} > e_1 \rightarrow \text{S.P.C}$$

$$M_f = 0.0207 \text{ tm} ; \mu = 0.0001 ; E = 0.9951$$

la section d'armature sera de :

$$A = 0.14 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T6/ml}$$

dans l'autre sens on prévoit 6 T6 filante



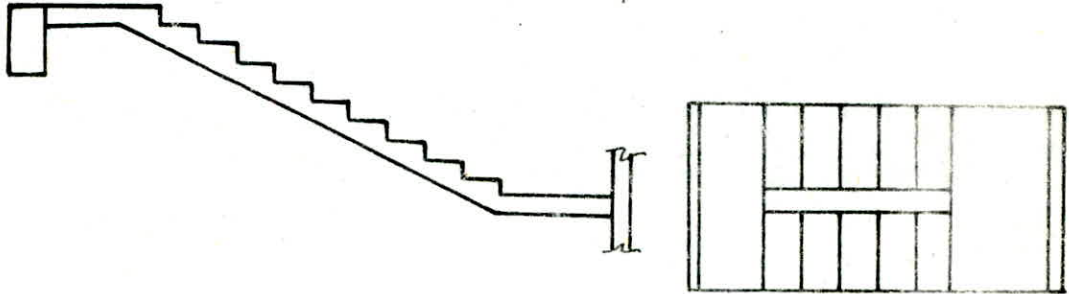
CALCUL DES ESCALIERS

Introduction

Notre bâtiment comporte deux escaliers donnant sur les différents niveaux de notre bâtiment.

La paillasse de notre escalier est à double palier. Le palier intermédiaire repose (partiellement encasté) sur un voile, l'autre palier est appuyé (partiellement encasté) sur la poutre d'étage.

Notre escalier est coulé sur place.



Dimensionnement des escaliers

le giron = 30cm

hauteur (contre marche) = $h = 15\text{cm}$

vérification de la formule de BLONDEL

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.66 \quad \text{c'est vérifiée}$$

épaisseur de la paillasse $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

on prendra $e = 15\text{cm}$

* Volée d'escalier

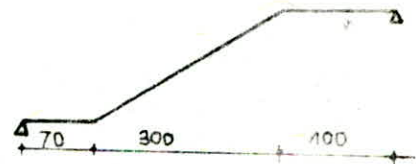
Notre escalier prend appui sur la poutre d'étage et le voile transversal

surcharge $400 \times 1.2 = 480 \text{ Kg/m}^2$

paillasse $\frac{2500 \times e}{\cos \alpha} = 420 \text{ Kg/m}^2$

marche $\frac{2200 \times h}{2} = 165 \text{ Kg/m}^2$

revêtement marche $2200 \times 0.025 = 44 \text{ Kg/m}^2$



d'où $G = 629 \text{ Kg/m}^2$ et $G + 1.2P = 1111 \text{ Kg/m}^2$

* palier ramené au mètre linéaire de largeur d'escalier

poids de la dalle $2500 \times e = 375 \text{ Kg/m}^2$

chape $2000 \times 0.01 = 20 \text{ Kg/m}^2$

revêtement $2200 \times 0.025 = 55 \text{ Kg/m}^2$

$$G = 450 \text{ Kg/m}^2, S = 400 \text{ Kg/m}^2$$

donc on aura $G + 1.25 = 930 \text{ Kg/m}^2$

* On calculera l'escalier avec $q = 1.11 \text{ t/m}^2$

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = \frac{1.11 \times 4.70^2}{8} = 3.06 \text{ tm}$$

On tiendra compte de l'encastrement aux deux cotés et on prendra $0.5 M_0$ aux appuis et $0.75 M_0$ en travée

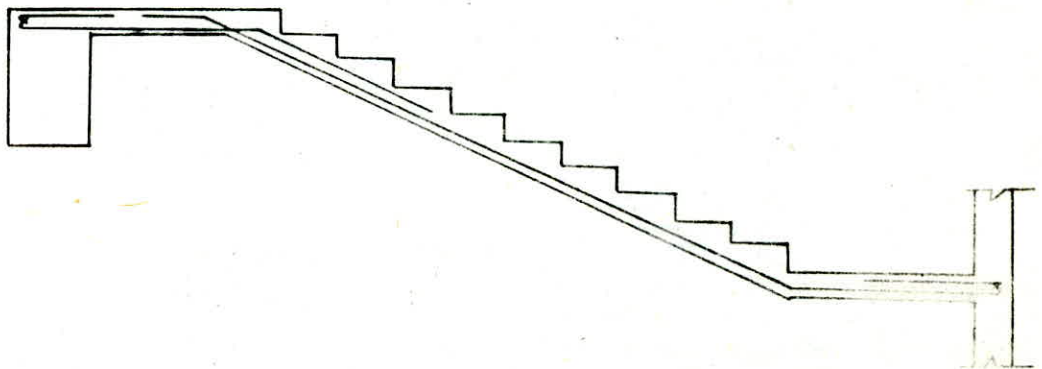
$$h = 15 - d = 12.5 \text{ cm} \quad (d = 2 \text{ cm} \text{ enrobage})$$

- en travée $A = \frac{M_t}{\frac{1}{3} \bar{\sigma}_a} = \frac{0.75 \times 3.06}{11 \times 2800} = 7.45 \text{ cm}^2$
soit 10T10

- sur appui $A = \frac{M_a}{\frac{1}{3} \bar{\sigma}_a} = \frac{0.5 \times 3.06}{11 \times 2800} = 4.97 \text{ cm}^2$
soit 7T10/ml

Armatures de répartition

$$A_r = A/4 = 7.45/4 = 1.86 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{T8/ml}$$



EFFORTS DANS LES PORTIQUES

Les portiques ne vont reprendre que les charges verticales, vu que les efforts horizontaux (contreventement) sont repris par les différents refends

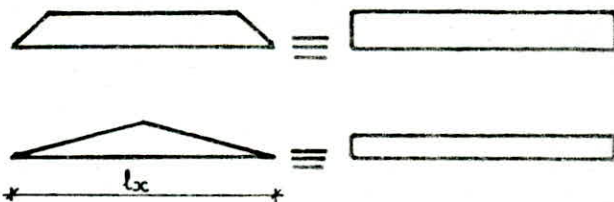
La méthode qu'on a utilisée pour le calcul des efforts dans les portiques est celle de M^o CAQUOT exposée dans l'annexe A₁ du CCRBA 68

Hypothèses 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

La méthode de M^o CAQUOT est applicable à tous les planchers et particulièrement pour les planchers à forte surcharge ($S > 2G$), cette méthode consiste à calculer les différentes valeurs du moment sur un appui déterminé (croisement poutre-poteau) en ne s'intéressant qu'aux travées adjacentes, et en considérant, pour ces travées, que l'inertie à prendre en compte résulte du coffrage du béton en supposant une largeur de table constante, et substituer à la poutre continue, une poutre une fois hyperstatique

Notre plancher est constitué de dalles pleines en béton armé, on fait alors une répartition des charges sur les poutres par un découpage à 45°



$$g = \frac{l_x}{l_y} \quad (l_x \leq l_y)$$

Répartition triangulaire

$$l_m = 0.333 l_x$$

$$l_t = 0.25 l_x$$

Répartition trapézoïdale

$$l_m = (1.05 - 5^2/6) l_x$$

$$l_t = (1.05 - 8/4) l_x$$

Evaluation des charges et surcharge

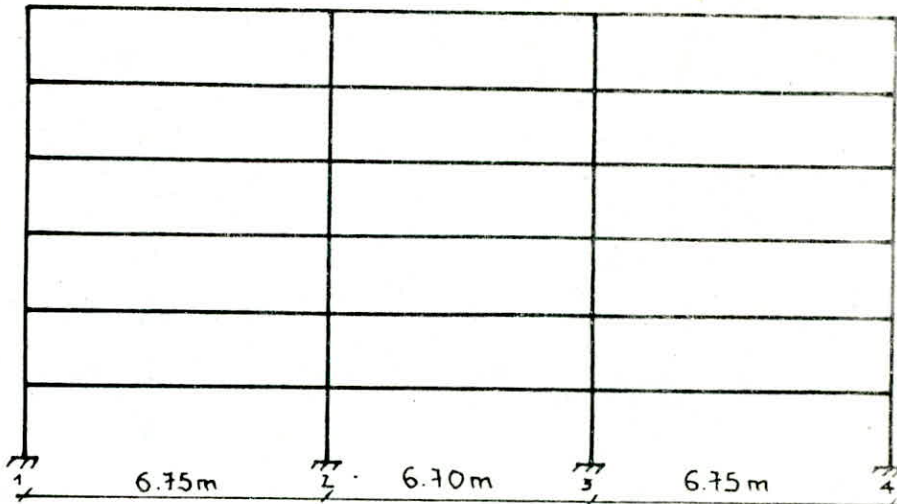
Dans ce qui suit sont présentés différents portiques et les valeurs des efforts dans les divers éléments, soient, les moments dans les poutres et poteaux, les efforts tranchants dans les poutres, ainsi que les efforts normaux dans les poteaux.

Tous ces efforts ont été calculés sous les sollicitations du 1^{er} genre soit $G + 1.2Q$, ainsi que les différentes combinaisons de chargements pour trouver les efforts les plus défavorables.

Caracteristiques du portique 5

Niveau	Noeud	l_w	l_e	h_n	h_s	I_w	I_e	I_n	I_s	i_w	i_e	h_n	h_s	K_w	K_e	K_n	K_s	D
4	1	0	6.75	0	2.40	0	72	0	21.3	0	5.40	0	1.92	0	1333.3	0	1109.4	2443
	2	6.75	6.70	0	2.40	72	//	//	52.1	6.00	5.36	0	//	1200	1343.3	0	2713.5	5257
	3	//	//	0	//	//	//	0	//	5.36	6.00	0	//	1343.3	1200	0	//	//
	4	//	0	0	//	//	0	0	21.3	5.40	0	0	//	1333.3	0	0	1109.4	2443
3	1	0	6.75	2.40	2.40	0	72	21.3	21.3	0	5.40	2.16	1.92	0	1333.3	986.1	1109.4	3429
	2	6.75	6.70	//	//	72	//	52.1	52.1	5.40	5.36	2.16	1.92	1333.3	1343.3	2412	2713.5	7802.1
	3	6.70	6.75	//	//	//	//	//	//	5.36	5.40	//	//	1343.3	1333.3	//	//	//
	4	6.75	0	//	//	//	0	21.3	21.3	5.40	0	//	//	1333.3	0	986.1	1109.4	3429
2 1 RDC 551	1	0	6.75	2.40	2.40	0	72	21.3	21.3	0	5.40	1.92	1.92	0	1333.3	1109.4	1109.4	3552
	2	6.75	6.70	//	//	72	//	52.1	52.1	5.40	5.36	1.92	//	1333.3	1343.3	2713.5	2713.5	8104
	3	6.70	6.75	//	//	//	//	//	//	5.36	5.40	//	//	1343.3	1333.3	//	//	//
	4	6.75	0	//	2.40	72	0	21.3	21.3	5.40	0	1.92	1.92	1333.3	0	1109.4	1109.4	3552

Etude détaillée du portique N° 5



$$l_m = (0.5 - \frac{s^2}{6}) l_x \quad \text{et } g = l_x / l_y \quad \text{avec } l_y > l_x$$

$$l_t = (0.5 - \frac{s}{4}) l_x$$

$$s_1 = l_{x1} / l_{y1} = 4.60 / 6.80 = 0.68 \geq 0.4 \quad \text{dans ce cas les charges de la dalle se répartissent entre les poutres}$$

$$s_2 = l_{x2} / l_{y1} = 6.80 / 6.80 = 1 \geq 0.4$$

$$l_{m1} = (0.5 - \frac{0.68^2}{6}) \times 4.60 = 1.95 \text{ m}$$

$$l_{t1} = (0.5 - \frac{0.68}{4}) \times 4.60 = 1.52 \text{ m}$$

$$l_{m2} = (0.5 - \frac{1^2}{6}) \times 6.80 = 2.27 \text{ m}$$

$$l_{t2} = (0.5 - \frac{1}{4}) \times 6.80 = 1.70 \text{ m}$$

Charges permanentes revenant au portique

$$\text{plancher terrasse} : G_t = 0.6 + 0.585 (1.95 + 2.27) = 3.07 \text{ t/ml}$$

$$\text{plancher courant} : G_c = 0.6 + 0.435 (1.95 + 2.27) = 2.44 \text{ t/ml}$$

$$\text{plancher RDC} : G_r = 0.6 + 0.510 (1.95 + 2.27) = 2.75 \text{ t/ml}$$

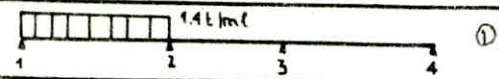
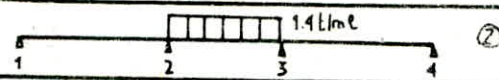
Surcharges revenant au portique

$$\text{plancher terrasse} : P_t = 0.100 \times (1.95 + 2.27 + 0.4) = 0.46 \text{ t/ml}$$

$$\text{plancher courant} : P_c = 0.250 \times (1.95 + 2.27 + 0.4) = 1.16 \text{ t/ml}$$

$$\text{plancher RDC} : P_r = 0.250 \times (1.95 + 2.27 + 0.4) = 1.16 \text{ t/ml}$$

Cas de charge	Niveau	Nœud 1				Nœud 2			
		M_{1w}^{kn}	M_{1c}^{kn}	M_{1n}^{kn}	M_{1s}^{kn}	M_{2w}^{kn}	M_{2c}^{kn}	M_{2n}^{kn}	M_{2s}^{kn}
	4	0	0,94	0	0,94	1,96	0,65	0	-1,31
		0	0	0	0	0,46	1,51	0	1,05
G		0	4,78	0	4,78	12,40	11,05	0	-1,35
1 + G		0	5,72	0	5,72	14,36	11,70	0	-2,66
2 + G		0	4,78	0	4,78	12,86	12,56	0	-0,30
1 + 2 + G		0	5,72	0	5,72	14,82	15,21	0	-1,61
	3	0	2,92	1,37	1,55	3,96	0,83	-1,48	-1,66
		=	0	0	0	0,81	3,90	1,45	1,63
G		=	5,12	2,41	2,71	8,35	8,27	-0,04	-0,04
1 + G		=	8,04	3,78	4,26	12,31	9,10	-1,52	-1,70
2 + G		=	5,12	2,41	2,71	9,16	12,77	1,11	1,59
1 + 2 + G		=	8,04	3,78	4,26	13,12	15,00	-0,07	-0,07
	2	0	3,00	1,50	1,50	4,01	0,73	-1,61	-1,61
		=	0	0	0	0,79	3,95	1,58	1,58
G		=	5,23	2,61	2,61	8,35	8,27	-0,04	-0,04
1 + G		=	8,23	4,11	4,11	12,36	9,06	-1,65	-1,65
2 + G		=	5,23	2,61	2,61	9,14	12,22	1,54	1,54
1 + 2 + G		=	8,23	4,11	4,11	13,15	15,01	-0,07	-0,07

	①	0	3.00	1.50	1.50	4.01	0.79	-1.61	-1.61
	②	0	0	0	0	0.79	3.95	1.58	1.58
G		0	5.89	2.95	2.95	9.41	9.31	-0.05	-0.05
1 + G		0	8.89	4.45	4.45	13.42	10.1	-1.66	1.66
2 + G		0	5.89	2.95	2.95	10.2	13.26	1.53	1.53
1 + 2 + G		0	8.89	4.45	4.45	14.21	14.05	-0.08	-0.08

Moments à l'appui et en travée.

Travée 1-2				Travée 2-3			Travée 3-4		
Niveau	Me (t/m)	Mt (t/m)	Mw (t/m)	Me	Mt	Mw	Me	Mt	Mw
4	5.72	10.86	14.82	13.21	8.03	13.21	14.82	10.86	5.72
3	8.04	11.70	13.12	13.00	9.38	13.00	13.12	11.70	8.04
2-1 SS1	8.23	11.58	13.15	13.01	9.33	13.01	13.15	11.58	8.23
RDC	8.89	12.48	14.21	14.05	10.03	14.05	14.21	12.48	8.89

Efforts tranchants.

