

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE-CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

AUDITORIUM

OSSATURE AUTOSTABLE

Proposé par :
B.E.R.M

Etudié par :
M.BENCHEIKH
M.BEDDAR

Dirigé par :
T BRANCI



PROMOTION : JUIN 84

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

— بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ —

« وَقُلْ اِعْمَلُوا فِی سَبِیْلِ اللّٰهِ عَمَلِكُمْ وَرِسَالَاتِ اللّٰهِ وَاصْبِرُوا لِلَّذِیْنَ اَخْرَجُوا مِنْ دِیْنِهِمْ سَبًّا بِغَيْرِ عَدْوٍ اَوْ اِسْفَافٍ
— صدق الله العظيم —

Dedicaces

Je dedie ce modeste travail, en signe de respect,
et de reconnaissance :

A ma mère, pour son sacrifice, consenti à mon
égard

A mon Père,

A mes frères : Nacereddine, Abdelatif, Charafeddine.

A mes sœurs,

A mes oncles, et mes tantes,

A tout mes amis, Saouchi, Hocine, Atmane, Saïd
Lakhdar, Tahar, Abbas, Abderahmane,

A tous ceux qui ont été, sont, et seront mes amis

A, mes cousins, et mes cousines.

A tous ceux qui ont contribué de près et de loin
à ma formation.

M. Bencheikh



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

« رَبِّ اجْعَلْنِي مُقِيمَ الصَّلَاةِ وَمِنْ ذُرِّيَّتِي »

- ص ١٠٠ -

DE DICACES

Je dédie ce modeste travail :

- . A mon père et à ma mère dont le mérite leur revient de droit
- . A mes frères et mes sœurs en leur souhaitant tout le bonheur
- . A toute ma famille.
- . A mes frères de la mosquée des étudiants.
- . A tous mes frères qui croient en Dieu et son prophète.
- . A mon frère Abdelkrim Naili (El-Harrach) que Dieu le récompense avec toute sa famille pour l'aide inestimable qu'il m'a fournie.
- . A mes frères - Kamel; Ammar; Djamel, Akhmane; Saïd, Aboulaziz Abdessalem; Djemai ... ect.. (M'sila); Taher et Lakhdar (C.U.B.A).

- Lakhdar et Abdelhak Bouzerara (Ferchjoua), aussi Abdelhafid

- M^l Balak (Khenchela) - Khemissi (Ras El-Oued) - Kadri (Bougaz)

Messaoud et Nadir (Setif) - Hattal (Chlef) - Barboucha -

et Aïssaoui Lamouar (Béjaïa) - M^l Eiane (Constantine)

en leur souhaitant tout le bonheur.

« اللهم انفعني بما علمتني وعلمي ما ينفعني وزدني علما »

M. Beddar dit Salim

Remerciement

- * Nous remercions vivement notre promoteur Mr Branci Tayeb pour ses conseils éclairés et son aide précieuse
- * Nos sincères remerciements à tous les Professeurs de l'école nationale polytechnique ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation
- * Nos vifs remerciements à tous les membres du jury qui nous font l'honneur de juger notre modeste travail.
- * on remercie également Mr Hafidi, Professeur à L'ENPA et Mr le directeur technique du B.E.R.M A. Mehia de leurs aides inestimables qu'ils nous ont fourni.
- * Nos profonds remerciements à tous ceux qui nous ont aidés dans l'élaboration de ce travail

M. Bencheikh

M. Beddar

Bibliographie

- Regles techniques CCBA 68
 - Regles parasismique RPA 81
 - Bulletin du CTC N° 5 1980
 - Le calcul et vérification des ouvrages en beton armé - P. CHARON
 - La méthode de CROSS et le calcul pratique des constructions hyperstatique - P. CHARON
 - Traité de beton armé - tomes 3,4,5 - A. GUERIN
 - Calcul pratique des ossatures en BA - A. FUNTES.
 - Aide memoire de resistance des matériaux - J. Coulet
 - Tables pour calcul des dalles et Parois R. Bares
 - Cours Pratique de mecanique des sols, tomes 1,2 - J. Costet - G. Songlerat
 - Calcul des fondations - Philipponat
 - Cours de beton armé - HAMMADI
 - Cours de beton III - Belzoughi
 - Cours de RDM III - Hafidi.
-
-
-

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION

	PAGE
- présentation de l'ouvrage -----	1
- caractéristiques des matériaux -----	2
- charges et surcharges -----	5
- Prédimensionnement des poteaux et poutres -----	5

CHAP1 _ CALCUL DES ELEMENTS

- calcul de l'aerotère -----	6
- calcul des Poutrelles -----	8
- calcul de la rampe -----	14
- calcul des dalles -----	19
- calcul de voûte -----	25

CHP2 CALCUL DES REGIDITES ----- 32

CHAP3 CALCUL AU SEISME

- Etude au Seisme -----	39
- Etude dynamique (MAG. S) -----	41
- détermination des forces sismiques -----	46

CHAP4 EFFORTS DANS LES PORTIQUES -----

- charges verticales -----	48
- charges horizontales -----	50

CHAPS SUPERPOSITION DES SOLLICITIONS ----- 56

CHAP6 FERRAILLAGE DES PORTIQUES ----- 85

_ POUTRES -----	87
_ POTEAUX -----	111

CHAPITRE7 _ FONDATIONS -----

_ Etude du sol -----	128
_ Fondations -----	130
_ Tassements -----	140

CHAP8 CALCUL DES LONGRINES ----- 146

→ VOILE PERIPHERIQUE -----	146
----------------------------	-----

CHAP9 VOILE SOUS RAMPE ----- 148

ANNEXES - COUPES DES SONDAGES - Diagrammes de résistance de pointe - Epures d'arrêt des Barres

Presentation et description de l'ouvrage

Le projet dont suit l'étude porte sur le calcul des éléments résistants d'un Auditorium de 600 places, faisant partie d'un siège d'une Moudafada, qui sera implanté à Msila; zone de moyenne sismicité. (zone II)

Notre bâtiment est constitué de 3 Blocs séparés par 2 joints de dilations de 2cm, il comporte un seul niveau.

Les dimensions du bâtiment:

Longeur total : 49,607 m

Largeur total : 23,30 m

hauteur total : 7,20 m

- Planchers:

Au niveau 7,20^m on a un plancher à corps creux: linteaux + table de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées ce plancher aura une épaisseur de (20+4) cm.

Au niveau 6,32^m on a un plancher^{en} dalle pleine reposant sur des Poutres.

- Rampe: Le Bloc B comporte une rampe qui se situera entre le niveau 0.00 et le niveau -1,95m, Elle sera caténer comme des escalier, et elle repose sur des voites.

- Ossature: le bâtiment est contreventé par des portiques longitudinaux et transversaux, le remplissage sera fait par la maçonneries.