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

Travée 1-2			Travée 2-3		Travée 3-4	
Niveau	Te (t)	Tw (t)	Te (t)	Tw (t)	Te (t)	Tw (t)
4	8.57	11.20	9.87	9.87	11.20	8.57
3	9.79	11.17	10.46	10.46	11.17	9.79
2-1 SS1	9.81	11.15	10.46	10.46	11.15	9.81
RDC	10.56	12.02	11.27	11.27	12.02	10.56

Caracteristiques du portique B

Niveaux	Noeuds	l_w	l_e	h_n	h_s	I_w 10^4	I_e 10^4	I_n 10^4	I_s 10^4	l'_w	l'_e	h'_n	h'_s	K_w	K_e	K_n	K_s	D
4	1	0	4.55	0	2.40	0	72	0	21.3	0	3.64	0	1.92	0	1978	0	1110.9	3089
	2	4.55	6.70	//	//	72	//	//	52.08	4.21	5.36	//	//	1710.2	1343.3	//	2712.5	5766
	3	6.70	0	//	0	//	∞	∞	∞	5.36	0	//	0	1343.3	∞	∞	∞	∞
3	1	0	4.55	2.40	2.40	0	72	21.3	21.3	0	3.64	2.16	1.92	0	1978	987.5	1110.9	4076
	2	4.55	6.70	//	//	72	//	52.08	52.08	3.91	5.36	//	//	1841.4	1343.3	2411.1	2712.5	8308
	3	6.70	0	0	0	//	∞	∞	∞	5.36	0	0	0	1343.3	∞	∞	∞	∞
2 RDC SS1	1	0	4.55	2.40	2.40	0	72	21.33	21.33	0	3.64	1.92	1.92	0	1978	1110.9	1110.9	4200
	2	4.55	6.70	//	//	72	//	52.08	52.08	3.87	5.36	1.92	1.92	1860.5	1343.3	2712.5	2712.5	8629
	3	6.70	0	0	0	//	∞	∞	∞	5.36	0	0	0	1343.3	∞	∞	∞	∞

Schema statique de calcul du portique B

$$l_{m1} = 1.53 \text{ m}$$

$$l_{t1} = 1.15 \text{ m}$$

$$l_{m2} = 2.26 \text{ m}$$

$$l_{t2} = 1.70 \text{ m}$$

Plancher terrasse $G_1 = 2.59 \text{ t/ml}$ $S_1 = 0.42 \text{ t/ml}$

$$G_2 = 3.244 \text{ t/ml}$$

$$S_2 = 0.59 \text{ t/ml}$$

Plancher courant $G_1 = 1.93 \text{ t/ml}$ $S_1 = 1.04 \text{ t/ml}$

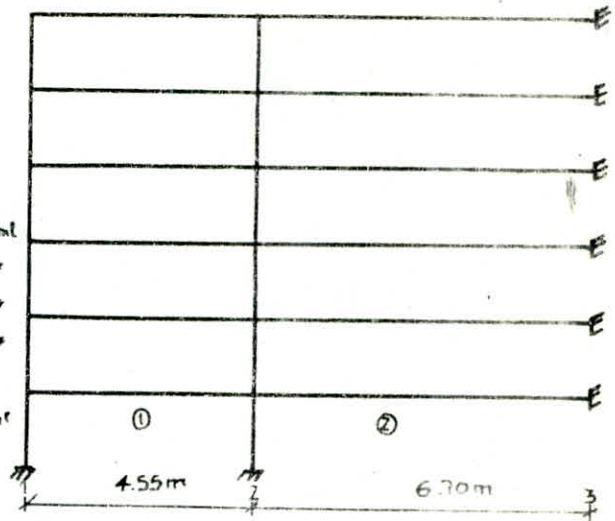
$$G_2 = 2.57 \text{ t/ml}$$

$$S_2 = 1.48 \text{ t/ml}$$

Plancher RDC $G_1 = 2.76 \text{ t/ml}$ $S_1 = 1.04 \text{ t/ml}$

$$G_2 = 2.91 \text{ t/ml}$$

$$S_2 = 1.48 \text{ t/ml}$$



Moments dans les poutres

Niveau	Traversee 1-2			Traversee 2-3		
	M_e^{tm}	M_t^{tm}	M_w^{tm}	M_e^{tm}	M_t^{tm}	M_w^{tm}
4	1.58	2.79	7.97	11.30	9.49	12.95
3	2.38	3.45	7.20	12.33	9.87	13.69
2-1 SS1	2.45	3.47	7.07	12.37	9.84	13.69
RDC	2.64	3.69	7.64	13.41	10.65	14.84

Efforts tranchants dans les poutres

Niveau	Traversee 1-2		Traversee 2-3	
	T_e	T_w	T_e	T_w
4	5.05	7.73	11.60	12.10
3	5.51	7.38	11.62	12.07
2-1 SS1	5.55	7.34	11.65	12.07
RDC	5.86	7.83	12.48	12.95

Moments dans les poteaux

Niveau	Noeud 1		Noeud 1	
	M_n^{tm}	M_s^{tm}	M_n^{tm}	M_s^{tm}
4	0	1.58	0	3.75
3	1.12	1.26	2.96	3.33
2-1 SS1	1.23	1.23	3.23	3.23
RDC	1.32	1.32	3.47	3.47

- Caractéristiques du portique D

Niveaux	Noeud	l_w	l_e	h_n	h_s 10^4	I_w 10^4	I_e 10^4	I_N 10^4	I_S 10^4	l'_w	l'_e	h'_n	h'_s	K_w	K_e	K_n	K_s	D
4	1	0	4.60	0	2.40	0	72	0	21.3	0	3.68	0	1.92	0	1956.5	0	1110.9	3067.4
	2	4.60	6.80	-	-	72	//	//	//	4.25	5.44	=	=	1694.1	1323.5	//	//	4128.5
	3	6.80	0	-	0	//	∞	-	∞	5.44	0	0	0	1523.5	∞	-	∞	∞
3	1	0	4.60	2.40	2.40	0	72	21.3	21.3	0	3.68	2.16	1.92	0	1956.5	987.5	1110.9	4054.9
	2	4.60	6.80	-	=	0	//	//	//	3.94	5.44	//	//	1823.4	1323.5	//	//	5246.6
	3	6.80	0	0	0	0	∞	∞	∞	5.44	0	0	0	1523.5	∞	∞	∞	∞
2 1 RDC 551	1	0	4.60	2.40	2.40	0	72	21.3	21.3	0	3.68	1.92	1.92	0	1956.5	1110.9	1110.9	4118.3
	2	4.60	6.80	//	//	72	//	//	//	3.90	5.44	//	//	1846.2	1323.5	//	//	5391.5
	3	6.80	0	0	0	//	∞	∞	∞	5.44	0	0	0	1323.5	∞	∞	∞	∞

Schema statique de calcul
du portique N°: D

$$lm_1 = 1.53 \text{ m}$$

$$lt_1 = 1.15 \text{ m}$$

$$lm_2 = 2.26 \text{ m}$$

$$lt_2 = 1.70 \text{ m}$$

pois propre

plancher terrasse ①+ 1.50t/ml

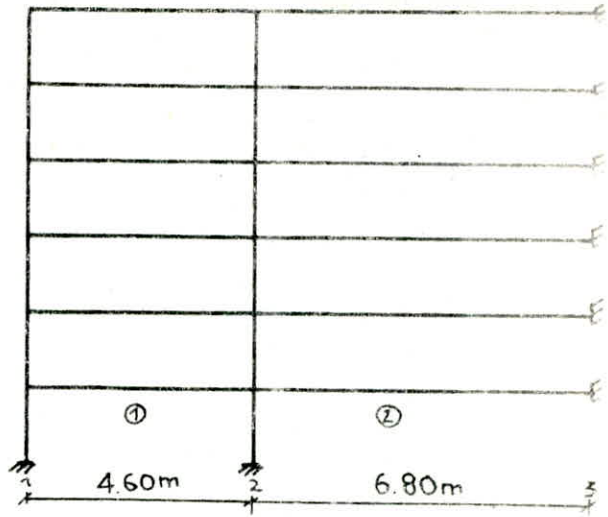
②+ 1.92t/ml

plancher courant ①* 1.27t/ml

②* 1.58t/ml

plancher RDC ①* 1.38t/ml

②* 1.75t/ml



Moments dans les poutres.

Niveau	Tzavee 1-2			Tzavee 2-3		
	M_e^{tm}	M_t^{tm}	M_w^{tm}	M_e^{tm}	M_t^{tm}	M_w^{tm}
4	1.01	1.62	5.37	6.48	5.89	7.90
3	1.53	2.07	5.09	7.06	6.22	8.29
RDC	1.66	2.16	5.35	7.57	6.64	8.88
2-1 SS1	1.56	2.08	5.02	7.08	6.20	8.29

Efforts tranchants dans les poutres

Niveau	Tzavee 1-2		Tzavee 2-3	
	T_e	T_w	T_e	T_w
4	2.50	4.30	6.07	6.48
3	3.04	4.37	6.52	6.92
2-1 SS1	3.06	4.35	6.52	6.91
RDC	3.21	4.60	6.94	7.36

Moments dans les poteaux

Niveau	Noeud 1		Noeud 2	
	M_n^{tm}	M_s^{tm}	M_n^{tm}	M_s^{tm}
4	0	1.01	0	1.24
3	0.73	0.80	1.13	1.26
2-1 SS1	0.79	0.79	1.24	1.24
RDC	0.83	0.83	1.32	1.32

Caracteristiques du portique N° 6

Niveau	Nœud	l_w	l_e	h_n	h_s	I_w 10^4	I_e 10^4	I_n 10^4	I_s 10^4	l_w	l_e	h_n	h_s	K_w	K_e	K_n	K_s	D
T r a s s e	1	0	6.80	0	2.40	0	72	0	21.3	0	5.44	0	1.92	0	1323.5	0	1110.9	2434.4
	2	6.80	"	"	"	72	"	"	"	6.04	"	"	"	1192.1	"	"	"	3626.3
	3	"	0	"	0	"	∞	"	0	5.44	0	"	0	1323.5	∞	"	∞	∞
3	1	0	6.80	2.40	2.40	0	72	21.3	21.3	0	5.44	2.16	1.92	0	1323.5	987.5	1110.9	3421.9
	2	6.80	"	"	"	72	"	"	"	5.44	"	"	"	1323.5	"	"	"	4745.4
	3	"	0	0	0	"	∞	0	0	"	0	0	0	"	∞	∞	∞	∞
2 1 RDC SS ₁	1	0	6.80	2.40	2.40	0	72	21.3	21.3	0	5.44	1.92	1.92	0	1323.5	1110.9	1110.9	3545.3
	2	6.80	"	"	"	72	"	"	"	5.44	5.44	"	"	1323.5	"	"	"	4668.6
	3	"	0	0	0	"	∞	∞	∞	"	0	0	0	"	∞	∞	∞	∞

Schema statique du portique n° 6

$$l_x = 4.60 \text{ m}; \quad l_y = 6.80 \text{ m}$$

$$l_m = 1.95 \text{ m}; \quad l_t = 1.52 \text{ m}$$

plancher terrasse $G_T = 2.65 \text{ t/ml}$

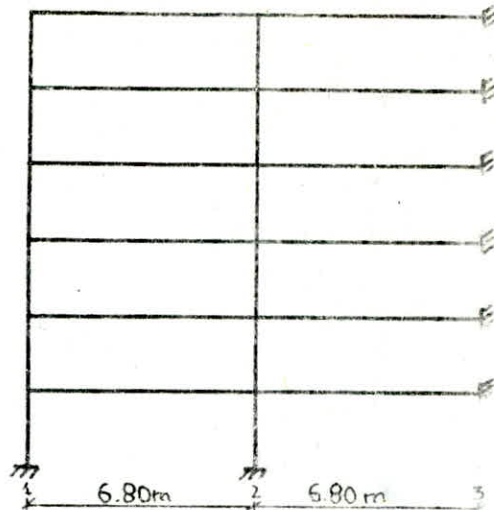
plancher courant $G_C = 2.25 \text{ t/ml}$

plancher RDC $G_R = 2.45 \text{ t/ml}$

Surcharges

plancher terrasse 0.366 t/ml

plancher courant 1.041 t/ml



Moments dans les poutres

Niveau	Travée 1-2			Travée 2-3		
	M_e^{tm}	M_t^{tm}	M_w^{tm}	M_e^{tm}	M_t^{tm}	M_w^{tm}
4	4.79	9.18	12.14	11.38	6.78	10.50
3	7.02	10.29	11.45	11.45	8.08	11.45
2-1 SS1	7.18	10.20	11.45	11.45	8.06	11.45
RDC	7.62	10.78	12.16	12.16	8.51	12.16

Efforts tranchants dans les poutres

Niveau	Travée 1-2		Travée 2-3	
	T_e^t	T_w^t	T_e^t	T_w^t
4	8.21	10.25	9.18	9.28
3	9.64	10.64	10.29	10.29
2-1 SS1	9.80	10.62	10.29	10.29
RDC	10.17	11.22	10.69	10.69

Moments dans les poteaux

Niveau	Noeud 1		Noeud 2	
	M_n^{tm}	M_s^{tm}	M_n^{tm}	M_s^{tm}
4	0	4.79	0	1.14
3	3.31	3.72	0.75	0.85
2-1 SS1	3.59	3.59	0.85	0.85
RDC	3.81	3.81	0.85	0.85

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 mode ainsi choisi doit représenter aussi fidèlement que possible le comportement dynamique réel de la structure.

Choix du modèle mathématique

Le modèle retenu pour notre structure sera une console encastrée à sa base.

Le modèle mathématique considéré est un système à masses concentrées au niveau des planchers soient les masses $m_1, m_2, \dots, m_{n-1}, m_n$ accrochées à une tige d'inertie variable ou constante et de masse négligeable.

Il faut noter que ce support n'est autre que le contreventement de la structure, les masses m_1, m_2, \dots, m_n ne sont autre que les masses aux différents planchers.

Le système ainsi défini présente autant de degrés de liberté que de masses concentrées.

C'est le modèle mathématique que nous adoptons.

Choix de la méthode de calcul

Les méthodes de calcul approchées les plus utilisées de par 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 on utilise la méthode de RAYLEIGH

Hypothèses de calcul

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

Exposé de la méthode

Cette méthode est basée sur le principe de la conservation d'énergie.

Elle n'est applicable qu'aux systèmes conservatifs, on admet donc que les frottements sont négligeables, ainsi que l'influence de l'amortissement sur les valeurs de forme propre.

La loi de conservation de l'énergie pour un système conservatif s'écrit

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

quand

$$E_p \approx 0 \quad \text{on aura } E_{c \max}$$

$$E_c \approx 0 \quad \text{on aura } E_{p \max}$$

d'où on peut écrire que $E_{c \max} = E_{p \max} = \text{cste}$

Cette équation est fondamentale, la méthode de RAYLEIGH découle de cette équation.

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

avec :

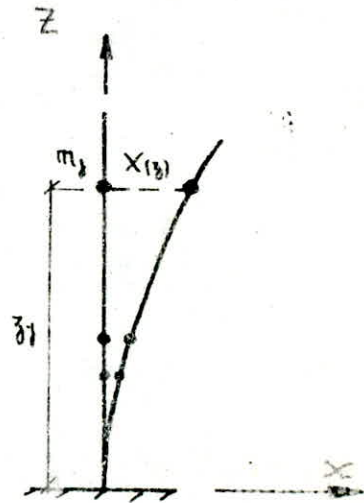
ω : pulsation propre du système

$P_j = m_j \cdot g$ avec m_j masse à la cote z_j

X : valeur de la déformée

L'énergie potentielle sera:

$$E_{p \max} = \frac{1}{2} \int_0^H EI(z) \frac{dx^2}{dz^2} dz$$

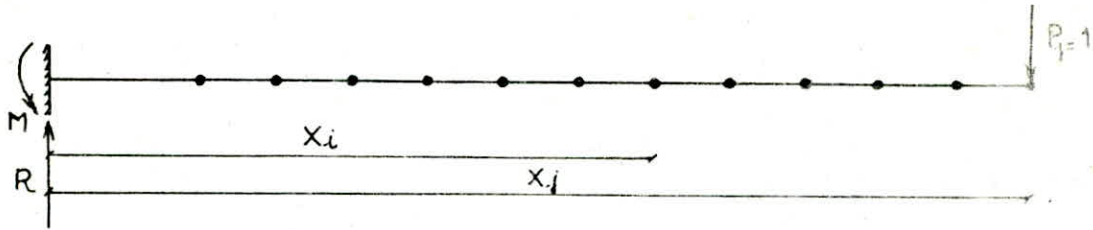


x : représente l'équation de la déformée
 pour le calcul de la pulsation ω , on choisit une déformée à partir de laquelle on calcule l'énergie potentielle maximale qu'on égale à l'énergie cinétique et on déduit la pulsation ω et on tire la période T

Calcul des coefficients de la matrice de souplesse

Ces coefficients se calculent par l'évaluation des déplacements pour que toutes les forces soient nulles mise à part une.

Evaluation des déplacements pour une force unitaire $P_j = 1$



$$M = P_j \cdot X_j \quad \text{et} \quad R = P_j = 1$$

$$M(x) = -M + R \cdot x = -P_j \cdot X_j + P_j \cdot x$$

$$M(x) = P_j (x - X_j)$$

$$-M(x)/EI = d^2y/dx^2 = (X_j - x)/EI$$

$$dy/dx = 1/EI \cdot (X_j \cdot x - x^2/2) + C_1$$

pour $x=0$ $y(0)=0 \rightarrow C_1=0$

$$y(x) = 1/EI \cdot (X_j \cdot x^2/2 - x^3/6) + C_2$$

pour $x=0$ $y'(0)=0 \rightarrow C_2=0$

on a alors $X_i = 1/EI \cdot X_j^2/2 (X_j - X_i/3) = \delta_{ij}$
d'après Maxwell. Betti on a $\delta_{ij} = \delta_{ji}$

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

La période sera donnée par la formule

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_j X_i^2}{g \sum P_j X_i}}$$

Modélisation

Cette étude dépend des deux paramètres suivant

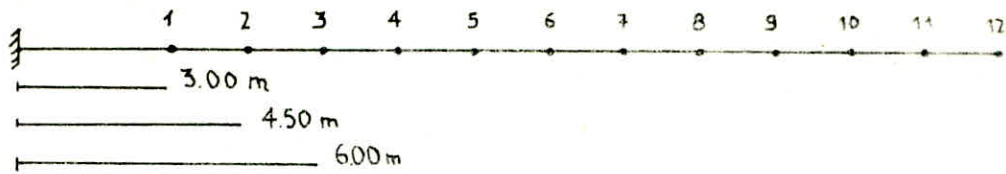
- Le respect de la position du centre de gravité des masses et leur répartition dans la structure

- de la rigidité des éléments

A l'aide de la formule $EI \delta_{ij} = X_i^2/2 (X_j - X_i/3)$
on obtient le tableau ci-après :

EIS_{ij}	$j=1$	$j=2$	$j=3$	$j=4$	$j=5$	$j=6$	$j=7$	$j=8$	$j=9$	$j=10$	$j=11$	$j=12$
$i=1$	9	15.75	22.5	29.25	36	42.75	49.5	56.25	63	69.75	76.5	83.25
$i=2$	15.75	30.38	45.56	60.75	75.84	91.15	106.31	121.50	136.69	151.88	167.06	182.25
$i=3$	22.5	45.56	72	99	126	153	180	207	234	261	288	315
$i=4$	29.25	60.75	99	140.63	182.81	225	267.19	309.38	351.56	393.75	435.94	478.13
$i=5$	36	75.94	126	182.81	243	303.75	364.50	425.25	486	546.75	607.50	668.25
$i=6$	42.75	91.15	153	225	303.75	385.88	468.56	551.25	633.94	716.63	799.31	882
$i=7$	49.5	106.31	180	267.19	364.50	468.56	576	684	792	900	1008	1116
$i=8$	56.25	121.50	207	309.38	425.25	551.25	684	820.15	956.81	1093.5	1230.19	1366.88
$i=9$	63	136.69	234	351.56	486	633.94	792	956.81	1125	1293.75	1462.50	1631.25
$i=10$	69.75	151.88	261	393.75	546.75	716.63	900	1093.50	1293.75	1497.38	1701.56	1905.75
$i=11$	76.5	167.06	288	435.94	607.50	799.31	1008	1230.19	1462.50	1701.56	1944	2187
$i=12$	83.25	182.25	315	478.13	668.25	882	1116	1366.88	1631.25	1905.75	2187	2471.13

Evaluation des masses concentrées



$$m_1 = m_2 = 427.5.t \quad m_3 = 420.t \quad m_4 = 433.2.t$$

$$m_5 = m_6 = \dots = m_{10} = 406.1.t \quad m_{11} = m_{12} = 382.9.t$$

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

On calculera la déformée statique ainsi que la première approximation des déplacements

On détermine ensuite le coefficient e

La première correction consiste à calculer une nouvelle force $F_j = P_j \cdot e$, avec cette dernière on fait une deuxième approximation de la déformée statique et ainsi de suite jusqu'à avoir $e_m \approx e_{m-1}$

Il faut remarquer que ce processus itératif est rapidement convergent et au de deux, trois ou quatre itérations on obtient la précision voulue

Niveau	P_j	$\sum \delta_{ij} P_j$	e_0	$F_j = P_j \cdot e_0$	$\sum \delta_{ij} F_j$	e_1	$F_j = P_j \cdot e_1$	$\sum \delta_{ij} F_j$	e_2
12	383	5310494.75	1	383	3598420.71	1	383	3575600.51	1
10	383	4760619.10	0.896	343.168	3213380.99	0.893	342.019	3193747.60	0.893
11	406	4212058.13	0.793	321.958	2829634.76	0.786	319.116	2812124.51	0.786
9	406	3667604.90	0.691	280.546	2449813.42	0.681	276.486	2434502.77	0.681
8	406	3131212.33	0.590	239.540	2077430.69	0.577	234.262	2064313.17	0.577
7	406	2374351.95	0.477	181.482	1716947.64	0.477	193.662	1705947.67	0.477
6	406	2105286.79	0.396	160.776	1373624.94	0.382	155.092	1364654.28	0.382
5	406	1630515.24	0.307	124.642	1053355.16	0.293	118.958	1046317.21	0.293
4	433	1193330.49	0.225	97.425	762567.12	0.212	91.736	751342.26	0.212
3	420	804552.96	0.152	63.840	508112.45	0.141	59.220	504538.81	0.141
2	428	476445.82	0.090	38.520	297171.33	0.083	35.524	295026.35	0.082
1	428	222696.00	0.042	17.976	137140.40	0.038	16.264	135125.70	0.038

Calcul des déformées sous les masses m_i

* calcul du module de Young. $E = 21000 \sqrt{120} \text{ kg/cm}^2$

$$E = 37.8 \cdot 10^5 \text{ T/m}^2$$

Inertie longitudinale $I_L = 99.08 \text{ m}^4$
 Inertie transversale $I_T = 25.92 \text{ m}^4$

et $X_i = \sum P_j \cdot \delta_{ij} / EI$

Niveaux	P_j	Sens Longitudinal			Sens Transversal		
		$X_j \cdot 10^{-5}$	$P_j \cdot X_j$	$P_j \cdot X_j^2$	$X_j \cdot 10^{-5}$	$P_j \cdot X_j$	$P_j \cdot X_j^2$
12	383	954.976	3.657	0.0349	3650.427	13.981	0.5104
11	383	852.751	3.266	0.0279	3259.668	12.484	0.4069
10	406	750.872	3.048	0.0228	2870.231	11.653	0.3344
9	406	650.039	2.639	0.0171	2484.794	10.088	0.2506
8	406	551.867	2.240	0.0123	2106.929	8.554	0.1802
7	406	455.499	1.849	0.0084	1741.161	7.069	0.1231
6	406	364.372	1.479	0.0054	1392.822	5.654	0.0737
5	406	279.374	1.134	0.0032	1067.914	4.336	0.0463
4	433	202.215	0.875	0.0018	772.974	3.347	0.0259
3	420	134.715	0.565	0.0008	514.953	2.161	0.0111
2	428	78.774	0.337	0.0003	301.116	1.288	0.0039
1	428	36.346	0.155	0.0001	138.935	0.5946	0.0008

la période :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_j \cdot X_j^2}{g \sum P_j \cdot X_j}}$$

sens longitudinal $T_L = 0.16 \text{ s}$

sens transversal $T_T = 0.31 \text{ s}$

ETUDE AU SEISME

Introduction :

Cette étude a pour objet de prendre des mesures sécuritaires antisismique. - elle consiste à vérifier la résistance et la stabilité de notre ouvrage vis-à-vis des efforts sismiques.

Force sismique

Selon l'article 31 de l'RPA 81 la formule de base est :

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

V : force sismique totale

A : Coefficient d'accélération des zones Art 33.11

A = 0.15 (zone II ; groupe d'usage II)

D : facteur d'amplification dynamique moyen est fonction de la période et du type de sol

D_L = 2.0 (T_L = 0.16 s , sol meuble)

D_T = 2.0 (T_T = 0.31 s , sol meuble)

B : facteur de comportement de la structure

B = 1/5 (ossature en béton armé contreventée par voiles avec interaction portique voiles)

Q : facteur de qualité

Q = 1 + ∑ P_q avec P_q : facteur de pénalité

	P _{qL}	P _{qT}
1 - Condition minimale de file porteuse	0.1	0
2 - Surabondance en plan	0	0.1
3 - Symétrie en plan	0	0
4 - Régularité en élévation	0	0
5 - Contrôle de la qualité des matériaux	0.1	0.1
6 - Contrôle de la qualité de la construction	0.1	0.1

$$Q_L = 1.3$$

$$Q_T = 1.3$$

W : poids de la structure

$$W = 4911 \text{ t}$$

Evaluation de la force sismique

Sens longitudinal $V_L = 0.15 \times 2 \times 1/5 \times 1.3 \times 2455.5 =$

Sens transversal $V_T = 0.15 \times 2 \times 1/5 \times 1.3 \times 2455.5 =$

donc $V_L = V_T = 191.5 \text{ t}$

Distribution des forces horizontales.

La force horizontale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad \text{avec}$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure

$$F_t = 0.07TV \quad \text{avec} \quad F_t \leq 0.25V$$

et $F_t = 0$ lorsque $T \leq 0.7s$

- dans notre cas $\left. \begin{array}{l} T_L = 0.16s \\ T_T = 0.31s \end{array} \right\} \leq 0.7s$ on aura $F_t = 0$

$$\text{d'où} \quad V = \sum F_i \quad \text{et} \quad F_k = (V W_k h_k) / \sum_{i=1}^n W_i h_i$$

Niveaux	W_k	h_k	$W_k h_k$	$\sum W_i h_i$	$F_k = F_{k,t}$
12	383	19.5	7468.5	54393.0	26.30
11	383	18.0	6894.0	"	24.27
10	406	16.5	6699.0	"	23.59
9	406	15.0	6090.0	"	21.44
8	406	13.5	5481.0	"	19.30
7	406	12.0	4872.0	"	17.15
6	406	10.5	4263.0	"	15.01
5	406	9.0	3654.0	"	12.87
4	433	7.5	3247.5	"	11.43
3	420	6.0	2520.0	"	8.87
2	428	4.5	1926.0	"	6.78
1	428	3.0	1284.0	"	4.52

ETUDE AU VENT

Introduction

Les actions du vent sur les différentes parois de la construction admettent une résultante géométrique R qui se décompose en :

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

- \vec{T} : force de traînée ; elle est parallèle à la direction du vent.
- \vec{L} : force de dérive ; elle est perpendiculaire à la direction du vent.
- \vec{U} : force de portance de direction verticale ascendante, produit un soulèvement.

Détermination de la force de traînée : T

Elle est donnée par le règlement NV65

$$T = C_t \cdot \beta \cdot S \cdot q \cdot D$$

- C_t : Coefficient de traînée est fonction de l'élanement de l'ouvrage et a ses effets aérodynamique

$$C_t = 1.3 \cdot \gamma_0$$

γ_0 : dépend des rapports de dimensions donné par la fig RIII5 NV65 quelque soit la direction du vent

Vent normal à la grande face : $\gamma_0 = 1.14 \rightarrow C_t = 1.48$

Vent normal à la petite face : $\gamma_0 = 1 \rightarrow C_t = 1.3$

- β : Coefficient de majoration dynamique, lié aux effets de résonance provoqués par l'oscillement de l'ouvrage, il est lié à la période propre de vibration de construction et des niveaux considérés

$$\beta = \max \left\{ 1, \frac{1}{\theta(1+\xi Z)} \right\}$$

- ξ : coef de réponse en fonction de T Annexe 4 NV65 (contrairement par voie en BA)

$$T_L = 0.16 \rightarrow \xi_L = 0.2$$

$$T_T = 0.31 \rightarrow \xi_T = 0.3$$

- τ : Coefficient de pulsation est fonction de la hauteur du niveau considéré.

$$H = 20.70 \text{ m} \rightarrow \tau = 0.34$$

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

Sens longitudinal

$$\beta_L = 1.068$$

Sens transversal

$$\beta_T = 1.102$$

δ : coefficient de dimension (tient compte de dimensions de l'ouvrage)

$$\begin{aligned}\delta_L &= 0.76 \\ \delta_T &= 0.79 \quad \text{fig R III 2}\end{aligned}$$

q : pression du vent, depend du site et de la hauteur de l'ouvrage

$$q = K_m \cdot K_s \cdot q_H$$

K_m : effet de masque (site non protégé) $K_m = 1$

K_s : coef de site (site normal, region II) $K_s = 1$

$$q_H : \text{pression dynamique} \quad q_H = 2.5 q_{10} \left(\frac{H+18}{H+60} \right) = 84 \text{ kg/m}^2$$

D : largeur du maitre couple

Vent longitudinal $D_L = b = 22.0 \text{ m}$

Vent transversal $D_T = a = 34.8 \text{ m}$

Determination de la force de derive : L

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

$T = d / SV$ où d : largeur du maitre couple, V : vitesse du fluide

S : nombre de STROUHAL

Ces tourbillons n'apparaissent que pour des vitesses faibles ($\leq 25 \text{ m/s}$), generalement seuls les ouvrages de tres grande hauteur et de periode propre importante ($\geq 1.5 \text{ s}$) necessitent un calcul à la resonance:

Sens longitudinal $V_{Lr} = d / ST_L = 34.8 \text{ m/s}$

Sens transversal $V_{Tr} = d / ST_T = 28.5 \text{ m/s}$

V_{Lr} dans les deux sens est superieure à 25 m/s donc il n'est pas necessaire de faire le calcul à la resonance

Determination de l'effort de portance : U

Cet effort est donne par la relation $U = C_u \cdot \delta \cdot q \cdot S_u$

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

C_i : coef de surpression interieur sur la terrasse

$$C_i = 0.5$$

C_e : coef de depression exterieur Annexe 2.13.1

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0^\circ \\ \gamma_0 = 1 \end{array} \right\} \rightarrow C_e = -0.5$$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0^\circ \\ \gamma_0 = 1.15 \end{array} \right\} \rightarrow C_e = -1.25$$

$$\text{soit } C_u = C_i - C_e = 1.55$$

δ coefficient de dimensions : la plus grande dimension de la toiture (voir plus haut)

$$S_u = 765,6 \text{ m}^2 \text{ (aire de la terrasse)}$$

$$U_n = 78,75 \text{ t}$$

$$U_e = 1,75 U_n = 137 \text{ t}$$

Pas de risque de soulèvement, on a $G \gg U_e$

Le diagramme donnant T en fonction de H

Pour $H = 20,70 \text{ m}$

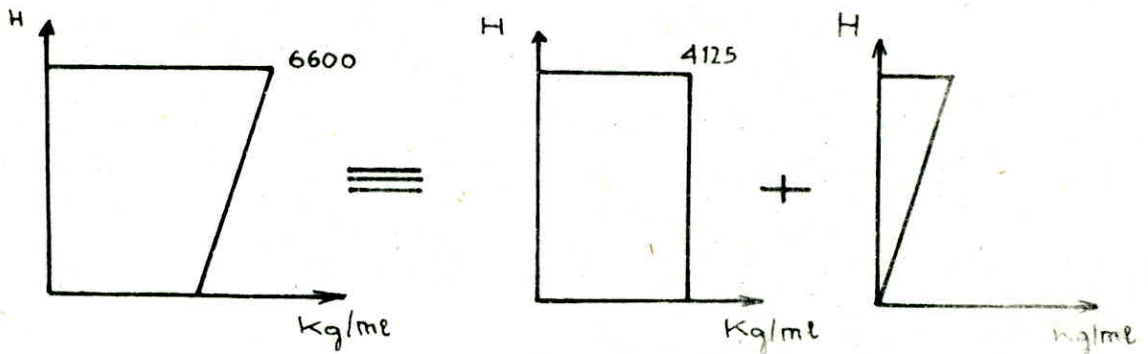
sens transversal $T_{et} = 6600 \text{ Kg/ml}$

sens longitudinal $T_{el} = 3304 \text{ Kg/ml}$

Pour $H = 0 \text{ m}$

sens transversal $T_{et} = 4125 \text{ Kg/ml}$

sens longitudinal $T_{el} = 2065 \text{ Kg/ml}$



Calcul des efforts

sens transversal $T = H (q_1 + \frac{1}{2} q_2) = 111 \text{ t}$

$$M = \frac{H^2}{2} (q_1 + \frac{2}{3} q_2) = 1237 \text{ tm}$$

sens longitudinal $T = H (q_1 + \frac{1}{2} q_2) = 56 \text{ t}$

$$M = \frac{H^2}{2} (q_1 + \frac{2}{3} q_2) = 619 \text{ tm}$$

D'après l'étude au vent et celle du seisme, on peut dire que l'étude au seisme est prépondérante.