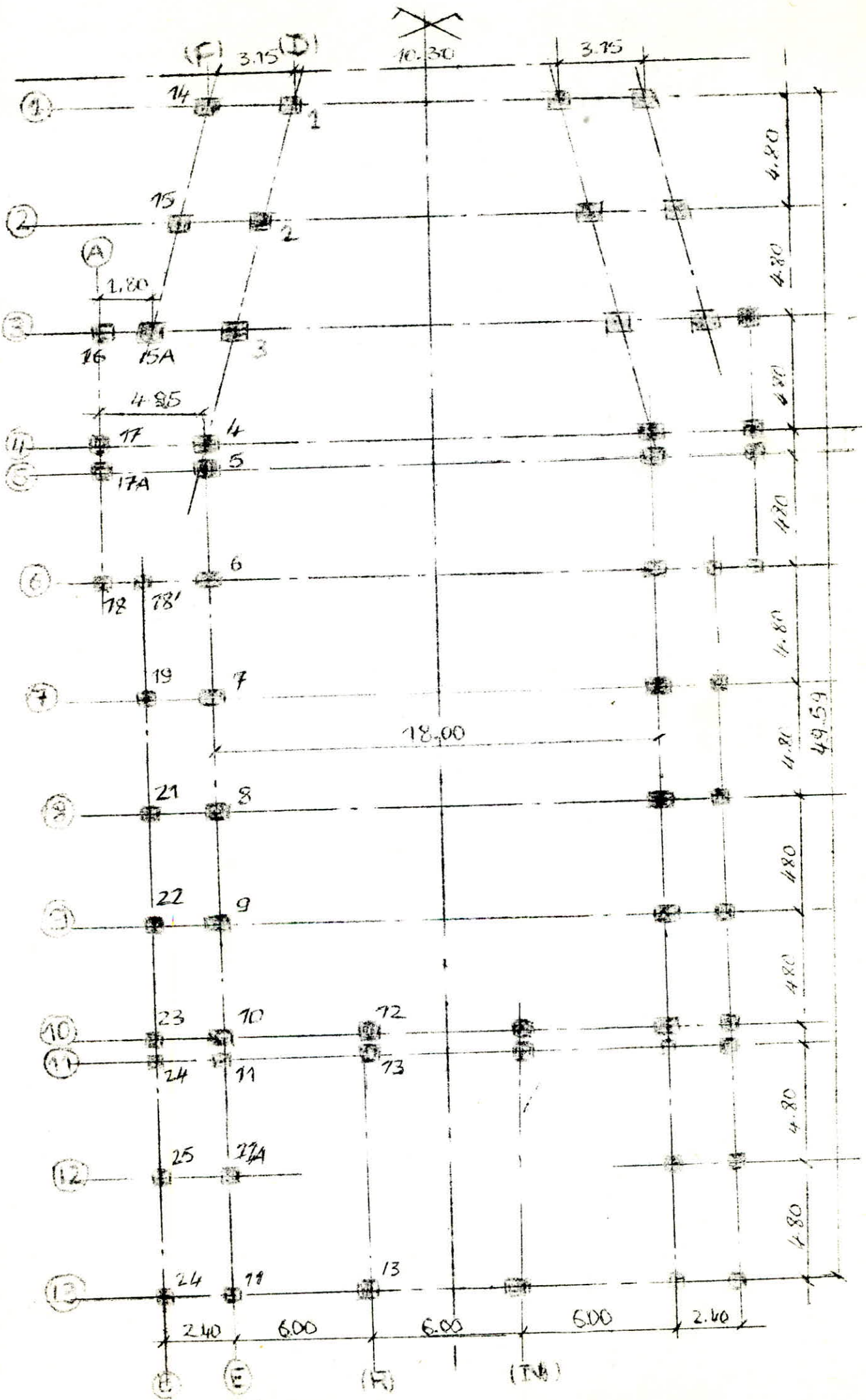
- Voutes: des voutes sont réalisées sur la façade Principale servant de Pare soleil, et elles sont encastrés dans des Poutres consdes au niveau 3,85^m du sol.

- Murs: les murs sont réalisés en briques creuse de 30cm.

Revetement: Enduit platre pour les murs

Plafond suspendu pour le plafond

- taux de travail du sol: le rapport du sol a fournit une contrainte admissible de 4,2 bars et ancrage de 2m, Les calculs de contraintes du sol sera déterminer en fonction des caractéristiques physique du sol, et les dimensions des fondation et l'ancrage.



CARACTERISTIQUES des MATERIAUX

Béton: Il est dosé à 350 kg/m^3 de ciment C.P.A 325; à Contrôle atteint

La grosseur des granulats: $C_g: 5/15 \text{ mm}$.

La résistance nominale de Compression: $\sigma_{cg}' = 270 \text{ bars}$.

La résistance nominale de Traction: $\sigma_n = \sigma_{cg}' = 27.0 \text{ bars}$.

La Composition d'un mètre cube de béton est la suivante: 1000 l de gravillon, 400 l de sable, 350 kg de ciment C.P.A 325, 175 l d'eau.

Contrainte de compression admissible: (art 9-4 CCBA 03)

$$\bar{\sigma}_b' = f_b' \sigma_n' \quad \text{avec } f_b' = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \epsilon$$

- α : dépend de la classe de ciment utilisé ($\alpha = 1$; classe 325)

- β : dépend de l'efficacité du contrôle ($\beta = \frac{1}{2}$; Contrôle atteint)

- δ : dépend des épaisseurs relatives (h_m) des éléments de construction, et des dimensions des granulats (C_g):

$$\text{si } h_m < 4 C_g \rightarrow \delta = \frac{h_m}{4 C_g} \quad \text{si } h_m > 4 C_g \rightarrow \delta = 1$$

- ϵ : dépend de la nature des sollicitations:

$\epsilon = 0.3$ en Compression Simple; $\epsilon = 0.6$ en flexion Simple; ou en flexion Composée lorsque l'effort normal est une Traction.

$$\epsilon = \min \begin{cases} 0.3(1 + C_g/e) \\ 0.6 \end{cases} \quad \text{: dans une flexion Composée si l'effort normal est une Compression.}$$

e : éxentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au Centre de gravité du béton seul.

e_c : distance de la limite de noyau central au c. d. g du béton seul dans le plan radial passant par le Centre de pression.

Quand il s'agira d'une sollicitation du 2^e genre; Les valeurs de ϵ seront multipliées par 1,5.

ϵ : dépend de la forme de la section et la position de l'axe neutre.

$\epsilon = 1$ dans le cas de la Compression simple.

$0.5 < \epsilon < 1$ dans les autres cas; avec $\sigma_n' \leq \bar{\sigma}_b'$.

σ_n' : étant la Contrainte du béton de la section réduite homogène si elle est entièrement Comprimée; ou du béton de la zone Comprimée de la Section homogène réduite.

Résumé : En Compression simple : sous SP1 : $\bar{\sigma}'_c = 1,7 \cdot 1,02 \cdot 270 = 68,5 \text{ kg/cm}^2$

sous SP2 : $\bar{\sigma}'_c = 1,5 \cdot 68,5 = 102,75 \text{ kg/cm}^2$

Enflexion simple : $\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_c = 137 \text{ kg/cm}^2$ (sous SP1).

sous SP2 : $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 137 = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte de référence (traction) (art. 9.5) : $\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \bar{\sigma}'_b$

$\alpha; \beta; \delta$ prennent les mêmes valeurs que précédemment :

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{\text{ref}}} = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,0258 \text{ (kg/cm}^2 \text{ bars)}$$

Sous SP1 : $\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kg/cm}^2$

Sous SP2 : $\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,9 = 8,85 \text{ kg/cm}^2$

ACIERS : - 1/ Aciers doux (ronds lisses)

Nuance Fe E 24 ; $\sigma_{\text{en}} = 2350 \text{ bars} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

* Contraintes admissibles : sous SP1 : $\bar{\sigma}_a = 0,6 \cdot \sigma_{\text{en}} = 1440 \text{ kg/cm}^2$

sous SP2 : $\bar{\sigma}_a = 1,5 \cdot 1440 = 2160 \text{ kg/cm}^2$

2/ Aciers à haute adhérence :

Nuance Fe E 40 ; $\sigma_{\text{en}} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ si $\phi \leq 20 \text{ mm}$

* contraintes admissibles $\sigma_{\text{en}} = 4000 \text{ kg/cm}^2$ si $\phi > 20 \text{ mm}$

$$\phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2520 \text{ kg/cm}^2 ; \text{ sous SP1} \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 ; \text{ sous SP2} \end{cases}$$

$$\phi > 20 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2 ; \text{ sous SP1} \\ \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2 ; \text{ sous SP2} \end{cases}$$

3/ Treillis soudés : $\phi \leq 6 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{\text{en}} = 5300 \text{ kg/cm}^2$

$\phi > 6 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{\text{en}} = 4500 \text{ kg/cm}^2$