CENTRES DE MASSE ET D'INERTIE

Centre de masse

$$X_{CM} = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} = 10.84 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} = 9.20 \text{ m}$$

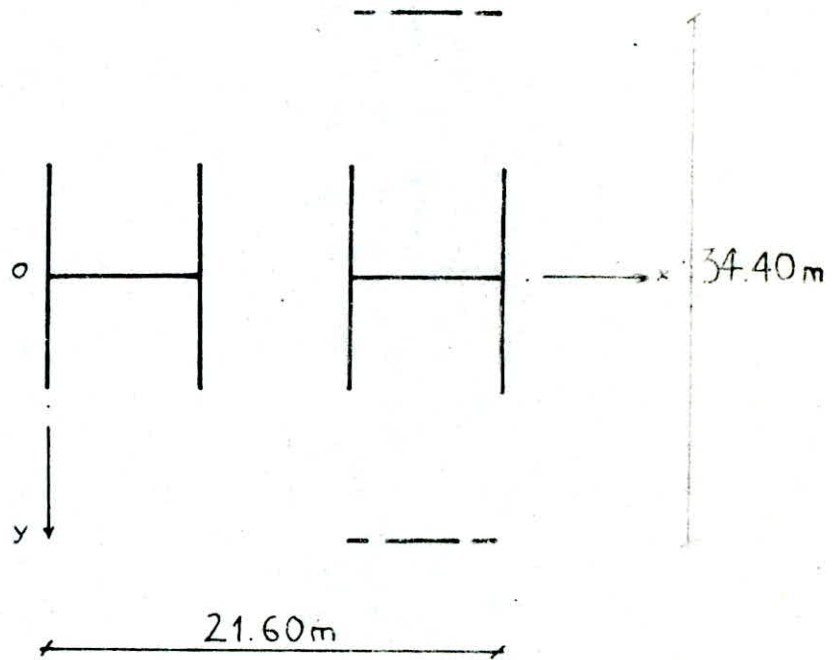
Centre d'inertie

$$X_{CT} = \frac{\sum x_i I_i^{xx}}{\sum I_i^{xx}}$$

$$Y_{CT} = \frac{\sum y_i I_i^{yy}}{\sum I_i^{yy}}$$

plancher gauche

plancher de droite



$$X_{CT} = \frac{\sum I_i^{xx} x_i}{\sum I_i^{xx}}$$

$$Y_{CT} = \frac{\sum I_i^{yy} y_i}{\sum I_i^{yy}}$$

Inertie de torsion

$$J = \sum I^{xx} x^2 + \sum I^{yy} y^2$$

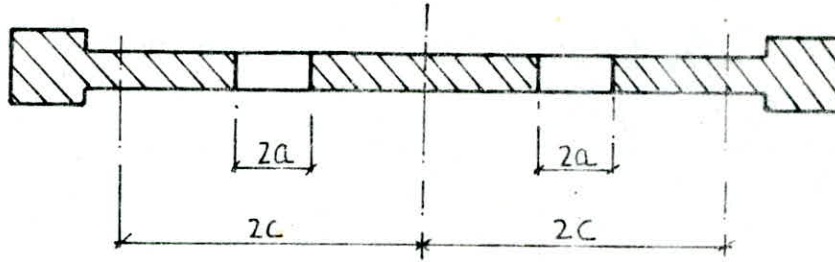
Excentricitees

Art 3.3.5 RPA

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

- Calcul des inerties équivalentes

L'inertie équivalente "I_e" est égale à l'inertie d'un refend plein qui aurait la même flèche que le refend avec files, d'ouvertures soumis à une charge répartie horizontale



$$2a = 1 \text{ m} \quad ; \quad 2C = 3.21 \text{ m}$$

inerties des linteaux $i = 0.017 \text{ m}^4$

section des trumeaux $A_1 = A_3 = 0.36 \text{ m}^2$; $A_2 = 0.56 \text{ m}^2$

inerties des trumeaux $I_1 = I_3 = 0.0748 \text{ m}^4$; $I_2 = 0.365 \text{ m}^4$

inertie brute de la section $I = \sum I_i + \Omega d^2 = 7.93 \text{ m}^4$

Calcul de α

$$\alpha = wH = \frac{6E'}{El(I_1 + I_2 + I_3)} \left[\frac{i_1 C_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 C_2^2}{a_2^3} \right] \quad \text{avec } E = E' \quad a_1 = a_2$$

d'où $w^2 = 2.723 \rightarrow w = 1.65 \rightarrow \alpha = 2970$

à partir des abaques (M. DIVER) $\alpha = 2970 \rightarrow \psi_0 = 0.66$

l'inertie équivalente "I_e"

$$I_e = I / \left(18 \frac{I}{I_0} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1 \right) = 7.25 \text{ m}^4$$

Tableau des inerties :

l'inertie d'un refend plein $I = bh^3/12$

Refends	V _{T1} · V _{T2}	V _{T3} · V _{T4}	V _{L1} · V _{L4}	V _{L2} · V _{L3}
Inerties m ⁴	7.25	5.71	22.74	26.80

plancher de droite

Voiles	X_i m	I_i^{xx} m ⁴	x_i m	Y_i m	I_i^{yy} m ⁴	y_i m
V _{L1}	0	22.74	10.80			
V _{L2}	7.20	26.80	3.60			
V _{L3}	14.40	26.80	-3.60			
V _{L4}	21.60	22.74	-10.80			
V _{T1}				17.20	7.25	-10.52
V _{T2}						
V _{T3}				0	5.71	6.68
V _{T4}				0	5.71	6.68

$$X_{CT} = \frac{\sum I_i^{xx} x_i}{\sum I_i^{xx}} = 10.80 \text{ m}$$

$$Y_{CT} = \frac{\sum I_i^{yy} y_i}{\sum I_i^{yy}} = 6.68 \text{ m}$$

On procédera de la même façon pour le plancher de droite.
(on trouvera les mêmes résultats)

Excentricité

plancher de droite (gauche)

$$e_x = 5\% l = \pm 1.74 \text{ m}$$

$$e_y = \pm 2.52 \text{ m}$$

Inertie de torsion

$$J = \sum I_i^{xx} x_i^2 + \sum I_i^{yy} y_i^2$$

$$J = 7311.39 \text{ m}^6$$

DISTRIBUTION des EFFORTS dans les REFENDS

Les efforts sismiques, revenant à chaque plancher vont être répartis dans les différents refends de contreventement.

Hypothèses de calcul

- Les planchers sont indéformables horizontalement
- Les refends sont parfaitement encastres à leur base
- L'inertie des refends est constante sur toute la hauteur, ou bien la variation d'inertie suit la même loi pour tous les refends.

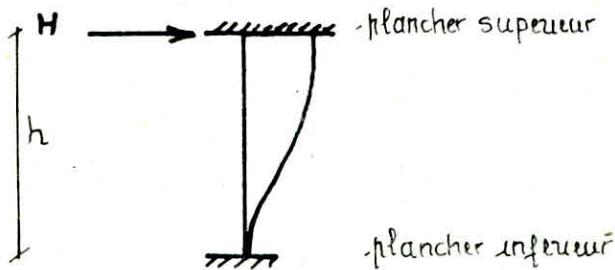
Distribution des sollicitations d'ensemble dans les refends

L'effort dans chaque refend est à la fois proportionnel à son inertie et au déplacement qu'il subit

Le centre de torsion d'un groupe de refend est le point défini par

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

La rigidité d'un refend à la flexion est le couple (force) de rappel par lequel le refend réagit quand un couple de force extérieur produit une rotation (translation).



$$R = (12EI)/h^3$$

Rigidité
I : inertie
h : hauteur d'étage

Application

- Un refend parallèle à la direction de la force sismique est soumis à un effort de translation et à un effort de rotation
- Un refend perpendiculaire à la force sismique est soumis uniquement à un effort de rotation

Force sismique agissant dans le sens longitudinal

- pour un refend longitudinal :

$$H_f = H_{\text{rot}} + H_{\text{tran}} = H_{\text{ex}} \cdot I_j^* X_j / J + H I_j^* / \sum I_j^*$$

— pour un refend transversal i

$$H_{i,rot} = H \cdot e_x \cdot I_{x_i}^{yy} / J$$

Force sismique agissant dans le sens transversal

— pour un refend transversal i $H_x = H \cdot e_y \cdot I_{x_i}^{yy} / J + H \cdot I_{x_i}^{yy} / \sum I_{x_i}^{yy}$

— pour un refend longitudinal j $H_{j,rot} = H \cdot e_y \cdot I_{j_i}^{xx} \cdot X_j / J$

Pour un refend l'effort le plus défavorable que lui revient correspond à un séisme parallèle au refend

En application de l'article 3.3.5 du RPA l'effort tranchant négatif dû à l'effort de torsion est négligé.

Pour les planchers d'étage et vu que les excentricités sont les mêmes on prendra $H = 100t$ et par la règle de trois on déterminera les efforts H_x et H_j à chaque niveau.

Effort transversal

* pour un effort horizontal de 100t

Voiles	$H_{x,trans}$ _t	$H_{x,rot}$ _t	H_{ou} _t
VT1	38.83	2.63	41.46
VT2	38.83	2.63	41.46
VT3	30.58	-1.31	30.58
VT4	30.58	-1.31	30.58

Effort longitudinal

Voiles	$H_{j,trans}$ _t	$H_{j,rot}$ _t	H_{oj} _t
VL1	22.95	-5.84	22.95
VL2	27.05	-2.30	27.05
VL3	27.05	2.30	29.35
VL4	22.95	5.84	28.79

Efforts dans les refends

La force sismique H est variable d'un étage à un autre, on a d'abord calculer les forces pour une force de 100t et puis par la règle de trois on déterminera l'effort reparti dans chaque refend et à chaque étage à l'aide de la formule suivante

$$H_{\text{refend}} = H \cdot H_0 / 100$$

avec H : effort sismique extérieur
 H_0 : effort dans le refend pour 100t

Efforts transversaux					Efforts Longitudinaux			
Refend Niveau	V_{T1} t	V_{T2} t	V_{T3} t	V_{T4} t	V_{L1} t	V_{L2} t	V_{L3} t	V_{L4} t
12		10.90	8.04	8.04	6.04	7.11	7.72	7.81
11	10.06		7.42	7.42	5.57	6.57	7.12	6.99
10		9.78	7.21	7.21	5.41	6.38	6.92	6.79
9	8.89		6.56	6.56	4.92	5.80	6.29	6.17
8		8.00	5.90	5.90	4.43	5.22	5.66	5.56
7	7.11		5.24	5.24	3.94	4.64	5.03	4.94
6		6.22	4.59	4.59	3.44	4.06	4.41	4.32
5	5.33		3.94	3.94	2.95	3.48	3.78	3.71
4		4.74	3.50	3.50	2.62	3.09	3.35	3.29
3	3.68		2.71	2.71	2.04	2.40	2.60	2.55
2		2.81	2.07	2.07	1.56	1.83	1.98	1.95
1	1.87		1.38	1.38	1.04	1.22	1.33	1.30

Seisme longitudinal									
Voies	VL1		VL2		VL3		VL4		Niveau
	T	M	T	M	T	M	T	M	
	t	t _{em}							
12	6.04	0	7.11	0	7.32	0	7.59	0	
11	11.61	9.06	13.68	10.67	14.84	11.58	14.56	11.36	
10	17.02	26.48	20.06	31.19	21.76	33.84	21.35	33.20	
9	21.94	52.00	25.86	61.28	28.05	66.48	27.52	65.22	
8	26.37	84.92	31.08	100.07	33.71	108.56	33.08	106.50	
7	30.31	124.47	35.72	146.69	38.74	159.12	38.02	156.12	
6	33.75	169.94	39.78	200.27	43.15	217.23	42.34	213.15	
5	36.70	220.56	43.26	278.21	46.93	281.96	46.05	276.66	
4	39.32	275.61	46.35	324.83	50.28	352.35	49.34	345.74	
3	41.36	334.60	48.75	394.35	52.88	427.77	51.89	419.75	
2	42.92	396.63	50.58	467.48	54.87	507.09	53.84	497.58	
1	43.96	461.01	51.80	543.35	56.20	589.40	55.14	578.34	
0	43.96	592.89	51.80	698.75	56.20	758.00	55.14	743.76	

Seisme transversal							
V1		V2		V3		V4	
T	M	T	M	T	M	T	M
		10.90		8.04	0	8.04	0
10.06				15.46	12.06	15.46	12.06
		20.68	32.70	22.67	35.25	22.67	35.25
18.95	30.18			29.23	69.26	29.23	69.26
		28.68	94.74	35.13	113.10	35.13	113.10
26.06	87.03			40.37	165.80	40.37	165.80
		34.90	180.78	44.96	226.35	44.96	226.35
31.39	165.21			48.90	293.79	48.90	293.79
		39.64	285.48	52.40	367.14	52.40	367.14
35.07	259.38			55.11	445.74	55.11	445.74
		42.45	404.40	57.18	528.41	57.18	528.41
36.94	364.59			58.56	614.18	58.56	614.18
36.94	475.41	42.45	531.71	58.56	789.86	58.56	789.86

SUPERPOSITION des SOLLICITATIONS

Les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales spécifiques sont données ci-dessous.

Les éléments structuraux seront dimensionnés pour ces combinaisons de charges sur la base des règlements de béton en vigueur (RPA81)

Voiles.

Les combinaisons à prendre en compte pour le calcul des voiles sont données par le RPA81 art 3.3.2

$$1 - G + Q \pm E$$

$$2 - 0.8G \pm E$$

où G : charge permanente
 Q : charge d'exploitation non pondérée
 E : effets du séisme

Bien qu'aucune mention spécifique n'ait été faite des effets de l'accélération verticale due au séisme, ses effets seront inclus comme suit:

1 - La combinaison (1) comprend la totalité de la charge de l'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

2 - 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.

VOILE V_{L1}	NIVEAU	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
	$G_{(t)}$	18.74	45.38	67.14	88.90	110.65	132.76	154.68	176.60	200.28	223.96	245.88	267.80	283.40
	$Q_{(t)}$	2.58	5.16	12.34	19.51	26.69	33.47	40.67	47.83	54.98	62.13	69.31	76.49	76.49
	$E_{(t)}$													
	$G+Q+E$	21.32	50.54	79.48	108.41	137.52	166.23	195.35	224.43	255.26	286.09	315.19	344.29	359.89
	$0.8G+E$	14.99	36.30	53.71	71.12	88.66	106.21	123.74	141.28	160.22	179.11	196.70	214.24	226.72
	$0.8G-E$	14.99	36.30	53.71	71.12	88.66	106.21	123.74	141.28	160.22	179.17	196.70	214.24	226.72
$M_{(tm)}$	0	9.06	26.48	52.00	84.92	124.47	169.94	220.56	275.61	334.60	396.63	461.01	592.89	

VOILE V_{L4}	$G_{(t)}$	15.10	41.74	63.50	85.26	107.19	129.12	151.04	172.96	196.64	220.32	242.24	264.16	279.76
	$Q_{(t)}$	2.58	5.16	12.34	19.51	26.69	33.47	40.67	47.83	54.98	62.13	69.31	76.49	76.49
	$E_{(t)}$													
	$G+Q+E$	17.68	46.90	75.84	104.77	133.88	162.59	191.71	220.79	251.62	282.45	311.55	340.65	356.25
	$0.8G+E$	12.08	33.39	50.80	68.21	85.75	103.30	120.83	138.37	157.31	176.26	193.79	211.33	223.81
	$0.8G-E$	12.08	33.39	50.80	68.21	85.75	103.30	120.83	138.37	157.31	176.26	193.79	211.33	223.81
	$M_{(tm)}$	0	11.36	33.20	65.22	106.50	156.12	213.15	276.66	345.74	419.75	497.58	578.34	743.76

VOILE VT1	NIVEAU	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	
	$G_{(t)}$		24.00		52.86		81.79		110.62		140.93		169.96		180.26
	$Q_{(t)}$		4.15		13.03		21.91		30.79		39.67		48.55		48.55
	$E_{(t)}$														
	$G+Q+E$		28.15		65.89		103.70		141.41		180.60		218.51		228.81
	$0.8G+E$		19.20		42.29		65.43		88.50		112.74		135.97		144.21
	$0.8G-E$		19.20		42.29		65.43		88.50		112.74		135.97		144.21
	$M_{(t,m)}$				30.18		87.03		165.21		259.38		364.59		475.41

VOILE VT2	$G_{(t)}$	24.00		52.86		81.79		110.62		140.93		169.96		180.26
	$Q_{(t)}$	4.15		13.03		21.91		30.79		39.67		48.55		48.55
	$E_{(t)}$													
	$G+Q+E$	28.15		65.89		103.70		141.41		180.60		218.51		228.81
	$0.8G+E$	19.20		42.29		65.43		88.50		112.74		135.97		144.21
	$0.8G-E$	19.20		42.29		65.43		88.50		112.74		135.97		144.21
	$M_{(t,m)}$			32.70		94.74		180.78		285.48		404.4		531.71

VOILES VT3 et V14	NIVEAU	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
	$G_{(t)}$	8.19	21.63	32.97	44.31	55.65	66.99	78.33	89.67	102.06	114.45	125.79	137.13	147.63
	$Q_{(t)}$	1.40	2.80	6.30	9.80	13.30	16.80	20.30	23.80	27.30	30.80	34.30	37.80	37.80
	$E_{(t)}$													
	$G+Q+E_{(t)}$	9.59	24.43	39.27	54.11	68.95	83.79	98.63	113.47	129.36	145.25	160.09	174.93	185.43
	$0.8G+E_{(t)}$	6.55	17.30	26.38	35.45	44.52	53.59	62.66	71.74	81.65	91.56	100.60	109.70	118.10
	$0.8G-E_{(t)}$	6.55	17.30	26.38	35.45	44.52	53.59	62.66	71.74	81.65	91.56	100.60	109.70	118.10
	$M_{(t,m)}$	0	12.06	35.25	69.26	113.10	165.80	226.35	293.76	367.14	445.74	528.41	614.18	789.86

VOILES VL2 et VL3	$G_{(t)}$	35.38	78.64	113.95	149.23	184.50	219.80	255.10	290.40	329.82	368.40	403.70	439	454.76
	$Q_{(t)}$	6.74	13.49	28.55	43.31	58.43	73.55	88.67	103.79	118.91	134.03	149.15	164.27	164.27
	$E_{(t)}$													
	$G+Q+E_{(t)}$	42.12	92.13	142.50	192.54	242.93	293.35	343.77	394.19	448.73	502.43	552.85	603.27	619.03
	$0.8G+E_{(t)}$	28.30	62.91	91.16	119.38	147.60	175.84	204.08	232.32	263.86	294.72	322.96	351.20	363.81
	$0.8G-E_{(t)}$	28.30	62.91	91.16	119.38	147.60	175.84	204.08	232.32	263.86	294.72	322.96	351.20	363.81
	$M_{VL2_{(t,m)}}$	0	10.67	31.19	61.28	100.07	146.69	200.27	278.21	324.83	394.35	467.48	543.35	698.75
	$M_{VL3_{(t,m)}}$	0	11.58	33.84	66.48	108.56	159.12	217.23	281.96	352.35	427.77	507.09	589.40	758.00

- Repartition des efforts dans les linteaux.

On peut generaliser la methode utilisee pour le calcul des refends à une file d'ouverture au calcul des refends à plusieurs files d'ouvertures

Dans notre cas on calcule le rapport S_o/S_t où

S_o : surface totale des ouvertures

S_t : surface totale du refend

on a $S_o/S_t < 10\%$ on peut considerer le refend comme monolithique

Les efforts seront donnees par:

$$\pi_i = H_o \cdot m_i \cdot l \cdot (1 - \xi^2) / I$$

$$N_i = \sum \pi_i - \sum \pi_{i-1}$$

avec: m_i : moment statique de l'element du refend considere

H_o : Effort tranchant à la base du refend considere

I : Moment d'inertie du refend (en deduisant les ouvertures)

l : hauteur d'etage

$$I = 7.95 \text{ m}^4 ; m = 1.16 \text{ m}^3 ; l = 3.00 \text{ m}$$

Soit le voile VT1:

Effort tranchant à la base $H_o = 36.94 \text{ t}$

$\xi = z/l$	$1 - \xi^2$	π_i	N_1	N_2	N_3
1	0	0	0	0	0
0.833	0.306	4.962	4.962	0	-4.962
0.667	0.556	9.016	13.978	0	-13.978
0.500	0.750	12.162	26.140	0	-26.140
0.333	0.889	14.417	40.557	0	-40.557
0.167	0.972	15.763	56.320	0	-56.320
0	1	16.217	72.537	0	-72.537

Verification

$$M_e > M = 465.919 \text{ tm}$$

soit 204% par
defaut

Soit le refend VT2

Effort tranchant à la base $H_o = 42.45 \text{ t}$

$\xi = z/l$	$1 - \xi^2$	π_i	N_1	N_2	N_3
1	0	0	0	0	0
0.833	0.306	5.702	5.702	0	-5.702
0.667	0.556	10.361	16.063	0	-16.063
0.500	0.750	13.977	30.040	0	-30.040
0.333	0.889	16.567	46.607	0	-46.607
0.167	0.972	18.114	64.721	0	-64.721
0	1	18.636	83.357	0	-83.357

Verification

$$M_e < M = 535.152 \text{ tm}$$

soit 0.61% par
excès

FERRAILLAGE DES VOILES

Introduction

Le voile est soumis à un effort normal et à un moment fléchissant, aussi le calcul sera fait en flexion composée selon la méthode exposée dans "Calcul et vérification des ouvrages en béton armé" de M^e P. CHARON.

À partir des combinaisons, et de la répartition des charges verticales et horizontales, on aura deux types d'efforts

$$\begin{array}{l} 1^{\text{ère}} \text{ Combinaison} \\ 2^{\text{ème}} \text{ Combinaison} \end{array} \quad \begin{array}{l} N_{\min}, M \\ N_{\max}, M \end{array}$$

avec N_{\min} et N_{\max} et M efforts normaux données par les combinaisons moment fléchissant dans le voile

Le calcul des armatures nécessaires sera fait avec la 1^{ère} combinaison, et la vérification avec la seconde.

Prescriptions relatives au ferrailage des voiles

Ces prescriptions sont données par le règlement parasismique Algerien (RPA 81)

- * Pour les besoins des calculs, notre bâtiment a été partagé en deux (02) niveaux, soient du niveau 0 à 6 et de 7 à 12
- * Un seul voile sera détaillé et vérifié, le reste sera mis sous forme de tableau (donné brièvement)

Exemple de calcul

NIVEAU 1

Soit le refend VT4 (VT3)
 $N_{\min} = 118.1t$; $M = 789.86tm$

$$\left. \begin{array}{l} \text{l'excentricité } e_0 = M/N_{\min} = 6.69m \\ e_1 = ht/6 = 1.67m \end{array} \right\} \rightarrow e_0 > e_1 \rightarrow \text{S.P.C.}$$

Calcul du moment fictif

$$M_f = M + N_{\min}(ht/2 - d) = 1185.5tm \quad \text{avec } d = 15cm \\ h = 685cm$$

$$\mu = 15M_f / \bar{\sigma}_a b h^2 = 0.045 \rightarrow K = 40.8 \\ \epsilon = 0.9104$$

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / K = 102.9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= M_f / \bar{\sigma}_a \cdot b h = 45.26 \text{ cm}^2 \\ A_2 &= N / \bar{\sigma}_a = 28.12 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \text{ soit } A = A_1 - A_2 = 17.14 \text{ cm}^2$$

Calcul de la longueur de la zone tendue

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

d'où $l_t = 2.89 \text{ m}$

Le pourcentage d'armature minimale donne par le RPA 81 est de

$$\tilde{w} = 0.5\% \text{ sur toute la zone tendue soit } A_{\min} = 0.5\% b l_t = 28.9 \text{ cm}^2$$

le ferrailage sera fait avec le pourcentage minimum imposé par le règlement sur les deux niveaux.

En zone courante on placera 10T8/ml soit $A_c = 502 \text{ cm}^2$

La section d'armature totale dans la zone tendue sera de 8T16 au niveau du potelet plus 10T8/ml sur le reste de la zone tendue soit

$$A = 16.08 + 15.09 = 31.09 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

Armatures horizontales

$$w_t = \frac{\tau \cdot B}{\sigma_{en}} < 0 \quad \text{avec} \quad \tau = \frac{1.4T}{b_s} = 1.4 \times \frac{58.56 \times 10^3}{20 \times \frac{7}{8} \times 685} = 6.81 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.25 \sigma_{28}$$

donc $A_H = A_{\min} = 0.15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit 10T8/ml

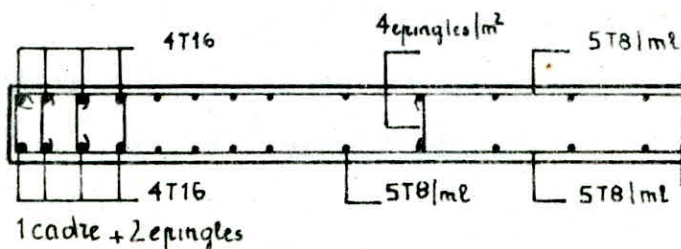
Armatures de joint de coulage

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{\sigma_{en}} = 21.47 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

on prendra 4 épingle/m²

Sur une longueur $\frac{l}{10}$ on prendra un espacement de 10 cm
en zone courante on prendra un espacement de 20 cm



* Voile VL2 (VL3)

On ferrallera avec les efforts les plus defavorables des deux voiles soient

$$N_{min} = 363,81t \quad , \quad N_{max} = 619,03t$$

$$M = 758tm$$

$$e_0 = M/N = 2,08m \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \rightarrow e_0 > e_1 \rightarrow \text{S.P.C}$$

$$e_1 = h_t/6 = 1,75m$$

Moment fictif

$$M_p = 2531,6tm \quad , \quad \mu = 0,0450 \quad ; \quad K = 42$$

$$h = 10,25m \text{ et } d = 25cm \quad \quad \quad E = 0,9175$$

$$A = A_1 - A_2 = < 0$$

On ferrallera sur les 2 niveaux avec A_{min}

$$l_t = (b_1 / (b_1 + b_2)) h_t = 0,84m$$

$$A_{min} = 0,5\% (50^2 + 34,20) = 15,9cm^2$$

Le potelet sera ferrallé avec le minimum d'armature d'un poteau
soit $A = 25cm^2$ on prendra 12T16

Armatures horizontales

$$\tau_b = 14 \frac{T}{b_s} = 4,39 kg/cm^2 < 0,025 \sigma_{28} \quad ; \quad w_t = \frac{c-8}{\sigma_{en}} < 0$$

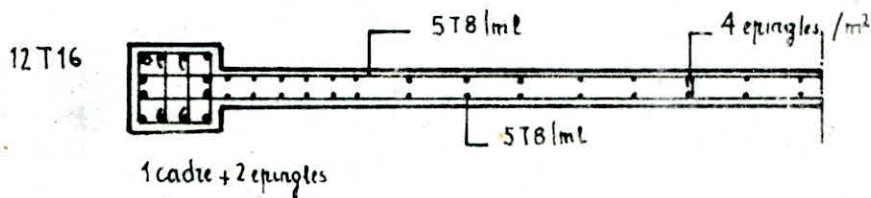
$$A_H = A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3cm^2/ml \text{ soit } 10T8/ml$$

Armatures de joint de coulage

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{\sigma_{en}} = 20,6cm^2$$

Armatures transversales :

On prendra 4 epingles / m^2



* Voile VL4
Niveau 1

$$N_{min} = 223.81t ; N_{max} = 356.25t ; M = 744tm$$

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = 3.32m \\ e_1 = 1.73m \end{array} \right\} \rightarrow e_0 > e_1 \rightarrow \text{S.P.C}$$

$$M_f = 1863tm \quad \mu = 0.0320 \quad K = 50 \quad \epsilon = 0.9251$$

$A = A_1 - A_2 = < 0$ on aura a ferraitter les deux (2) niveaux avec le minimum d'armatures

Longueur de la zone tendue

$$\ell_t = (b_1 / (b_1 + b_2)) \ell_t = 250m$$

$$\tilde{\omega} = 0.5\% (40 \times 40 + 210 \times 20) = 29cm^2$$

zone des potelets 12 T14

zone courante 10T8 sur 60cm et 10T8/ml

section totale de la zone tendue $A = 31.05 > \tilde{\omega}_{min}$

Armatures Horizontales

$$\tau_b = 1.4 T / b_s = 4.32 < 0.025 \sigma_{28} \rightarrow 0.15\%$$

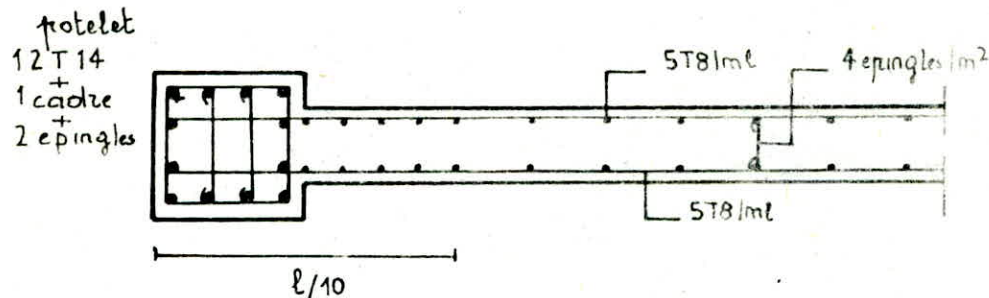
$$\omega_t = (\tau - 8) / 5en < 0 \rightarrow A_H = A_{min} = 3cm^2 \text{ soit } 10T8/ml$$

Armatures du joint de coulage

$$A_{vj} = 1.1 \bar{T} / 5en = 20.22cm^2$$

Armatures transversales

4 epingles / m²



* Voile VL1

$$N_{min} = 226.72t ; N_{max} = 359.89t \quad M = 592.89tm$$

$$h_t = 10.40m$$

$$e_0 = 2.62m , e_1 = 1.73m \rightarrow e_0 > e_1 \rightarrow \text{S.P.C}$$

$$d = 20cm$$

$$M_f = 1726.5tm \quad \mu = 0.0296 \quad K = 52.5 \quad \epsilon = 0.9259$$

$A = A_2 - A_1 = < 0$ on va ferraitter avec la section minimale

Calcul de la zone tendue

$$l_t = (\sigma_1 / \sigma_1 + \sigma_2) h_t = 176 \text{ cm}$$

$$\tilde{\omega} = 0.5\% (20 \times 136 + 40 \times 40) = 21.6 \text{ cm}^2$$

dans la zone du potelet on met 12 T 14
 en zone courante 10 T 8 / ml

Armature horizontales

$$\tau_b = 1.4 \frac{T}{b_s} = 3.38 \text{ kg/cm}^2 < 0.025 \sigma_{cs} \text{ on prend } 15\%$$

$$\tilde{\omega} = \frac{\tau_b}{\sigma_{cs}} < 0$$

$$A_H = A_{\min} = 0.15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml soit } 10 \text{ T 8 / ml}$$

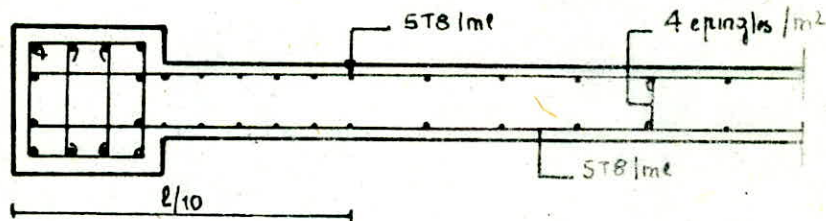
Armatures du joint de coulage

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{\sigma_{cs}} = 16.12 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

On prendra 4 épingles / m²

potelet
 12 T 14
 1 cadre
 2 épingles



* voile VT2(VT1)

$$M = 531.71 \text{ tm} \quad ; \quad N_{\min} = 144.21 \text{ t} \quad ; \quad N_{\max} = 228.81 \text{ t}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = 3.69 \text{ m} \\ e_1 = 1.26 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow \text{S.P.C}$$

$$M_f = 1050 \text{ tm} \quad \mu = 0.034 \quad K = 48.2 \quad E = 0.9209$$

$$A = A_1 - A_2 = 2.58 \text{ cm}^2 < A_{\min}$$

tous les niveaux seront ferrillés identiquement, avec A_{\min} .

Longueur de la zone tendue

$$l_t = b_1 / (b_1 + b_2) \cdot h_t = 250 \text{ cm}$$

$$\tilde{\omega} = 0.5\% (40 \times 40 + 210 \times 20) = 29 \text{ cm}^2$$

zone du potelet 12 T 14
zone courante 10 T 8 sur 40 cm et 10 T 8/ml

la section totale dans la zone tendue est $A = 2905 \text{ cm}^2 > A_{\min}$

Armatures horizontales

$$T = 42.45 \text{ t}$$

$$T_b = 1.4T / b_s = 4.56 \text{ kg/cm}^2 < 0.025 f_{2B} \rightarrow 0.15\%$$

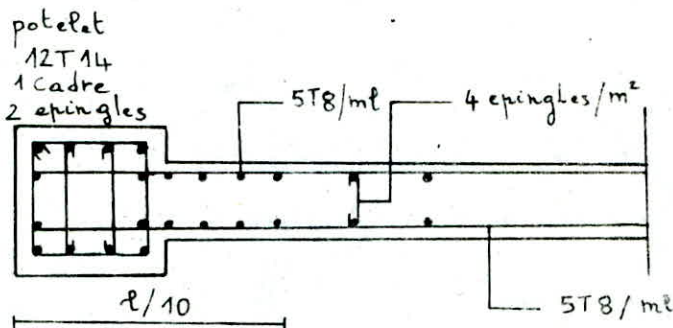
$$w_t = (T - B) / f_{en} < 0 \rightarrow A_H = A_{\min} = 3 \text{ cm}^2 \text{ soit } 10 \text{ T 8/ml}$$

Armature du joint de coulage

$$A_{vj} = 1.1\bar{T} / f_{en} = 15.57 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

On prévoit 4 epingles/m²



Verification des contraintes

La verification des contraintes dans les voiles sera faite avec l'effort normal maximum et le moment flechissant. - soit le voile VT4 (VT5)

$$N_{\max} = 185.43 \text{ t} \quad e_0 = M/N = 4.29 > e_1 = h/6 \rightarrow \text{SPC}$$

M_a^t : moment de flexion par rapport aux armatures tendues

$$M_a^t = N(e_0 + h/2 - d) = 1416.68 \text{ tm}$$

M^s : moment de flexion par rapport à la fibre la plus proche

$$M^s = N(e_0 - h_t/2) = 146.49 \text{ tm}$$

$$\rho = M^s / M_a^t = 0.1034$$

$$\tilde{\omega} = 100 A / bh = 0.22$$

a partir de ρ et $\tilde{\omega}$ on tire (a partir des abaques) les valeurs

$$\mu_2 = 0.013 \quad ; \quad K = 21$$

$$\text{d'où} \quad \sigma_a = \frac{15 M^s}{\mu_2 \cdot b h^2} = 1801 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \text{ verifie}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K} = 85.6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \text{ verifie}$$

- Lorsque la section est entièrement comprimée, les contraintes extremes dans la section sont obtenues par les formules suivantes

$$\sigma_b = \frac{N}{B' + 15A'} \pm \frac{M_g V}{I}$$

ou :
I : moment d'inertie par rapport à l'axe neutre

Toutes les contraintes dans les voiles ont été verifiées -

CALCUL DES LINTEAUX

Introduction

Les linteaux seront calculés comme des poutres encastées à leurs extrémités.