* Contraintes admissibles :

$$\phi \leq 6 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 5535 \text{ kg/cm}^2 ; \text{ sous SP1} \\ \bar{\sigma}_a = 6750 \text{ kg/cm}^2 ; \text{ sous SP2} \end{cases}$$

$$\phi > 6 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 5000 \text{ kg/cm}^2 ; \text{ sous SP1} \\ \bar{\sigma}_a = 4500 \text{ kg/cm}^2 ; \text{ sous SP2} \end{cases}$$

4- ARMATURES TRANSVERSALES (L à la ligne moyen)

La contrainte de traction admissible est donnée par :

$\bar{\sigma}_{\text{at}} = \rho_{\text{at}} \cdot \sigma_{\text{en}}$ avec $\rho = 1 - \frac{f_b}{3\bar{\sigma}_b}$ si ρ_{at} est supérieur à 2/3 et si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage si non $\rho = 2/3$

- CONTRAINTE de traction imposée par la Condition de fissuration:

Les contraintes admissibles doivent rester inférieures ou égales à

$$\max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = k \cdot \frac{\eta \cdot \omega_f}{\phi (1 + 10 \omega_f)} \rightarrow \text{fissuration systématique.} \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} \rightarrow \text{fissuration accidentelle.} \end{array} \right.$$

η : Coefficient de fissuration = $\begin{cases} 1 \text{ pour l'acier doux.} \\ 16 \text{ pour l'acier à haute adhérence.} \end{cases}$

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

$\omega_f = A_s / E_s$ pourcentage de fissuration.

A_s : Section de l'acier tendue.

A_b : Section du béton enrobant les barres tendues.

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de référence du béton (en bars).

K : Coefficient caractérisant le préjudice des fissures sur l'ouvrage

$K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu préjudiciable

$K = 1 \cdot 10^6$ fissuration préjudiciable

$K = 0,5 \cdot 10^6$ fissuration très préjudiciable.

- COEFFICIENT D'ÉQUIVALENCE:

- On suppose que l'adhérence béton-acier est rompue sous F d'où la déformation acier-béton ^{est} identique; C'est à dire $E_s = E_b$. Avec Loi de

Hooke $\frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_b}{E_b}$. En posant $n = \frac{E_a}{E_b} \Rightarrow \sigma_a = n \sigma_b$;

σ_a et σ_b contraintes dans l'acier et dans le béton;

n : Coefficient d'équivalence. $E_a = 21000 \text{ kg/cm}^2$ et $1000 \leq E_b \leq 5000 \text{ kg/cm}^2$

d'où "n" varie de $\frac{21000}{5000} \leq n \leq \frac{21000}{1000} \Rightarrow 4,2 \leq n \leq 21$

Le C.C.B.A 68 fixe pour un béton moyen $n = 15$.

Prédimensionnement.

- Poutres :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow \text{en Zone II.}$$

on prendra : pour les poutres porteuses $b \times h_t = 50 \times 130$; 60×120
 pour les poutres non porteuses $b \times h_t = 30 \times 50$ et 30×50
 et 35×180 .

- poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions (R.P.A.81 Art 4-2-4)

- $A = b \cdot h \geq K \cdot \frac{N'}{\sigma_{c8}}$ ($\sigma_{c8} = 275 \text{ kg/cm}^2$; $K = 4 \rightarrow \text{Zone II}$)

- $M(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ (en Zone II).

- $\min(b, h) \geq h/20$ / h : hauteur de l'étage.

$N_3 \leq b/h \leq 3$

après les calculs, on choisit des poteaux (60×80) ; (50×50) , (40×40)

Charges et surcharges

- Plancher corps creux:

I - Protection Lourde (5cm) : $2500 \cdot 0,05 = 90 \text{ kg/m}^2$

II - Etanchéité multicouche : ----- 10 kg/m^2

III - forme de pente (2%) : $0,02 \cdot 2000 = 20 \text{ kg/m}^2$

IV - Liège ----- 16 kg/m^2

V - fourchis + Table de compression : 300 kg/m^2

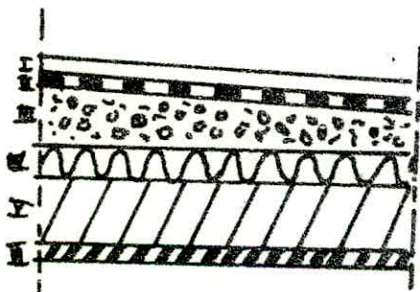
VI - plafond suspendu + Bre vapeur $50 + 4 \text{ kg/m}^2$

Charge permanente ----- $G = 580 \text{ kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation = 100 kg/m^2

$q = G + 1,2P = 580 + 120 = 700 \text{ kg/m}^2$

Plancher dalle pleine ($e = 10 \text{ cm}$): $q = 610 + 120 = 730 \text{ kg/cm}^2$



1/ CALCUL DE L'ACROTÈRE

L'acrotère sera calculée comme une console encastree au niveau du plancher. Elle est ferrillee en cette section qui est la plus dangereuse.

Le Poids propre qui donne un effort normal de Compression et une surcharge $P = 100 \text{ kg/ml}$ (main courante) qui donne naissance à un Moment de flexion.

$$G = 2500 (0,5 \times 0,1 + 0,05 \times 0,1) = 137,5 \text{ kg/ml. on prendra}$$

$G = 140 \text{ kg/ml}$. L'acrotère sera calculée sous " $G + 1,2 P$ "

$$\text{Moment dû à } P: M = 1,2 \times 100 \times 0,5 = 60 \text{ kg.m/ml.}$$

Le calcul se fera pour une bande de (1m).

- Excentricité (e_0)

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{60}{140} = 0,428 > \frac{h_c}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016$$

⇒ La section est partiellement comprimée.

- Moment fictif (M_f): $M_f = N(e_0 + h_c/2 - d) = 140(0,428 + 0,05 - 0,2) = 64,12 \text{ kg.m/ml}$

$$M_f = 64,12 \text{ kg.m/ml.}$$

- Moment résistant du béton: (M_{rb})

$$M_{rb} = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_b y (h - \frac{y}{3}) \text{ avec } y = \frac{n \bar{\sigma}_c}{n \bar{\sigma}_c + \bar{\sigma}_a} h \quad / \quad n = 15; \quad \bar{\sigma}_c = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$y = \frac{15 \cdot 137}{15 \cdot 137 + 2800} \times 8 = 3,384 \Rightarrow$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 137 (8 - \frac{3,384}{3}) = 47073,2 \text{ kg.cm.}$$

$M_{rb} \gg M_f \Rightarrow$ Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

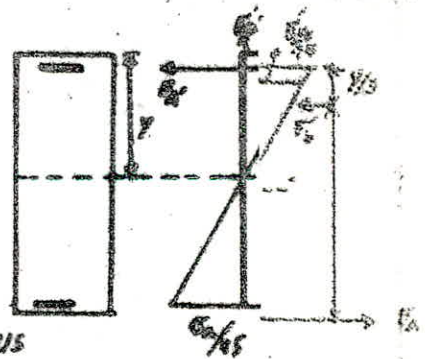
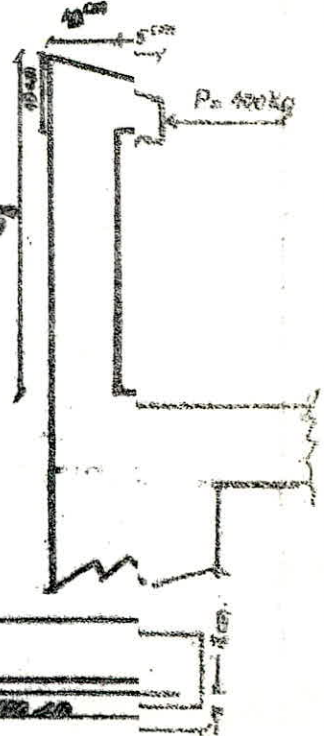
* ARMATURES TENDUES

on calcule la section à la flexion simple sous l'effet du moment M_f puis on déduit la section en flexion Composée.