La vérification à la résistance sera faite en considérant les sollicitations les plus défavorables, le linteau sera soumis à un effort tranchant (T) et à un moment fléchissant (M)

Contraintes admissibles (RPA 81)

Contrainte de cisaillement $\bar{\tau}_b = 0.12 \bar{\sigma}_{28}$

Contrainte de flexion $\bar{\sigma}_b = 0.75 \bar{\sigma}_{28}$

Contrainte de traction des aciers $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_m = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

ferraillage des linteaux

Chaque linteau sera ferrailé sous :

- * son poids propre
- * poids du plancher qui lui revient
- * surcharge d'exploitation
- * effet du séisme

prescriptions relatives aux ferrailage

Les armatures doivent être disposées et ancrées selon les prescriptions du RPA 81 où

$$A_s = A_i \geq 0.0015bh$$

$$A_r \geq 0.0020bh$$

$$A_t \geq 0.0025bs$$

avec : b largeur du linteau
h hauteur du linteau

Calcul du linteau

Il sera fait sur le cas le plus défavorable, l'effort tranchant maximum est au niveau du rez-de-chaussée

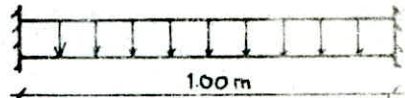
$$T = \Pi = 19.84t$$

— Charges permanentes

poids propre du linteau = 0.5t/ml

poids de la dalle = 0.85t/ml

d'où $G = 1.55t/ml$



— Charges d'exploitations

$$Q = 0.49t/ml$$

— Charges sismiques

$$E = \Pi = 19.84t$$

Calcul des efforts tranchants et des moments

— charges permanentes

$$q_g = 1.55 \text{ t/ml}$$

$$T_g = q_g l / 2 = 0.68 \text{ t}$$

$$M_g = q_g l^2 / 12 = 0.11 \text{ tm}$$

— charges d'exploitations

$$q_p = 0.49 \text{ t/ml}$$

$$T_p = 0.25 \text{ t}$$

$$M_p = 0.04 \text{ tm}$$

— charges sismiques

$$\bar{T} = 1.4 T = 27.8 \text{ t}$$

$$M = \bar{T} l / 2 = 15.9 \text{ tm}$$

— combinaisons

$$G + Q + E$$

$$T = 0.68 + 0.25 + 27.8 = 28.73 \text{ t}$$

$$M = 0.11 + 0.04 + 15.9 = 14.05 \text{ tm}$$

Calcul des armatures longitudinales

$$\bar{\sigma}'_b = 0.75 \sigma'_{28} = 206.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\epsilon}_b = 33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = nM / \bar{\sigma}_a b h^2 = 0.0279 \rightarrow K = 55 \rightarrow \epsilon = 0.3280$$

$$\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_a / K = 76.4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

$$\text{d'où } A = M / \bar{\sigma}_a \epsilon h = 3.75 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3T14$$

Armatures de repartition

$$A_r \geq 0.002 b h_f = 0.002 \times 20 \times 100 = 4 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T8/\text{face}$$

la longueur d'ancrage $l_d \geq h_f / 4 + 50 \phi = 85 \text{ cm}$
on prendra une longueur $l_d = 90 \text{ cm}$

Vérification des armatures longitudinales

$$A_s = A_l \geq 0.0015 b h_f = 3 \text{ cm}^2$$

$$A = 4.62 > 3 \text{ vérifiée}$$

Armatures transversales

$$A_t \geq 0.0025 b_s = 1 \text{ cm}^2$$

$$s \leq h / 4 = 20 \text{ cm}$$

Verification à l'effort tranchant

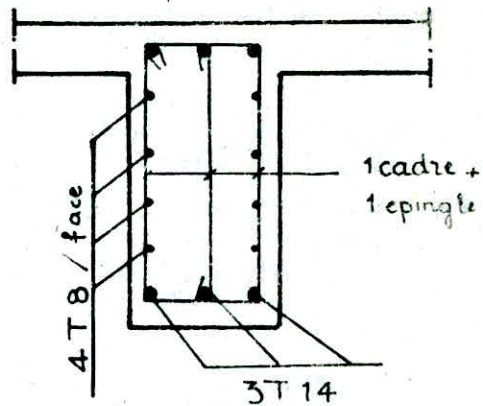
$$\tau_b = \frac{1.4 T}{b z} = \frac{1.4 \times 19.84 \times 10^3}{20 \times 7/8 \times 98} = 16.19 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

verifie

Armatures Supplementaires dans les angles

$$\tau_b \leq 0.06 \sigma'_s = 16.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Les armatures superieures d'angle ne sont pas necessaires



FERRAILLAGE DES PORTIQUES

1 Poutres

Les poutres seront ferrillées en flexion simple. Conformément à l'article 25 du C.C.B.A 68, la méthode appliquée est celle exposée dans "Calcul et Vérification des ouvrages en béton armé" de P. CHARON

Prescriptions relatives aux ferrillages

* Armatures longitudinales (Art 4.2.3.2.1 du RPA)

* Armatures transversales

Elles seront calculées pour l'effort tranchant sous SP1
(Art 24, C.C.B.A 68)

L'espacement dans cadres est donné par

— Le C.C.B.A 68

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \leq \bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2 h \\ (1 - 0.3 \bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_b) h \end{array} \right.$$

— Le R.P.A 81

Art 4.2.3.2.2

En zone nodale et entrave si les A' sont nécessaires

$$s \leq \bar{s} = \min (h/4, 12\phi_e)$$

En zone courante

$$s \leq \bar{s} = h/2$$

dans nos calculs on prendra le $\implies \min (\bar{t}, \bar{s})$

Vérifications

— Condition de non fragilité du béton

$$A_{min} \geq 0.69 b h \bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_{bc}$$

— Fissuration

$$\bar{\sigma}_a \leq \max (\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2)$$

— Flèche

$$h_t^{min} \geq l_{max} / 10 \implies h_t^{min} \geq \frac{l_{max}}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \implies A^{min} \leq b h 43 / \bar{\sigma}_a$$

— Condition de non entrainement des armatures

Art

$$\bar{\sigma}_d = T_{max} / n p z \leq \bar{\sigma}_d = 7 \psi_d \bar{\sigma}_b$$

— Condition aux appuis

longueur d'appuis

$$c \geq c_0 = 2T / b \bar{\sigma}_b$$

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + M / l$$

2 Poteaux

Les poteaux seront ferrillés en flexion composée (sous l'effort normal N et le moment flechissant M) en respectant le règlement (RPA 81)

Portique 5
- Armatures en travées

Niveau	Travées	M_{max} (tm)	μ	α	ϵ	K	$\bar{\omega}$	A calculés	A choisies
4	1-2 3-4	10.86	0.0120	0.1471	0.9510	87	0.0845	7.42	4 T 16
	2-3	8.03	0.0089	0.1271	0.9576	103	0.0616	5.45	4 T 16
3	1-2 3-4	11.70	0.0130	0.1523	0.9492	83.5	0.0912	8.01	4 T 16
	2-3	9.38	0.0104	0.1310	0.9543	94.5	0.0725	6.38	4 T 16
2 1 SS1	1-2 3-4	11.58	0.0128	0.1515	0.9495	84	0.0902	7.92	4 T 16
	2-3	9.33	0.0105	0.1364	0.9545	95	0.0718	6.55	4 T 16
RDC	1-2 3-4	12.48	0.0139	0.1571	0.9476	80.5	0.0976	8.55	4 T 16 2 T 14
	2-3	10.03	0.0111	0.1415	0.9528	91	0.0778	6.84	4 T 16

- Armatures sur appuis

Niveau	Appuis	M_{max} (tm)	μ	α	ϵ	K	$\bar{\omega}$	A calculés	A choisies
4	1-4	5.72	0.0253	0.2083	0.9306	57	0.185	3.97	4 T 16
	2-3	14.82	0.0656	0.3165	0.8945	32.4	0.488	10.74	6 T 16
3	1-4	8.04	0.0556	0.2419	0.9194	47	0.257	5.68	4 T 16
	2-3	13.15	0.0582	0.3006	0.8998	34.9	0.431	9.74	6 T 16
2 1 SS1	1-4	8.23	0.0364	0.2443	0.9186	46.4	0.263	5.82	4 T 16
	2-3	13.15	0.0582	0.3006	0.8998	34.9	0.431	9.74	6 T 16
RDC	1-4	8.89	0.0394	0.2534	0.9155	44.2	0.287	6.31	4 T 16
	2-3	14.21	0.0629	0.3112	0.8963	33.2	0.469	10.29	6 T 16

portique B

Niveau	Travée	M ^e _{max}	H	e	E	K	ω	Acalculé	Aadopté
4	1-2	2.79	0.0038	0.0847	0.9718	162.0	0.0262	1.86	4 T 12
	2-3	9.49	0.0105	0.1376	0.9541	94.0	0.0732	6.46	4 T 16
3	1-2	3.45	0.0046	0.0931	0.9690	146.0	0.0319	2.33	4 T 12
	2-3	9.87	0.0109	0.1402	0.9533	92.0	0.0762	6.70	4 T 16
2 1 551	1-2	3.47	0.0048	0.0943	0.9686	144.0	0.0327	2.33	4 T 12
	2-3	9.84	0.0109	0.1402	0.9533	92.0	0.0762	6.70	4 T 16
RDC	1-2	3.69	0.0050	0.0968	0.9677	140.0	0.0346	2.48	4 T 12
	2-3	10.65	0.0118	0.1456	0.9515	88.0	0.0827	7.27	4 T 16

Armatures en travées

Niveau	Appui	M ^e _{max}	H	e	E	K	ω	Acalculé	Aadopté
4	1	1.58	0.0070	0.1136	0.9621	117.0	0.0486	1.07	4 T 12
	2	11.30	0.0502	0.2820	0.9060	38.2	0.3690	8.10	4 T 16 2 T 14
	3	12.95	0.0573	0.2888	0.9004	35.2	0.4240	9.34	4 T 16 2 T 14
3	1	2.38	0.0105	0.1376	0.9541	94.0	0.0732	1.62	4 T 12
	2	12.33	0.0548	0.2930	0.9023	36.2	0.4050	8.81	4 T 16 2 T 14
	3	13.69	0.0606	0.3061	0.8980	34.0	0.4500	9.90	4 T 16 2 T 14
2 1 551	1	2.45	0.0108	0.1395	0.9535	92.5	0.0754	1.67	4 T 12
	2	12.37	0.0548	0.2930	0.9023	36.2	0.4050	8.90	4 T 16 2 T 14
	3	13.69	0.0606	0.3061	0.8980	34.0	0.4500	9.90	4 T 16 2 T 14
RDC	1	2.64	0.0117	0.1449	0.9517	88.5	0.0819	1.80	4 T 12
	2	13.41	0.0595	0.3036	0.8988	34.4	0.4410	9.69	4 T 16 2 T 14
	3	14.84	0.0659	0.3171	0.8943	32.3	0.4910	10.78	4 T 16 2 T 14

Armatures sur Appuis

Portique D

Niveaux	Traées	M_t	H	α	E	K	$\bar{\omega}$	A calculée	A adoptée
4	1-2	1.62	0.0072	0.1154	0.9615	115	0.0503	1.09	4 T 14
	2-3	5.89	0.0263	0.2113	0.9296	56	0.189	4.12	4 T 14
3	1-2	2.07	0.0092	0.1293	0.9569	101	0.0640	1.47	4 T 14
	2-3	6.22	0.0275	0.2158	0.9281	54.5	0.198	4.35	4 T 14
2 1 SS1	1-2	2.16	0.0096	0.1321	0.9560	98.5	0.0671	1.47	4 T 14
	2-3	6.64	0.0294	0.2222	0.9259	52.5	0.212	4.7	4 T 14
RDC	1-2	2.08	0.0092	0.1293	0.9569	101	0.0640	1.41	4 T 14
	2-3	6.20	0.0275	0.2158	0.9281	54.5	0.198	4.54	4 T 14

Armatures en Traées

Niveaux	Appuis	M_a	H	α	E	K	$\bar{\omega}$	A calculée	A adoptée
4	1	1.01	0.0045	0.0920	0.9693	148	0.0311	0.68	4 T 14
	2	6.48	0.0285	0.2190	0.9276	53.5	0.205	4.60	4 T 14
	3	7.80	0.0345	0.2388	0.9204	47.8	0.250	5.5	4 T 14
3	1	1.53	0.0068	0.1119	0.9627	119	0.0470	1.03	4 T 14
	2	7.06	0.0314	0.2290	0.9237	50.5	0.227	4.96	4 T 14
	3	8.29	0.0368	0.2459	0.9180	46.0	0.267	5.86	4 T 14
2 1 SS1	1	1.56	0.0069	0.1128	0.9624	118	0.0478	1.05	4 T 14
	2	7.08	0.0314	0.2290	0.9237	50.5	0.2270	4.98	4 T 14
	3	8.29	0.0368	0.2459	0.9180	46.0	0.2670	5.86	4 T 14
RDC	1	1.66	0.0074	0.1163	0.9612	114	0.0510	1.12	4 T 14
	2	7.57	0.0335	0.2358	0.9214	48.6	0.243	5.3	4 T 14
	3	8.88	0.0394	0.2534	0.9155	44.2	0.287	6.30	6 T 14

Armatures sur Appuis

Portique 6

Niveau	Travées	M_{max}^E	H	α	ϵ	K	$\bar{\omega}$	$A_{calculée}$	$A_{adoptée}$
4	1-2	9.18	0.0102	0.1557	0.9548	95.5	0.0711	6.24	4 T 16
	2-3	6.78	0.0075	0.1172	0.9609	113.0	0.0518	4.58	4 T 14
3	1-2	10.29	0.0114	0.1435	0.9522	89.5	0.0802	7.02	4 T 16
	2-3	8.08	0.0089	0.1271	0.9576	103.0	0.0616	5.48	4 T 14
2 1 SS1	1-2	10.20	0.0113	0.1428	0.9524	90.0	0.0794	6.95	4 T 16
	2-3	8.06	0.0089	0.1271	0.9576	103.0	0.0616	5.47	4 T 14
RDC	1-2	10.78	0.0119	0.1463	0.9512	87.5	0.0836	7.36	4 T 16
	2-3	8.51	0.0094	0.1310	0.9563	99.5	0.0658	5.78	4 T 14

Armatures en Traverses

Niveau	Appuis	M_{max}^R	H	α	ϵ	K	$\bar{\omega}$	$A_{calculée}$	$A_{adoptée}$
4	1	4.79	0.0212	0.1911	0.9563	63.5	0.150	3.32	4 T 12
	2	12.14	0.0538	0.2907	0.9031	36.6	0.397	8.73	4 T 16 + 2 T 14
	3	10.50	0.0563	0.2964	0.9012	35.5	0.416	7.57	4 T 16
3	1	7.02	0.0509	0.2273	0.9242	51.0	0.223	4.97	4 T 14
	2	11.45	0.0506	0.2830	0.9057	38.0	0.372	8.21	4 T 16 + 2 T 14
	3	11.45	0.0506	0.2830	0.9057	38.0	0.372	8.21	4 T 16 + 2 T 14
2 1 SS1	1	7.18	0.0318	0.2308	0.9231	50.0	0.231	5.05	4 T 14
	2	11.45	0.0506	0.2380	0.9057	38.0	0.372	8.21	4 T 16 + 2 T 14
	3	11.45	0.0506	0.2380	0.9057	38.0	0.372	8.21	4 T 16 + 2 T 14
RDC	1	7.62	0.0337	0.2366	0.9211	48.4	0.244	5.37	4 T 14
	2	12.16	0.0538	0.2907	0.9031	36.6	0.397	8.74	4 T 16 + 2 T 14
	3	12.16	0.0538	0.2907	0.9031	36.6	0.397	8.74	4 T 16 + 2 T 14

Armatures sur Appuis

Verifications de:

* La fissuration

Art 49.22 $\sigma_1 = K_T \sqrt{l/\phi} \cdot \bar{\omega}_t / (1 + 10 \bar{\omega}_t) = 3457 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{l/\phi} \cdot K \sigma_b = 2258 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a \leq \max(\sigma_1, \sigma_2) \quad \text{verifiee}$$

* Condition de non fragilite

$$A/bh \geq 0,69 \bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_{en}$$
$$4,52 \geq 2,52 \quad \text{verifiee}$$

* La flèche

$$h_t/l = 0,089 \geq 1/16 \longrightarrow h_t/l \geq M_t / 10 \cdot M_o \longrightarrow$$
$$0,089 \geq 0,052$$

$$A/bh \leq 43/\bar{\sigma}_{en}$$
$$0,0067 \leq 0,0102$$

Ces trois (03) conditions sont verifiees

Selon l'article 61.21 du CCBA 68, une justification des flèches n'est pas necessaire

* Condition de non entrainement des armatures Art 29.11
- cas de poutre

$$\bar{\tau}_d = 2,4 \psi_d \sigma_b \quad \text{avec: } \psi_d = 1,5 \text{ aciers haute adhesion}$$

$\bar{\tau}_d$: contrainte d'adhérence admissible vis a vis de l'entrainement

$$\bar{\tau} = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

- appui de rive

$$T_{max} = 10,56 \text{ t}$$

$$\tau_d = T_{max} / n \cdot p_z$$

$$\tau_d = 12,48 < \bar{\tau}_d$$

avec:

n: nombre de barres
isolées

p: perimetre d'une
barre

- appui intermediaire

$$T_{max} = 23,29 \text{ t}$$

$$\tau_d = T_{max} / n \cdot p_z = 16,05 \leq \bar{\tau}_d$$

verifiee

Condition aux appuis

Niveau	Appuis	T_{max} t	M_{max} tm	A adoptée cm ²	$\frac{T}{A} ; \frac{T \cdot M/E}{\leq \bar{\sigma}_a}$
4	1-4	8.57	-5.72	8.04	$1066(-412) \leq \bar{\sigma}_a$
	2-3	21.07	-14.82	12.06	$1747(-806) \leq \bar{\sigma}_a$
3	1-4	9.79	-8.04	8.04	$1218(-860) \leq \bar{\sigma}_a$
	2-3	21.63	-13.12	12.06	$1194(-467) \leq \bar{\sigma}_a$
2-1-ss1	1-4	9.81	-8.23	8.04	$1220(-907) \leq \bar{\sigma}_a$
	2-3	21.61	-13.15	12.06	$1170(-474) \leq \bar{\sigma}_a$
RDC	1-4	10.56	-8.89	8.04	$1313(-981) \leq \bar{\sigma}_a$
	2-3	23.29	-14.21	12.06	$1931(-517) \leq \bar{\sigma}_a$

Espacement des armatures transversales

Selon le CCBA 68

$$\bar{t} = \max \left[1 - 0.3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} ; 0.2 \right] h ; \quad \sigma_b = \frac{T}{b \cdot s} = 6.24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t \leq 3 \cdot \frac{\sigma_{at} \cdot A_t}{T} = 12.87$$

$$\bar{t} = \max [37 ; 11] = 37 \text{ cm}$$

Selon le RPA 81

en zone nodale

$$s_1 = \min (h/4 ; 12\phi_e) = 15 \text{ cm}$$

en dehors de la zone nodale

$$s_2 \leq h/2 = 30 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.03 \cdot s \cdot b$$

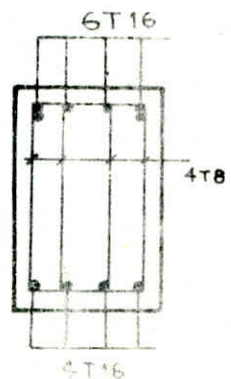
On adoptera

$$t = 10_{\text{cm}} \text{ en zone nodale}$$

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

$$\text{et } A_t = 0.03 \cdot s \cdot b = 1.2 \text{ cm}^2$$

soit 4T8



2- Ferrailage des poteaux

Niveau	$M_x^{tête}$ tm	M_x^{base} tm	$M_y^{tête}$ tm	M_y^{base} tm	$N^{tête}$ t	N^{base} t	$e_x^{tête}$ cm	e_x^{base} cm	$e_y^{tête}$ cm	e_y^{base} cm	e_{ix} cm	e_{iy} cm	Poteau
4 ↓ 3	2.66	1.52	3.75	2.96	40.40	47.90	6.58	3.63	9.28	7.06	8.33	8.33	B5
	5.72	3.78	1.24	1.13	18.94	19.90	30.20	18.99	6.55	5.68	6.67	6.67	D5
	1.58	1.12	1.14	0.75	24.48	25.44	6.45	4.40	4.66	2.95	6.67	6.67	B6
	4.79	3.31	1.01	0.73	10.71	11.67	44.70	28.36	9.43	6.26	6.67	6.67	A6
3 ↓ 2	1.70	1.65	3.33	3.23	82.53	84.03	2.06	1.96	4.03	3.80	8.33	8.33	B5
	4.26	4.11	1.26	1.24	40.58	41.54	10.50	9.89	3.10	2.99	6.67	6.67	D5
	1.26	1.23	0.85	0.85	51.88	52.84	2.43	2.33	1.64	1.57	6.67	6.67	B6
	5.72	3.59	0.80	0.79	24.35	25.31	15.28	14.18	3.29	3.12	6.67	6.67	A6
2 ↓ 1	1.65	1.65	3.23	3.23	124.61	126.11	1.32	1.31	2.59	2.56	8.33	8.33	B5
	4.11	4.11	1.24	1.24	62.22	63.18	6.60	6.50	1.99	1.96	6.67	6.67	D5
	1.23	1.23	0.83	0.83	79.30	80.26	1.55	1.53	1.05	1.03	6.67	6.67	B6
	3.59	3.59	0.79	0.79	38.17	39.13	9.41	9.17	2.07	2.03	6.67	6.67	A6
1 ↓ 0	1.65	1.66	3.23	3.47	166.69	168.19	0.99	0.99	1.94	2.06	8.33	8.33	B5
	4.11	4.45	1.24	1.32	83.86	84.82	4.90	5.25	1.48	1.56	6.67	6.67	D5
	1.23	1.32	0.83	0.83	106.72	107.68	1.15	1.23	0.78	0.77	6.67	6.67	B6
	3.59	3.81	0.79	0.83	51.99	52.95	6.90	7.19	1.52	1.57	6.67	6.67	A6
0 ↓ -1	1.66	1.65	3.47	3.23	211.79	213.29	0.78	0.77	1.64	1.51	8.33	8.33	B5
	4.45	4.11	1.32	1.24	106.92	107.88	4.16	3.80	1.23	1.15	6.67	6.67	D5
	1.32	1.23	0.83	0.83	135.44	136.40	0.97	0.91	0.61	0.61	6.67	6.67	B6
	3.81	3.59	0.83	0.79	66.18	67.14	5.76	5.35	1.25	1.18	6.67	6.67	A6
-1 ↓ -2	1.65	0.41	3.23	0.81	253.87	255.37	0.65	0.16	1.27	0.32	8.33	8.33	B5
	4.11	1.03	1.24	0.31	128.56	129.52	3.20	0.80	0.96	0.24	6.67	6.67	D5
	1.23	0.31	0.83	0.21	162.61	163.57	0.77	0.19	0.51	0.13	6.67	6.67	B6
	3.59	0.90	0.79	0.20	80.00	80.96	4.49	1.11	0.99	0.25	6.67	6.67	A6

Exemple de Calcul

Soit le poteau : B5

Niveau 4-3 section 50x50

entête

$$M_x = 2.66 \text{ tm}$$

$$N = 40.4 \text{ t}$$

$$e_{0x} < e_{1x} \rightarrow \text{S.E.C}$$

$$M_y = 3.75 \text{ tm}$$

$$N = 40.4 \text{ t}$$

$$e_{0y} > e_{1y} \rightarrow \text{S.P.C}$$

$$* \quad M_x = 2.66 \text{ tm}, \quad N' = 40.4 \text{ t}, \quad S' = \frac{d_i}{h_t} = 0.1 = \frac{d_z}{h_t}$$

$$p = \frac{\bar{\sigma}_b b h_t}{N'} = \frac{86.53 \times 50 \times 50}{40.4 \times 10^3} = 5.355$$

$$\text{avec } \bar{\sigma}_b = 68.5 \left(1 + 2 \frac{6.58}{50}\right) = 86.53 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\beta = \frac{6M}{N' h_t} = \frac{6 \cdot 2.66 \cdot 10^5}{40.4 \cdot 10^3 \cdot 50} = 0.79$$

$$C = 0.27(1 - 2\beta)^2 p = 0.27(1 - 2 \cdot 0.79)^2 \cdot 5.355 = 0.925$$

$$D = 0.30(p - \beta) - 0.90(1 - p)(1 - 2\beta)^2 = 3.8775$$

$$E = -(1 + \beta - p) = 3.565$$

$$\bar{w}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} = \frac{-3.8775 + \sqrt{3.8775^2 - 4 \cdot 0.925 \cdot 3.565}}{2 \cdot 0.925} = -1.36 < 0$$

$$* \quad M_y = 3.75 \text{ tm} \quad e_y = 9.28 > 8.53 \rightarrow \text{S.P.C}$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}' = \left(1 + \frac{2 \cdot 9.28}{50}\right) = 68.5 = 93.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_f = 3.75 + 40.4(0.50/2 - 0.05) = 11.83 \text{ tm}$$

$$H = 0.0626 \rightarrow K = 33.3 \rightarrow \epsilon = 0.8965$$

$$\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_a / K = 84.08 < \bar{\sigma}_b$$

$$A = A_1 - N / \bar{\sigma}_a = -3.96 \text{ m}^2$$

On prendra le minimum d'armatures préconisée par le RPA soit
 $1\% b h_t = 25 \text{ cm}^2$

à la base

$$M_x = 1.52 \text{ tm} \quad N = 41.9 \text{ t}$$

$$e_x = 3.63 < e_{1x} \rightarrow \text{S.E.C}$$

$$\bar{\sigma}_b = 68.5 \left(1 + 2 \frac{3.63}{50}\right) = 78.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p = 4.68 \quad \beta = 0.455 \quad c = 0.81 \quad D = 3.3925 \quad E = 3.245 \rightarrow \bar{w}' < 0$$

$$M_y = 2.96 \text{ tm} \quad N = 41.9 \text{ t} \quad e_y = 7.06 < e_{1y} \rightarrow \text{S.E.C} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 87.84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p = 5.24 \quad \beta = 0.848 \quad c = 0.905 \quad D = 3.759 \quad E = 3.592 \rightarrow \bar{w}' < 0$$

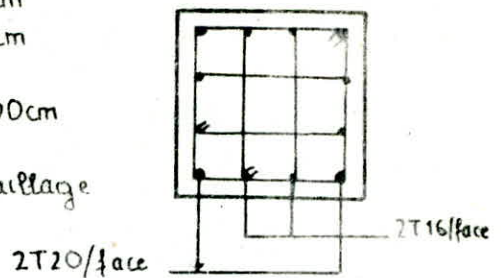
On armera tout le poteau avec $1\% b h_t = 25 \text{ cm}^2$

On prendra

$$4T20 + 8T16$$

$t < \min(10\phi_e, 15\text{cm})$ en zone nodale $t = 10\text{cm}$
 $t < 12\phi_e$ en zone courante $t = 15\text{cm}$
 $A_{f\min} = 4\% t \max(b, h_t) = 3\text{cm}^2$
 Longueur de recouvrement $l_t < 5\phi \rightarrow l_t = 100\text{cm}$

Les niveaux 3.2; 2.1; 1.0 ont aussi un ferrailage minimum soit $4T20 + 8T16$



Niveau 0.-1

à la tête du poteau $M = 3.47\text{tm}$; $N = 211.79\text{t}$ $e_0 = 1.64 < e_1$ S.E.C
 $p = 0.862$; $c = 0.1489$ $\beta = 0.1966$; $D = 1.20$ $E = -0.5346$
 $\tilde{w}' = 1.1495 \rightarrow A'_1 = A'_2 = 28.73\text{cm}^2$

à la base

$M = 3.23\text{tm}$ $N = 213.29\text{t}$ $e_0 = 1.51 < e_1$ S.E.C $\bar{\sigma}'_b = 72.64\text{kg/cm}^2$
 $p = 0.851$ $c = 0.147$ $\beta = 0.182$ $D = 0.115$ $E = -0.351$
 $\tilde{w}' = 1.159$ $A'_1 = A'_2 = 28.9\text{cm}^2$ soit $4T25/\text{face}$

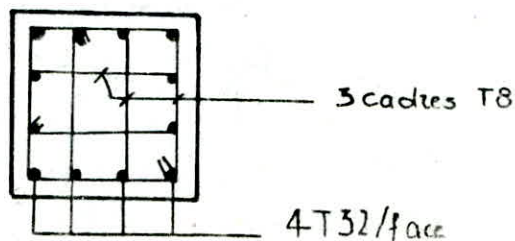
Niveau -1, -2

à la tête $M = 3.23\text{tm}$ $N = 253.87\text{t}$ $e_0 = 1.27\text{cm} < e_1$ S.E.C
 $\bar{\sigma}'_b = 71.98$ $p = 0.709$ $c = 0.122$ $\beta = 0.155$
 $D = -0.000816$ $E = -0.444$ $\tilde{w}' = 1.91$
 $A'_1 = A'_2 = 47.50\text{cm}^2$

à la base $M = 0.81\text{tm}$ $N = 255.37\text{t}$ $e_0 = 0.52 < e_1$ S.E.C

$\bar{\sigma}'_b = 68.94\text{kg/cm}^2$ $p = 0.675$ $c = 0.117$ $\beta = 0.0381$
 $D = 0.00387$ $E = -0.5631$ $\tilde{w}' = 0.0381$

$A'_1 = A'_2 =$ soit $4T32/\text{face}$



Poteau B5					Poteau B6				Poteau D5				Poteau A6			
N Year	Section	A _{cal} / face cm ²	A _{face} / face adep	l ₂ cm	Section	A _{cal} / face cm ²	A _{face} / face adep	l ₂ cm	Section	A _{cal} / face cm ²	A _{face} / face adep	l ₂ cm	Section	A _{cal} / face cm ²	A _{face} / face adep	l ₂ cm
4	50	A _{min} = 25 cm ²	2T20 + 2T16	100	40	16.00	4T14	80	40	16.00	4T14	80	40	16.00	4T14	80
3	50				40				40				40			
3	50	25.00	2T20 + 2T16	100	40	16.00	4T14	80	40	16.00	4T14	80	40	16.00	4T14	80
2	50				40				40				40			
2	50	25.00	2T20 + 2T16	100	40	16.00	4T14	80	40	16.00	4T14	80	40	16.00	4T14	80
1	50				40				40				40			
1	50	25.00	2T20 + 2T16	100	40	16.00	4T14	80	40	16.00	4T14	80	40	16.00	4T14	80
0	50				40				40				40			
0	50	28.98	4T25	125	40	17.19	4T20	100	40	12.61	4T14	80	40	16.00	4T14	80
-1	50				40				40				40			
-1	50	47.50	4T32	160	40	29.22	4T25	125	40	21.12	2T20 + 2T25	125	40	16.00	4T14	80
-2	50				40				40				40			

DÉFORMATION D'ENSEMBLE

(Calcul du joint)

Ce calcul nous permettra de déterminer la largeur du joint de dilatation, pour cela il faut calculer les déplacements d'ensemble pour chaque bloc dans le sens longitudinal.

Le déplacement $x_i = \sum M_{ij} F_j$ ou encore $[x] = [M][F]$

ou M_{ij} étant la matrice de Souplesse
 F force sismique au niveau du plancher

$$\begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \\ \vdots \\ x_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{matrice} \\ \text{de} \\ \text{Souplesse} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \\ \vdots \\ F_{12} \end{bmatrix}$$

$$\begin{aligned} F_{12} &= 26.30 \text{ t} \\ F_{11} &= 24.27 \text{ t} \\ F_{10} &= 23.59 \text{ t} \\ F_9 &= 21.44 \text{ t} \\ F_8 &= 19.30 \text{ t} \\ F_7 &= 17.15 \text{ t} \\ F_6 &= 15.01 \text{ t} \\ F_5 &= 12.87 \text{ t} \\ F_4 &= 11.43 \text{ t} \\ F_3 &= 8.87 \text{ t} \\ F_2 &= 6.78 \text{ t} \\ F_1 &= 4.52 \text{ t} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} E &= 37.8 \cdot 10^5 \text{ T/m}^2 \\ I &= 25.92 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

F_i	4.52	6.78	8.87	11.43	12.87	15.01	17.15	19.30	21.44	23.59	24.27	26.30
x_i	0.01	0.02	0.04	0.06	0.08	0.11	0.12	0.14	0.19	0.22	0.25	0.28

Largeur du joint

Selon le RPA81 la largeur du joint de dilatation doit être calculé à partir des déformations horizontales sous les forces de calcul sismique

* la largeur minimum admissible du joint est de 2cm

$$e = 1.5 \times 2 \times 0.28 = 0.84 \text{ cm}$$

la largeur du joint est donc $d = 2x_{\max} + e = 1.9 \text{ cm}$

on prendra une largeur du joint $d = 2 \text{ cm}$

CALCUL DES DEFORMATIONS

La méthode utilisée est celle du "moment des aires" (A. FUENTES), elle consiste à multiplier l'aire du diagramme des moments fléchissants dus aux forces extérieures appliquées au niveau des planchers, par la distance du centre de gravité de cette aire au point où l'on veut calculer la flèche, soit

$$[f] = \frac{1}{EI} [S][F]$$

Les coefficients S sont les termes de la matrice de souplesse

Selon l'article 3.3.7.1 du RPA, ces déformations seront multipliées par $1/2B (\geq 1)$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ainsi obtenus ne doivent pas dépasser $75 \cdot 10^{-4} H$ où H : hauteur d'étage

la flèche au niveau i est $f_i = \sum \delta_y F_i$

et $f'_i = f_i \cdot 1/2B$ où f'_i : déplacement relatif d'un étage i

$$\Delta f' = f'_{i+1} - f'_i$$

avec $\left(\frac{\Delta f'}{h}\right) \leq 75 \cdot 10^{-4}$ h : hauteur d'étage

Un calcul sera fait pour le voile le plus sollicité (VT4), les autres seront calculés deux à deux. (voir tableau)

Voile VT4 $I = 5.71 \text{ m}^4$

Niveau	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
$F_i(t)$	8.04	7.42	7.21	6.56	5.90	5.24	4.59	3.94	3.50	2.71	2.07	1.38
f cm	0.5899	0.5485	0.3074	0.2665	0.2265	0.1876	0.1505	0.1157	0.084	0.0561	0.0329	0.0152
f' cm	0.9747	0.8712	0.7685	0.665	0.5665	0.469	0.3765	0.2995	0.21	0.1465	0.0923	0.0589
$\Delta f'/h$ 10^{-4}	3.5	3.4	3.3	3.2	3.1	2.9	2.6	2.5	1.9	1.5	1.3	/

Tableau des Déformations

NIVEAUX		12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
VT4 $I = 5,71 \text{ m}^4$	f_{li} cm	0.3899	0.3485	0.3074	0.2665	0.2265	0.1876	0.1505	0.1157	0.0840	0.0561	0.0329	0.0152
	f'_{li} cm	0.9747	0.8112	0.7685	0.665	0.5665	0.4690	0.3763	0.2893	0.2100	0.1405	0.0823	0.0380
	$\Delta f' / h$ 10^{-4}	3.5	3.4	3.3	3.2	3.1	2.9	2.6	2.3	1.9	1.5	1.3	
VT2 $I = 7,25 \text{ m}^4$	f_{li} cm	0.2364	0.2110	0.1858	0.1609	0.1364	0.1128	0.0903	0.0693	0.0503	0.0335	0.0196	0.0091
	f'_{li} cm	0.5910	0.5275	0.4645	0.4022	0.3410	0.2820	0.2257	0.1732	0.1257	0.0837	0.0490	0.0227
	$\Delta f' / h$ 10^{-4}	4.24	4.20	4.08	3.94	3.76	3.5	3.16	2.80	2.32	1.76	1.52	
VL3 $I = 26,80 \text{ m}^4$	f_{li} cm	0.0797	0.0713	0.0628	0.0544	0.0463	0.0384	0.0308	0.0237	0.0171	0.0115	0.0067	0.0031
	f'_{li} cm	0.1993	0.1782	0.1570	0.1360	0.1157	0.0960	0.0770	0.0593	0.0427	0.0281	0.0168	0.0078
	$\Delta f' / h$ 10^{-4}	0.71	0.70	0.68	0.66	0.63	0.59	0.55	0.47	0.40	0.30	0.26	
VL4	f_{li} cm	0.0922	0.0824	0.0727	0.0630	0.0534	0.0444	0.0354	0.0274	0.0199	0.0133	0.0078	0.0036
	f'_{li} cm	0.2305	0.2060	0.1818	0.1575	0.1335	0.1110	0.0885	0.0685	0.0498	0.0333	0.0195	0.0090
	$\Delta f' / h$ 10^{-4}	0.82	0.81	0.80	0.79	0.75	0.67	0.62	0.55	0.46	0.35	0.30	

FONDATEIONS

Le choix du type de fondation depend de la qualite du sol, des charges de l'ouvrage et de sa forme.