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot \bar{R}^2} = \frac{15 \cdot 6412}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,00536 \rightarrow e = 0,9669 \quad k = 15b$$

$$A_{fd} = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot e \cdot h} = \frac{6412}{2800 \cdot 0,9669 \cdot 8} = 0,296 \text{ cm}^2; \text{ D'où } A_{fc} = A_{fd} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,296 - \frac{1400}{2800}$$

$A_{fc} = 0,246 \text{ cm}^2$. Cette section Très faible; on adoptera la section d'armature minimale donnée par la Condition de non fragilité.



* 1.3 - CONDITION DE NON FRAGILITE (C.C. BA 68. Art 52)

$A \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 8 = 0,776 \text{ cm}^2$

- on adoptera (5T6/ml) $\rightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2$; avec un espacement constant de 20 cm.
et on prévoit également des armatures \perp aux armatures principales; vu que l'acro-
tère est exposé aux intempéries pour empêcher les ouvertures excessives
des fissures; Ces armatures sont dites de peau on choisit (4T16)

* 1.4 - CONTRAINTE de compression du Béton: $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{136} = 20,58 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$ (vérifié)

* 1.5 - Condition de non fissuration: $\hat{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,41}{2,2 \cdot 100} = 0,0035$

$K = 10^6$ (fissuration préjudiciable); $\eta = 1,6$; $\phi = 6 \text{ mm}$.

$\sigma'_1 = \frac{K \eta \cdot \hat{\omega}_f}{\phi (1 + 10 \eta)} = \frac{10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0035}{6 (1 + 0,035)} = 901,8 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma'_2 = 3010,4 \text{ kg/cm}^2$

d'où $\sigma'_2 > \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (vérifié)

* 1.6 - VERIFICATION à l'effort tranchant :

on doit vérifier: $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + M/z$. avec $T = 1,2 P = 120 \text{ Kg}$; $M = -6412 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

$T + M/z = 120 - \frac{6412}{7/8} = 120 - \frac{6412 \times 8}{7} < 0 \Rightarrow$ L'armature ne sera
soumis à aucun effort de traction supplémentaire.

* 1.7 - verification au seisme : on doit vérifier que l'acrotere est capable
de resister à une sollicitation horizontale agissant seule: $F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p$
suivant R.P.A P36. avec $Z = \frac{\text{valeur de coefficient "A" pour le groupe d'usage du Bâ}}$
 $\text{valeur de Coeff "A" pour le groupe d'usage en zone II}$

$Z = \frac{0,25}{0,35} = 0,71$

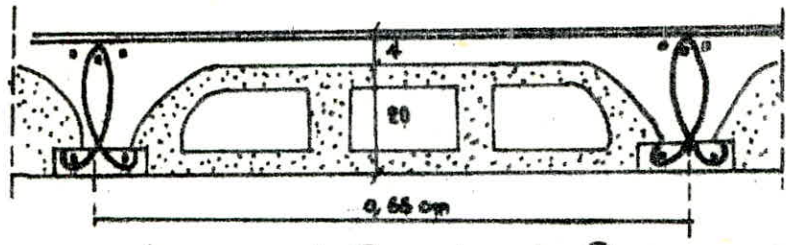
$I = \frac{\text{valeur de Coefficient "A" pour le groupe d'usage du Bâtiment}}{\text{valeur de Coefficient "A" pour le groupe d'usage "2"}} = \frac{0,25}{0,15} = 1,66$

C_p : la valeur de C_p est Tiré du Tableau-4. (R.P.A P. 37) en fonction
de la partie ou position de l'immeuble et de la direction horizontale
de la force $C_p = 0,8$

$W_p =$ Poids Propre de l'acrotere $= 1 \times 0,1 \times 0,5 \times 2500 = 125 \text{ Kg/ml}$

d'où $F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p = 0,71 \times 1,66 \times 0,8 \times 125 = 117,86 \text{ Kg/ml} < 1,2 P = 120$
(vérifié)

2/ CALCUL DES POUTRELLES

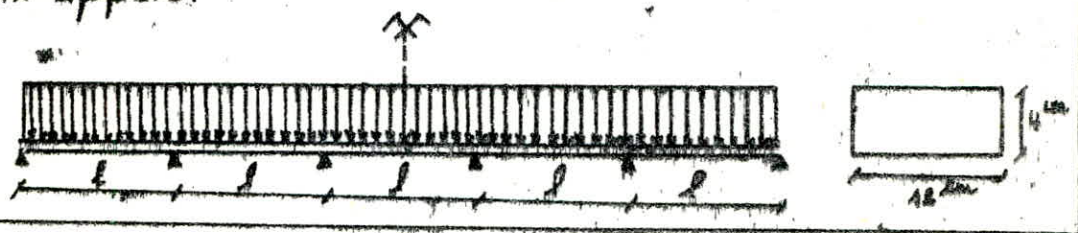


2.1/ Prédimensionnement du hourdis : La hauteur du hourdis est déterminée à partir d'une des Trois conditions de la limitation des flèches : $h_t \geq \frac{l}{22,5} = \frac{450}{22,5} \geq 20$ avec $(l = 480 - 30 = 450\text{cm})$ soit un hourdis de $(20 + 4)$ avec $h_t = 24\text{cm}$.

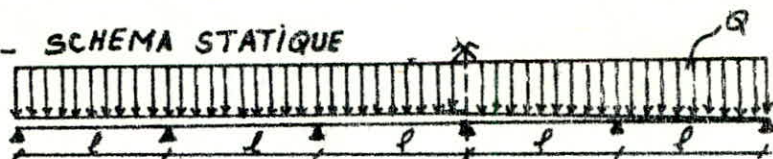
- Calcul des poutrelles : Les Poutrelles seront disposées suivant le sens longitudinal de la salle. (sens des plus petites portées). Elles sont Préfabriquées sur chantier. Elles possèdent des barres en attente permettant une bonne Liaison avec le béton des poutres de la dalle de compression. Elles sont calculées sous les sollicitation du 1^{er} genre (G+1,2P).

La surface revenant à chaque poutrelle étant : $(0,65 \times l)$.
 Charge revenant à chaque poutrelle : $q = (G+1,2P) \times 0,65$.
 Le calcul des Poutrelles se fera en deux étapes.

1^{re} Etape. (Réalisation) : Avant le coulage de la Table de compression ; la poutrelle est supposée simplement appuyée. Elle supporte son poids propre ; les Hourdis et la surcharge due à l'ouvrier. Elle Travaille comme une poutre rectangulaire reposant sur six appuis.



1^{ère} Etape: - SCHEMA STATIQUE



ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES:

- Poids Propre de la poutrelle: $0,12 \times 0,04 \times 2500 = 12 \text{ Kg/ml.}$

- Corps creux ----- $0,65 \times 110 = 71,5 \text{ Kg/ml.}$

- surcharge pondéré $0,65 \times 1,2 \times 100 = 78 \text{ Kg/ml.}$

Moment isostatique: $m_0 = q \frac{l^2}{8}$ $q = 161,5 \text{ Kg/ml.}$

$$m_0 = q \frac{l^2}{8} = 161,5 \frac{4,5^2}{8} = 408,797 \text{ Kg.m.}$$

$$T_{\max} = q \frac{l}{2} = 363,37 \text{ Kg.}$$

* Ferailage: $\mu = \frac{15 m_0}{\sigma_a b \cdot h} = \frac{15 \cdot 408,797 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 2^2} = 4,562 \rightarrow (K = 1,41).$

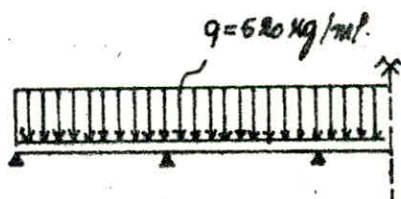
$\bar{k} = \frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{2800}{137} = 20,43 > K = 1,41$. Donc la section de la poutrelle a besoin d'armatures comprimées; mais comme la dimension de cette section ($h = 4 \text{ cm}$) ne permet pas d'en prévoir; donc il faut recourir à un échaffaudage pour aider les poutrelles à supporter les charges avant coulage de la Table de compression.