Une etude prealable du sol (essais pressiometriques) a donnee comme valeur pour la contrainte admissible a une profondeur de deux (02) metres

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars } (\approx 2 \text{ Kg/cm}^2)$$

Cette contrainte a ete donnee pour des semelles isolees, néanmoins tout les calculs pour les differents types de semelles seront faits avec cette contrainte.

Les semelles filantes n'ont pas donnees satisfaction a la condition de stabilite (il faut avoir des hauteurs de semelles tres importantes), on a opte alors pour un radier central (facilite d'execution), ainsi que des semelles isolees sous poteaux, et deux semelles filantes sous voiles

A - Radier central

- poids revenant au radier (SP1)

$$N_r = G + 1.2 P = 4874 \text{ t}$$

- Surface necessaire du radier

$$S_{\text{nec}} \geq N_r / \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2437 \text{ m}^2$$

l'emprise des voiles est superieure a cette surface, la surface du radier sera de : $S_{\text{rad}} = 44.4 \times 10.50 = 466.2 \text{ m}^2$

- pression sous le radier

On ne tient pas compte du poids du radier

$$p = N_r / S_{\text{rad}} = 10.45 \text{ t/m}^2 \quad (1.045 \text{ kg/cm}^2)$$

- predimensionnement de l'epaisseur du radier

Elle sera determinee en fonction de la contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_b = T_{\text{max}} / b \cdot z \leq \bar{\tau}_b (= 6.785 \text{ kg/cm}^2)$$

ou $T_{\text{max}} = p l_{\text{max}} / 2 = 36.57 \text{ t}$ avec l_{max} : plus grande distance entre deux voiles paralleles dans le sens porteur du panneau de dalle.

$$\text{donc } z \geq T_{\text{max}} / \bar{\tau}_b = 53.898 \text{ cm}$$

$$\text{on aura } h \geq 8/7 z = 62 \text{ cm}$$

$$\text{on prendra } h = 65 \text{ cm} \quad \text{et } h_f = 70 \text{ cm}$$

- verification de la contrainte du sol

* on tient compte du poids du radier

$$P_2 = 0.7 \times 2.5 \times 466.2 = 815.85t$$

* poids total

$$P_T = P_2 + N_2 = 5689.85t$$

d'où la contrainte du sol

$$p' = P_T / S = 12.20 t/m^2 \quad (1.2 kg/cm^2)$$

- verification au poinçonnement

Le voile le plus sollicité est chargé par

$$G = 454.76t$$

$$P = 164.27t \quad ; \text{ sa longueur est de } 10.50m$$

on aura

$$q_g = G/l = 454.76/10.50 = 43.31 t/ml$$

$$q_p = P/l = 164.27/10.50 = 15.64 t/ml$$

$$d'où \quad N = q_g + 1.2 q_p = 62.078 t/ml$$

la condition de non poinçonnement est:

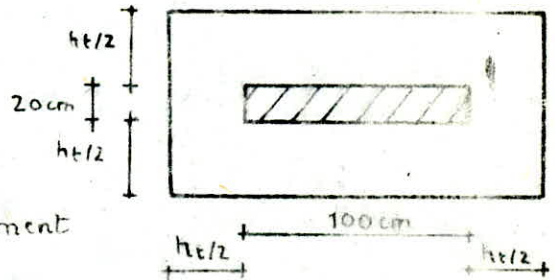
$$1.5 \frac{N}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{T}_b$$

avec: P_c perimetre du contour cisailé sur le plan moyen de la dalle

$$P_c = 2 \times (170 + 90) = 520cm$$

d'où

$$1.5 \frac{62.078}{520 \times 70} = 2.56 kg/cm^2 < \bar{T}_b$$



Pas de risque de poinçonnement

- Verification à la sous pression

On veut que notre ouvrage ne se soulève pas sous l'effet de la pression hydrostatique

$$G \geq 1.55 S = 1.5 \times 466.2 \times 2$$

$$G = 5536t \geq 1398.6t$$

- Verification de la stabilité du radier (sous SP2)

$$N = G + P = 4651t$$

$$P_2 = 815.85t$$

$$N_{II} = 5466.85t$$

on a en plus un moment $M_I = 5166.69tm$

- sens transversal

$$\sigma_1 = N/S \mp M/V/I \quad \text{avec } I = 42639 \text{ m}^4$$
$$N = 5466.85 \text{ t}; S = 466.2 \text{ m}^2; V = 5.75 \text{ m}$$

$$\text{d'où } \sigma_1 = 18.08 \text{ t/m}^2 \quad (1.808 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\sigma_2 = 5.36 \text{ t/m}^2 \quad (0.536 \text{ Kg/cm}^2)$$

* vérification

× contrainte moyenne

$$\sigma_m = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} = 1.49 \leq 1.35 \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Vérifiée

× contrainte maximale

$$\sigma_1 = 1.808 \text{ Kg/cm}^2 \leq 1.5 \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Vérifiée

- sens longitudinal

$$I = 76587.336 \text{ m}^4, V = 22.2 \text{ m}$$

$$\text{d'où } \sigma_1 = 13.2 \text{ t/m}^2 \quad (1.32 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\sigma_2 = 10.228 \text{ t/m}^2 \quad (1.023 \text{ Kg/cm}^2)$$

* vérification

× contrainte moyenne

$$\sigma_m = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} = 1.245 \leq 1.35 \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

• contrainte maximale

$$\sigma_1 = 1.32 \leq 1.5 \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

On peut conclure que la stabilité du radier est assurée dans les deux sens.

Charges à prendre en compte dans le calcul du radier

On détermine la réaction du sol sous le radier sans prendre en le poids du radier

$$q_i = \sigma_i - \sigma_{\text{rad}} \quad \text{avec } \sigma_{\text{rad}} = \frac{\text{Poids du radier}}{\text{Surface du radier}} = 1.75 \text{ t/m}^2$$

1 - Sollicitation du 2^{ème} genre

- sens transversal

$$q_1 = \sigma_1 - \sigma_{\text{rad}} = 1.633 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_2 = \sigma_2 - \sigma_{\text{rad}} = 0.361 \text{ Kg/cm}^2$$

- sens longitudinal

$$q_1 = \sigma_1 - \sigma_{\text{rad}} = 1.145 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_2 = \sigma_2 - \sigma_{\text{rad}} = 0.845 \text{ Kg/cm}^2$$

2 - sollicitation du 1^{er} genre

$$q = N/S - \sigma_{rad} = 0.87 \text{ Kg/cm}^2$$

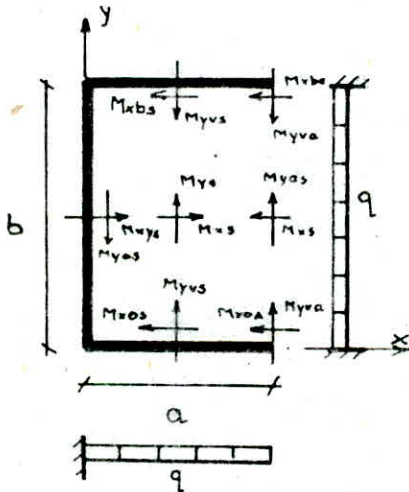
$$q_{SPI} / q_{SPI} = 1.87 \text{ Kg/cm}^2 > 1.5 \quad \text{on ferraille avec SPI soit } q = 1.633 \text{ Kg/cm}^2$$

Etude des panneaux de dalles

- dalles appuyées sur trois côtés.

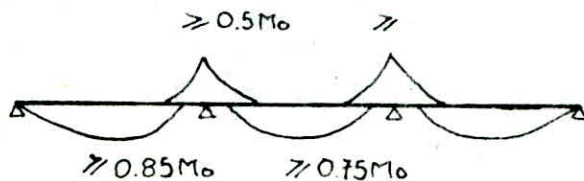
Les moments en travées et sur appuis sont calculés avec les tables de BARES.

$$a = 5 \text{ m} ; b = 7 \text{ m} \quad \text{d'où } \gamma = a/b = 0.70$$
$$\mu = 0.15 \text{ (beton armé)} \quad \text{et } q = 16.33 \text{ t/m}^2$$



$$M_{xsa} = -\mu M_{yas} = -4.61 \text{ tm}$$
$$M_{xos} = M_{xbs} = \mu M_{yvs} = -5.97 \text{ tm}$$
$$M_{xoa} = M_{xba} = \mu M_{yva} = -10.04 \text{ tm}$$
$$M_{yos} = \mu M_{xvs} = 2.60 \text{ tm}$$

- dalles appuyées sur deux cotés



$$q = 16.33 \text{ t/m}^2$$

les moments sont

$$\text{à l'appui} \quad M_a = ql^2/12 = 66.68 \text{ tm}$$

$$\text{en travée} \quad M_t = ql^2/24 = 33.34 \text{ tm}$$

Ferrailage des panneaux du radier

- dalles sur trois côtés

on armera nos panneaux avec les moments maximum.

x sur appuis $M_a = 10.04 \text{ tm} \rightarrow A = \frac{M}{\gamma_s \bar{\sigma}_a} = 4.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$
soit 4T12/ml

x en travées $M_t = M_y = 2.60 \text{ tm}$

$$A = \frac{M}{\gamma_s \bar{\sigma}_a} = 1.09 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T8/\text{ml}$$

- dalles sur deux côtés

x sur appuis $M_a = 66.68 \text{ tm} \quad A = M/\gamma_s \bar{\sigma}_a = 27.91 \text{ cm}^2$

on adoptera 9T20/ml

x en travées $M_{tx} = M_{ty} = 35.34 \text{ tm}$

$$A = M/\gamma_s \bar{\sigma}_a = 13.96 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7T16/\text{ml}$$

- armatures de repartitions

$$A_r = A/4 = 3.49 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T12/\text{ml}$$

C - Semelles isolées

- semelle sous poteau B5.

$N = 255.37 \text{ t}$ $M = 0.81 \text{ tm}$, la semelle est prise carrée

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow aB = bA \text{ et } a=b \text{ cotes du poteau} \rightarrow A=B$$

$$\bar{\sigma}_s = N/A^2 + 3M/A^3 \text{ par itération on trouve}$$

$$A=B=3.60 \text{ m d'où } \sigma_1 = 1.98 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1.96 \text{ Kg/cm}^2$$

on vérifie que $\sigma(A/4) \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma(A/4) = (\sigma_2 + 3\sigma_1)/4 = 1.975 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s \text{ vérifié}$$

hauteur h de la semelle

$$h > (A-a)/4 = 80 \text{ cm}$$

donc $h = 80 \text{ cm}$ et $h_f = 85 \text{ cm}$.

- ferrailage de la semelle

on applique la méthode des bielles

$$Q = 19.75 \times 3.60^2 = 255.96 \text{ t}$$

$$A'_x = A'_y = \frac{Q(A-a)}{8 h \bar{\sigma}_a} = 44.28 \text{ cm}^2 \text{ soit } 23T16 \text{ avec un espacement de } 16 \text{ cm}$$

- les calculs sont fait de la même façon pour les autres poteaux

* poteau D5 $N = 129.52 \text{ t}$ $M = 2.06 \text{ tm}$

$A = B = 3.60 \text{ m}$ (section de la semelle, $h = 80$, $h_f = 85 \text{ cm}$)

$A'_x = A'_y = 23T16$ (espacement de 17 cm)

* poteau B6 $N = 163.57 \text{ t}$ $M = 0.31 \text{ tm}$

$A = B = 2.90 \text{ m}$ ($h = 65 \text{ cm}$, $h_f = 70 \text{ cm}$)

$A'_x = A'_y = 28.16 \text{ cm}^2$ (15T16 espacement de 20 cm)

* poteau A6 $N = 80.96 \text{ t}$ $M = 0.90 \text{ tm}$

$A = B = 2.10$ ($h = 45$, $h_f = 50$)

$A'_x = A'_y = 13.91 \text{ cm}^2$ (15T12 espacement de 17 cm)

B - Semelle filante sous voile



M et N ont été réduits au centre de gravité de la semelle.

$$G + 1.2P = 567.04 \text{ t} \longrightarrow q = 567.04 / 2.760 = 38.51 \text{ t/m}$$

- dimensionnement

largeur de la semelle $A \geq Q / \bar{\sigma}_s \times 1 = 1.91 \text{ m}$
 on prendra $A = 2 \text{ m}$
 $B = 15.60 \text{ m}$

hauteur $h \geq (A - a) / 4 = 0.45 \text{ m}$
 on prendra $h = 45$ et $h_t = 50 \text{ cm}$

- Calcul d'armatures

$$A' = \frac{Q(A - a)}{8h\bar{\sigma}_a} = 6.48 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T14/\text{ml}$$

armatures de répartition

$$A_z = A' / 4 = 1.92 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8T8$$

- Vérification de la contrainte maximale

$$N = 457.62 \text{ t (SP5)}$$

$$M = 950.82 \text{ tm}$$

$$A = 2 \text{ m}; B = 15.60; I = AB^3 / 12 = 6.3274 \text{ m}^4$$

$$V = B / 2$$

$$\text{d'où } \sigma_{\max} = N/S + MV/I = 26.67 \text{ t/m}^2$$

$$\text{donc } \sigma_{\max} = 2.667 \text{ Kg/cm}^2 < 1.5 \bar{\sigma}_s \text{ vérifié}$$

- Vérification à la stabilité

$$0.8G \pm E = 288.42 \text{ t}$$

$$\sigma_1 = 2.096 \text{ Kg/cm}^2; \sigma_2 = -0.248 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e = M/N = 3.29 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} \leq e \leq \frac{L}{4} \text{ donc la stabilité est vérifiée}$$

$B = L$: longueur de la semelle

LONGRINES

Selon le RPAB1, les poteaux seront liés avec des longrines qui seront calculées en traction et en compression avec l'effort

N/10 cas du sol meuble

N/15 Cas d'un sol de consistance moyenne

en ajoutant à ces sollicitations les efforts des charges et des moments appliqués à ces longrines

On est dans le cas d'un sol meuble, on pourra réduire le nombre des longrines.

Les moments étant repris par les poteaux, les longrines seront calculées sous l'effort de traction et de compression N/10

Le calcul sera fait pour le cas le plus défavorable soit $N_{max} = 255,37t$

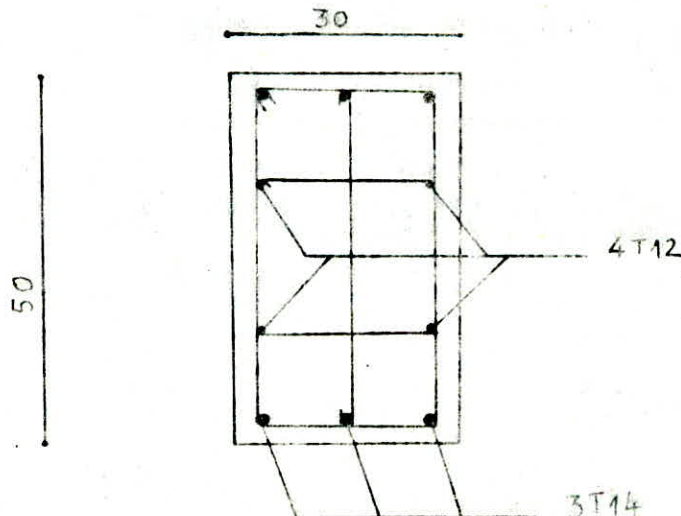
$$N/10 = 25,537t$$

les dimensions de la longrines sont 30×50

— Effort de traction $A = N/\bar{\sigma}_a = 9,107 \text{ cm}^2$

— Effort de compression $A' = (N - B\bar{\sigma}'_{b_0})/15\bar{\sigma}'_{b_0} \leq 0$

On adoptera 6T14 $\geq A_{min}$



VOILE PERIPHERIQUE

Conformément à l'article 3.3.8.5 du RPA 81, on prévoit pour notre bâtiment un voile périphérique ceinturant le bâtiment entre le niveau zéro (0) et le niveau des fondations

Cette infrastructure constitue une boîte rigide offrant ainsi une bonne assise et une grande stabilité de la construction

Le RPA 81 prévoit des armatures longitudinales filantes inférieures et supérieures de section supérieure ou égale à 20% de la section transversale totale du béton avec des recouvrements supérieurs (ou égale) à 50ϕ

$$\text{d'où } A_L \geq \frac{0.20 \times 2 \times 20}{100} = 8 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T16$$

On prévoit également des armatures longitudinales de peau ayant une section supérieure ou égale à $2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et par face sur toute la hauteur du voile périphérique

On prévoit 5T10/ml/face

Disposition du ferrailage.