2^{ème} Cas (après coulage): $q = (G + 1,2 P) \times 0,65 = 520 \text{ Kg/ml.}$

- schéma statique.

$$G = 680 \text{ Kg/m}^2$$

$$P = 100 \text{ Kg/m}^2$$



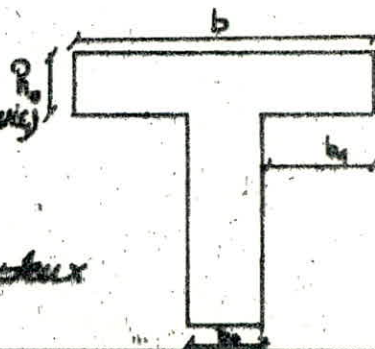
- Détermination de la largeur de la Table de compression (Art 23.3 CCBA9)

1) $b, \leq \frac{L}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$ [$L =$ portée libre de la poutre entre nus des appuis]

libre de la poutre entre nus des appuis

2) $b, \leq \frac{l}{2} = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm.}$

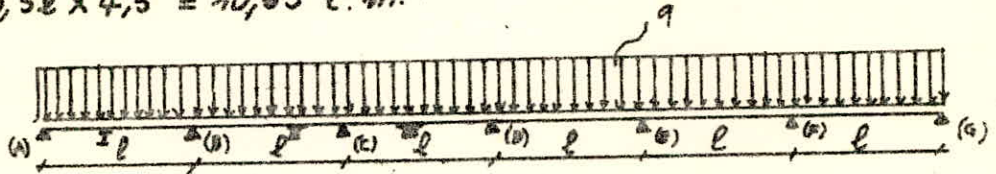
avec l est la distance entre face voisine de deux nervures consécutives.



3) $6h_0 \leq h \leq 8h_0 \rightarrow 24 \leq h \leq 32 \text{ cm} \rightarrow b_1 = 26,5$; [la 2^{ème} condition est la plus restrictive]. Donc $b = 2b_1 + b_2 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$.

* Calcul des efforts: on utilise la methode des 3 moments

$$Pl^2 = 0,52 \times 4,5^2 = 10,53 \text{ t.m.}$$

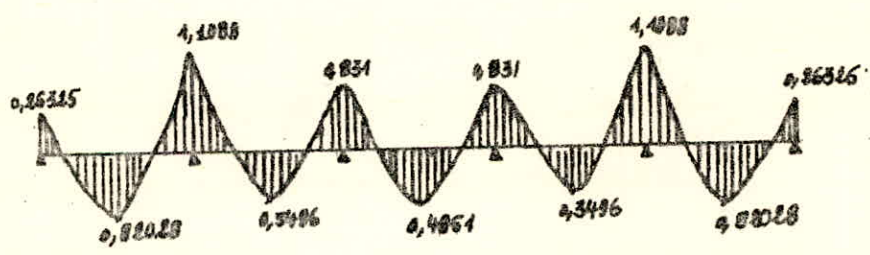


Les moments en Travee : d'après Charon (page 123 - le calcul et la verification des ouvrages en B.A)

I.	$m_I = +0,0779 Pl^2 = +0,82028 \text{ (t.m)}$
II.	$m_{II} = +0,0532 Pl^2 = +0,3496 \text{ (t.m)}$
III.	$m_{III} = +0,0461 Pl^2 = +0,4854 \text{ (t.m)}$

Les moments aux appuis :

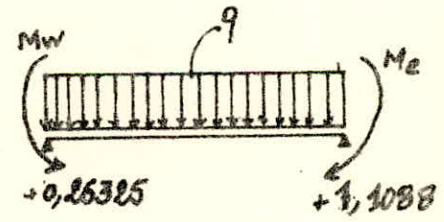
$m_A = -0,2 \frac{Pl^2}{8} = -0,26325 \text{ (t.m)}$
$m_B = -0,1053 Pl^2 = -1,1088 \text{ (t.m)}$
$m_C = -0,0789 Pl^2 = -0,8310 \text{ (t.m)}$



L'effort Tranchant :

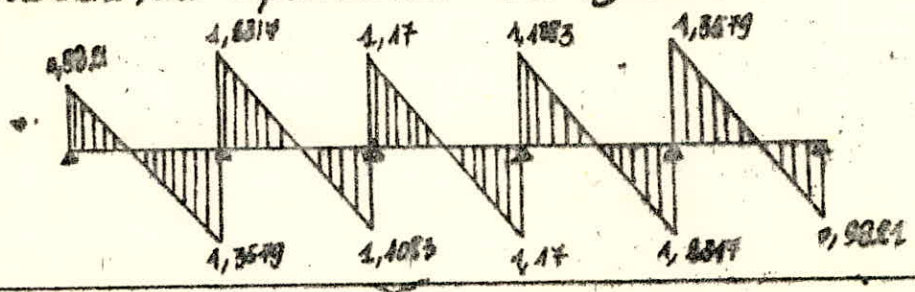
$$T_g = q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = 0,52 \cdot \frac{4,5}{2} + \frac{0,26325 - 1,1088}{4,5}$$

$$T_g = +0,9831 \text{ kg}$$



$$T_d = -q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = -0,52 \cdot \frac{4,5}{2} + \frac{0,26325 - 1,1088}{4,5} = -1,3579 \text{ t}$$

Les autres valeurs sont reportées sur le diagramme.



calcul des armatures:

$M_t = M_{max} = 0,8202 \text{ t.m.}; l = 4,5\text{m}; h = 22 \text{ cm}; \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

$\mu = \frac{15 \cdot 0,8202 \cdot 10^5}{2800 \cdot 65 \cdot 22^2} = 0,01396 \rightarrow (k = 80,5; \alpha = 0,1571; \epsilon = 0,9475)$

$y = \alpha h = 0,1571 \cdot 22 = 3,456 < h_0 = 4 \text{ cm}$. donc l'axe neutre tombe

dans la Table ($b \times h = 65 \times 22$) $\rightarrow \bar{k} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = 20,43 < k = 80,5$

alors les armatures comprimées sont inutiles. on aura uniquement des

armatures tendues. d'où $A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,8202 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9475 \cdot 22} = 1,405 \text{ cm}^2$

on prendra 2T12 ($A = 2,26 \text{ cm}^2$).

SECTION AUX APPUIS: aux appuis on a une section rectangulaire de la poutrelle ($h_t \times b_0 = 24 \times 12$) avec $d = 2 \text{ cm}; h = 22 \text{ cm}$.

$\mu = \frac{15 \cdot M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1,1088 \cdot 10^5}{2800 \cdot 12 \cdot 22^2} = 0,1022 \rightarrow (k = 24,4; \epsilon = 0,8731;$

$\alpha = 0,3807)$

$\rightarrow y = \alpha h = 0,3807 \cdot 22 = 8,3754 \text{ cm}$.

$A = \frac{1,1088 \cdot 10^5}{2800 \cdot 12 \cdot 22^2} = 1,06 \text{ cm}^2$ on prendra 2T12

avec $A = 2,26 \text{ cm}^2$.

vérification:

1) condition de nonfragilité: $A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 65 \cdot 22 \cdot \frac{5,9}{4200}$
 $A \geq 1,386 \text{ cm}^2$ (vérifiée).

* Appui: $A \geq 0,69 \cdot 12 \cdot 22 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,256 \text{ cm}^2$ (vérifié).

2) condition de non fissuration: Les conditions de fissuration imposent une limite à la contrainte admissible de l'acier. Cette limite est le max de (σ_1, σ_2). L'autre limite est imposée par la nature de l'acier.

section	A (cm ²)	ω_f	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	vérification
Travée	2,26	0,02568	4086	2607,1	Vérifiée
appui	2,26	0,0471	6404,5	2607,1	Vérifiée

condition de la flèche : (Art 58.4. CCBA 68).

on peut se dispenser de la vérification de la rigidité des planchers à corps creux si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$- \frac{f_{\text{ls}}}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{24}{450} = 0,053 > \frac{1}{15} \frac{0,82028}{1,31625} = 0,0415 \text{ (vérifiée).}$$

$$- \frac{f_{\text{ls}}}{l} \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \text{ (vérifiée).}$$

$$- \frac{A}{b_0 \times h} \leq \frac{36}{\sigma_{\text{en}}} \rightarrow A \leq \frac{b_0 \times h \times 36}{\sigma_{\text{en}}} = \frac{22 \times 65 \times 36}{4200} = 12,26 \text{ cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

vérification de l'adhérence :

- condition de non entrainement (aux appuis) - Art 29. BA 68.

on doit vérifier que $\tau_d \leq \bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b$ avec $\psi_d = 1,5$ (N.A).

$$\bar{\tau}_d = 1,5 \times 2 \times 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{et } \tau_d = \frac{T_{\text{max}}}{n \cdot p \cdot z} \text{ avec } n = \text{nombre des barres}; P = \pi \phi; z = \frac{7}{8} h.$$

$$\tau_d = \frac{1,3579 \cdot 10^3}{7,535 \cdot 10,25} = 9,36 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

Influence de T (l'effort tranchant) au voisinage des appuis :

- Armatures inférieures : on doit vérifier que $A \geq \frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{z \cdot \sigma_a}$

Appui	1	2	3
M (t.m)	-0,26325	-1,1088	-0,8310
$T_{\text{max}}^{(t)}$	+0,9881	+1,3579	+1,17
A	< 0	< 0	< 0

Donc l'armature inférieure n'est pas soumise à un effort de traction.

Armatures Transversales:

a) contrainte de cisaillement maximale: $\tau_b = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot z} = \frac{1,3579 \cdot 10^3}{12 \cdot \frac{3}{8} \cdot 22} = 5,88$ kg/cm^2

et, on a $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{24,4} = 114,75 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_b \rightarrow$ on doit vérifier que $\bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}) \bar{\sigma}_b$

est supérieur à $\tau_b = 5,88 \text{ kg/cm}^2$.

d'où $\bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{114,75}{60,5}) \cdot 5,9 = 16,67 \text{ kg/cm}^2$. donc $\tau_b < \bar{\tau}_b = 16,67 \text{ kg/cm}^2$

la section d'acier est donnée par $A_t = \frac{T}{z \cdot \bar{\sigma}_{at}} = \frac{1,3579}{19,25 \cdot 2400} = 0,029 \text{ cm}^2$

cette section étant très faible; on choisit alors des cadres verticaux

b) contrainte de traction admissible des aciers transversaux. ($\phi 6: A_t = 0,56 \text{ cm}^2$)

on a $\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \sigma_{en}$; $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$; on suppose qu'il y a reprise de bétonnage; donc on a $\rho_a = \frac{2}{3}$ et par conséquent $\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

c) Écartement admissible:

$$\bar{t} = \max \begin{cases} \bar{t}_1 = 0,2h = 0,2 \times 22 = 4,4 \text{ cm.} \\ \bar{t}_2 = \frac{h}{12} (1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\sigma}_b}) = \frac{22}{12} (1 - \frac{0,3 \cdot 5,88}{5,9}) = 15,42 \text{ cm.} \end{cases}$$

d) Espacement des armatures: $t = z \frac{A_t \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = 19,25 \frac{0,56 \times 1600}{1357,9}$

$t = 12,7 \text{ cm}$; on adopte un espacement uniforme $t = 12 \text{ cm}$

Ferrailage de la Table (Dalte) de compression (Art 58.2 BA60)

la Table de compression sera armée d'un quadrillage (Treillis soudé $\phi 5$), dont les dimensions ne doivent pas Exceeder:

20 cm Pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33 cm Pour les armatures parallèles aux nervures

a) Armatures perpendiculaires aux nervures:

$50 \text{ cm} < l_x = 65 \text{ cm} < 80 \text{ cm}$. ($l_x =$ écartement entre axes des nervures)

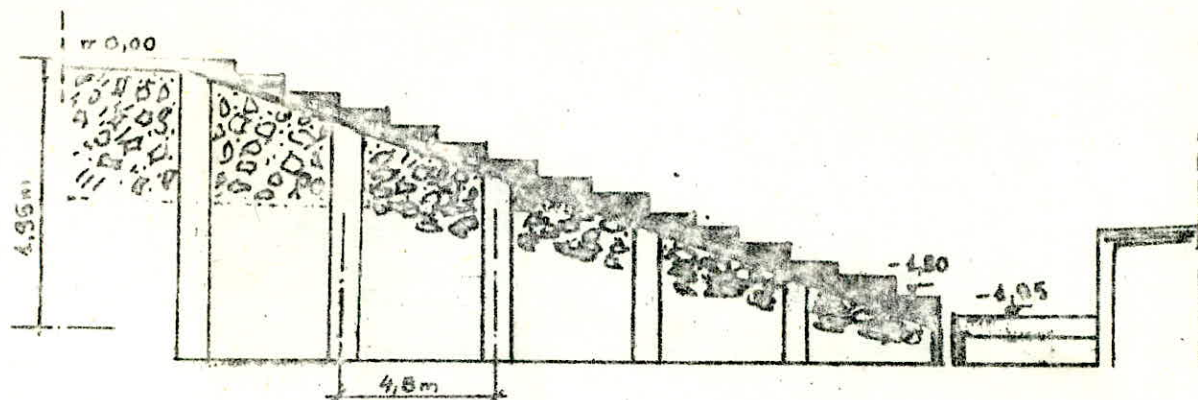
$\sigma_{en} = 5200 \text{ bars}$ (Treillis soudé $\phi 6 \text{ mm}$) d'où

$$A_{t1} = \frac{43 \cdot l_x}{\sigma_{en}} = \frac{43 \times 65}{5200} = 0,53 \text{ cm}^2 \text{ soit } (6 \phi 5 \text{ p.m}) \text{ avec } A_{t1} = 0,986 \text{ cm}^2$$

Pour les A_{t2} aux nervures on a: $A_{t2} = \frac{1}{2} A_{t1} = 0,49 \text{ cm}^2 \rightarrow (2 \phi 5 \text{ p.m})$ avec $A_{t2} = 0,89 \text{ cm}^2$

Interà des Treillis soudés 5/6 de section (0,99 cm²).

3/ CALCUL DE LA RAMPE



Généralités:

cette rampe se situera entre le niveau "0,00" et le niveau "-1,95".
 Elle est limitée par le plancher de la salle et le joint de dilatation. Elle s'appuiera soit sur des longrines; soit sur des voiles. Elle est constituée par des marches de 1,60 de largeur et de 15cm de hauteur.

I/ Prédimensionnement:

Epaisseur de la paillasse: $\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$; $\frac{130}{30} \leq e \leq \frac{180}{20}$
 $16 \leq e \leq 24$ cm d'où on prendra $e = 16$ cm.

Inclinaison $\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,80}{2,4} = 0,075 \Rightarrow \alpha = 4,29$.

$\operatorname{Sin} \alpha \approx 0,075$ $\operatorname{Cos} \alpha = 0,9972$.

• Longueur des marches: $l = 160$ cm; hauteur $h = 15$ cm.

• Longueur de la paillasse: $L = \frac{h}{\operatorname{Sin} \alpha} = \frac{1,80}{0,075} = 24,00$ m.

II/ Charges et surcharges:

Elles sont évaluées par mètre de projection horizontale; Les marches sont considérées comme des charges uniformément réparties sur la paillasse.

• Paillasse: on fera le calcul pour un mètre linéaire de largeur

Poids propre de la pailleasse $0,16 \cdot 2500 = 401 \text{ Kg/m}^2$
 Poids propre des marches $\frac{2200 \times R}{2} = \frac{2200 \times 0,15}{2} = 176 \text{ Kg/m}^2$
 carrelage + revêtement 84 Kg/m^2

$G = 661 \text{ Kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation pour une salle de reunion $P = 500 \text{ Kg/m}^2$

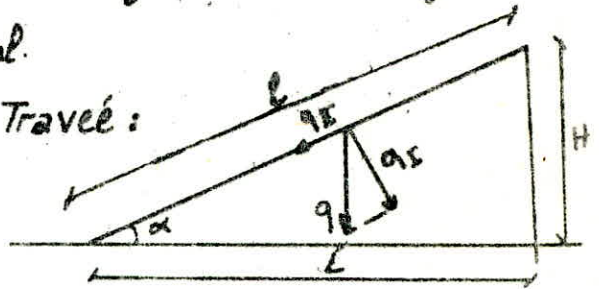
Pour un metre Lineaire : $G = 661 \text{ Kg/ml}$; $P = 500 \text{ Kg/ml}$.

$q = G + 1,2P = 1,261 \text{ t/ml}$

Decomposition de q pour une Travée :

- $q_I \perp$ à la pailleasse = $q \cos \alpha$.

- $q_{II} \parallel$ à la pailleasse = $q \sin \alpha$.



$q \cos \alpha$ fléchit la pailleasse de portée l :

mais $q \cos \alpha$ intéresse 1 m horizontal; la

charge du metre courant incliné n'est que

$q \cos^2 \alpha$; le moment de flexion dans la pailleasse est donc :

$M = \frac{q \cos^2 \alpha l^2}{8}$; mais $l = \frac{L}{\cos \alpha}$; d'où $M = \frac{q L^2}{8}$; C'est à dire

que le moment dans la pailleasse incliné est le même que celui de la poutre de même portée horizontale et chargée de q

Pour l'effort Tranchant: $T = q \cos^2 \alpha \cdot \frac{l}{2} = q \frac{L}{2} \cos \alpha$.

La composante $q \sin \alpha$ est un effort normal par unite de longueur horizontale. L'effort normal Total vaut $q L \sin \alpha$; mais il se

decompose en chaque extrémite en $q \frac{L \sin \alpha}{2}$; ceci donne pour

une Travée de la pailleasse un effort normal de traction variant

de "0" à $q \frac{L \sin \alpha}{2}$; cela pour la moitié supérieure de la Travée;

par contre la moitié inférieure reçoit une Compression. Cette

effort normal est négligeable $\frac{q L \sin \alpha}{2} = 227 \text{ Kg}$.

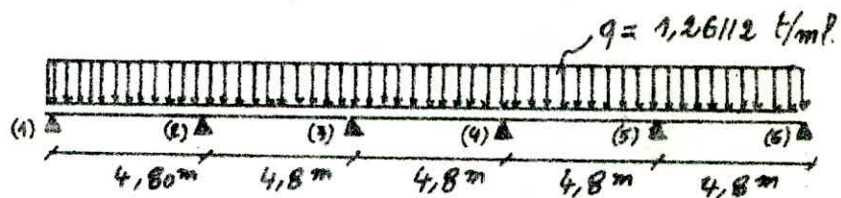
ce qui donne pour une largeur 1^m une contrainte de béton

$$\sigma = \frac{1,26112 \cdot 4,8 \cdot 0,075}{200 \cdot 16} = 0,1418 \text{ kg/cm}^2 \text{ qui est négligeable aussi}$$

bien en traction; qu'en compression.

A l'extrémité le $q \frac{L}{2} \sin \alpha$ va s'ajouter à l'effort tranchant $qL \frac{\cos \alpha}{2}$ dû à la charge q , pour donner une résultante verticale = $q \frac{L}{2}$.

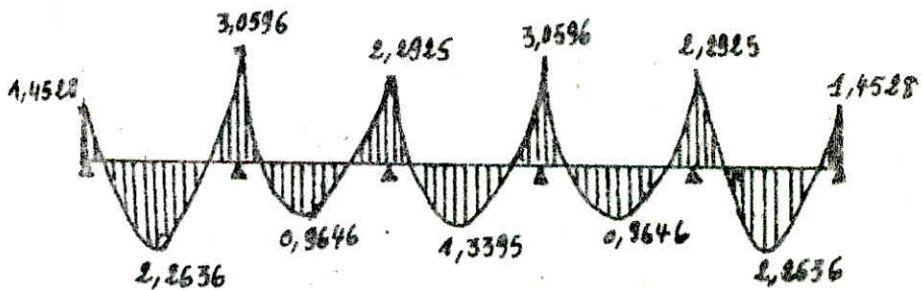
Schema statique: On considère la pailleasse comme une poutre de 1 m de largeur.



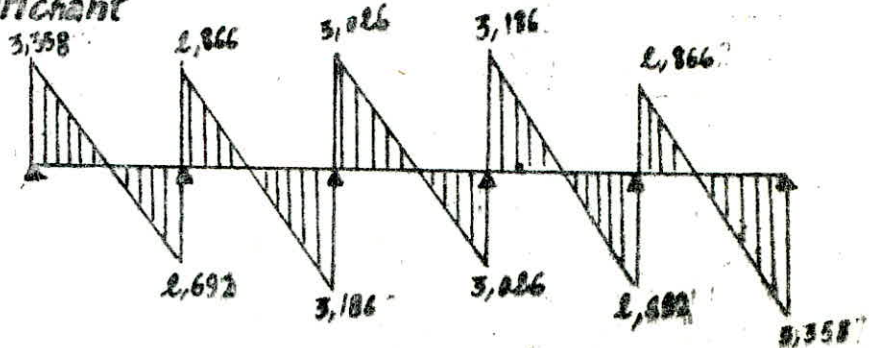
méthode de calcul: on utilise la méthode du 3 moments.

$$m_{i-1} l_i + 2m_i (l_i + l_{i+1}) + m_{i+1} l_{i+1} = -6 \frac{\omega_i a_i}{l_i} + \frac{\omega_{i+1} b_{i+1}}{l_{i+1}}$$

les valeurs des efforts seront reportées sur le diagramme



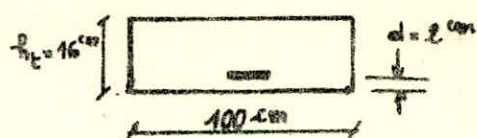
L'effort tranchant



calcul des armatures:

- En Travee: $M_t^{\max} = 2,2635 \text{ t.m.}$

$h = 14 \text{ cm}; \quad A = \frac{15 M_t^{\max}}{\bar{\sigma}_a b h^2}$



$$\mu = \frac{15 \cdot 2,2635 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,06186 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,8971 \\ K = 33,6 \end{cases}$$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{33,6} = 83,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$; donc les armatures comprimées sont inutiles.

$A = \frac{2,2635 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8971 \cdot 14} = 6,436 \text{ cm}^2$ on adopte 6T12/ml. avec $A = 6,78 \text{ cm}^2$

- aux appuis: $M_a^{\max} = 3,0596 \text{ t.m.}$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_a^{\max}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 3,0596 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0836 \Rightarrow \begin{cases} K = 27,8 \\ E = 0,8832 \end{cases}$$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{27,8} = 100,72 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$ d'où les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$A_{\text{appui}} = \frac{M_{\text{appui}}}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{3,0596 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8832 \cdot 14} = 8,837 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on adopte

6T14/ml avec $A = 9,23 \text{ cm}^2$

vérification:

a) contraintes: $\omega = \frac{100 A}{b \cdot h} \rightarrow \begin{cases} K \\ E \end{cases} \rightarrow \sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} \Rightarrow \sigma'_b$

$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 14 \text{ cm};$

section	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$M \text{ (t.m)}$	ω	K	E	$\sigma_a \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$\sigma'_b \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
Appui	9,23	3,0596	0,6593	27	0,881	2687,56	99,54
Travee	6,78	2,2635	0,484	33,6	0,895	2664,4	81,73

donc les contraintes sont bien vérifiées.

. condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,357 \text{ cm}^2 \text{ (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

. fl\u00e8che: on v\u00e9rifie la condition la plus restrictive:

$$\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{45}{\sigma_{en}} = 0,0102 ; \frac{A}{b \cdot h} = \frac{6,78}{100 \times 14} = 4,85 \cdot 10^{-3} \leq 10,2 \cdot 10^{-3} \text{ (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

. Armatures Transversales:

- contraintes de cisaillement max: $T_{max} = 3,186 \text{ Kg}$.

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{3,1865 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 2,6012 \text{ Kg/cm}^2$$

- comme $\bar{\sigma}'_b < \sigma'_b < \epsilon \bar{\sigma}'_b \rightarrow \bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}) \bar{\sigma}_b = (4,5 - \frac{99,94}{68,5}) 5,9$

$$\bar{\tau}_b = 17,97 \text{ Kg/cm}^2 ; \text{ donc } \tau_b < \bar{\tau}_b = 17,97 \text{ Kg/cm}^2 ; \text{ alors}$$

les armatures Transversales ne sont pas n\u00e9cessaires.

. v\u00e9rification de l'effort Tranchant \u00e0 l'appui:

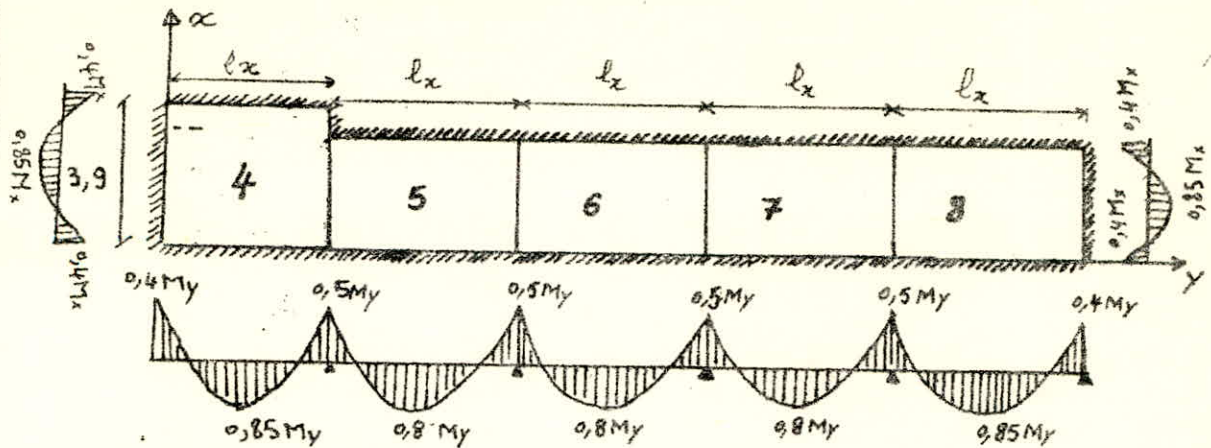
$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \quad ; \quad T = 3,1865^t ; \quad M = 2,2925 \text{ (t.m)}$$

$$T + \frac{M}{z} = 3,1865 \cdot 10^3 - \frac{2,2925 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 14} < 0 \text{ (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

donc les armatures inf\u00e9rieures ne sont pas n\u00e9cessaires

mais; on prévoit des armatures de r\u00e9partitions $5T10/ml$

CALCUL DES DALLES



$l_x = 2,4 - 0,3 = 2,1 \text{ m.}$

$l_y = 4,8 - 0,3 = 4,5 \text{ m.}$, $\rho_1 = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,1}{4,5} = 0,47 > 0,4$

$\rho_2 = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,1}{4,5} = 0,467 > 0,4 \rightarrow$ la dalle porte dans les deux sens.

l'épaisseur de la dalle sera déterminée par $e \leq \frac{\max(l_x, l_y)}{35} = 12$, on prend $e = 10$

d'après la théorie des dalles; on prend pour les dalles qui portent dans les 2 sens:

- le moment d'encastrement de continuité = 50% M_0 : $M_0 =$ moment max en travée en considérant la plaque articulée sur son pourtour.
- le moment d'encastrement partiel = 40% M_0
- les moments sont calculés d'après l'échelle fonctionnelle donnée par le C.C.B.A
- la plaque est considérée articulée sur son pourtour.

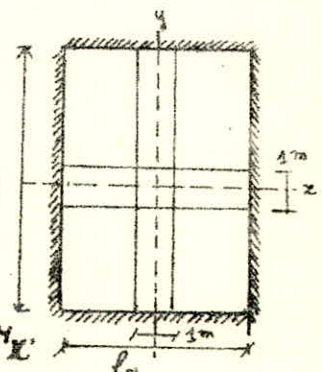
- En considérant 2 bandes centrales d'1 m suivant x et y on

aura: - le moment fléchissant au milieu de $1 \text{ m} \times l_x$.

est donné par: $M_x = \mu_x q \cdot l_x^2$

- le moment fléchissant au milieu de $1 \text{ m} \times l_x$ est $M_y = \mu_y M_x$

les valeurs de μ_x et μ_y sont données en fonction du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$.

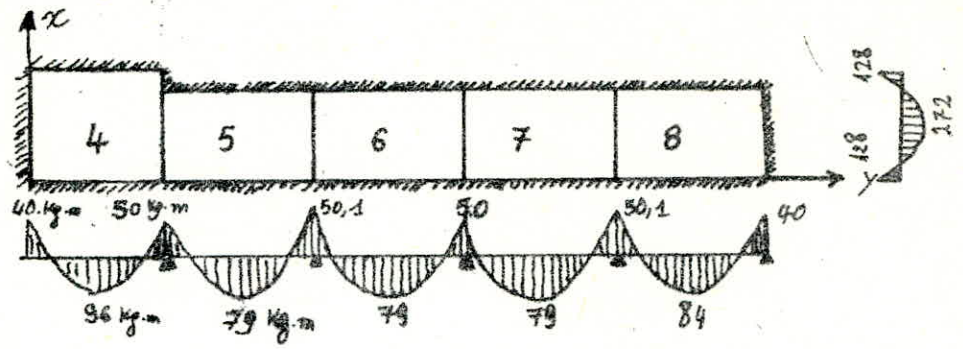


$d = 10 \text{ cm} \rightarrow q = G + 1,2P = 730 \text{ kg/ml.}$

$\rho = 0,467$ échelle fonctionnelle $\rightarrow \mu_x = 0,1012$; $\mu_y = 0,302$.

$M_x = \mu_x q \cdot l_x^2 = 0,1012 \cdot 730 \cdot (2,1^2) = 326 \text{ kg. m./ml.}$

$M_y = \mu_y M_x = 0,302 \cdot 326 = 98,4 \text{ kg. m./ml.}$



SUIVANT Y-Y $h = 8,28 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$

section	Moment (kg.cm)	μ	K	ϵ	σ_b (kg/cm ²)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ad. choisi	A _{adopt}
Appui de rive	$4 \cdot 10^3 \text{ kg.cm}$	0,0047	144	0,9686	13,88	0,26 cm ²	0,285	4TB/ml	2,01
Appui interméd	$5,01 \cdot 10^3$	0,0059	128	0,960	15,625	0,32 cm ²	0,285	4TB/ml	"
Travée de rive	$8,4 \cdot 10^3$	0,0098	99,5	0,9563	20,100	0,53 cm ²	0,285	4TB/ml	"
Travée intermé.	$7,9 \cdot 10^3$	0,0082	101	0,9569	19,80	0,516 cm ²	0,285	4TB/ml	"

Le % min d'acier d'après CCBA 68 est donnée par

$$A_y \geq \left(\frac{1+\mu}{4}\right) \psi_y \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_0}{h_y}\right)^2 \cdot b \cdot h_y \quad \text{avec} \quad \frac{h_0}{10} = \frac{10}{10} = 1 \text{ mm}; e \geq \phi$$

$$h_x = h_0 - e - \frac{\phi}{2} = 10 - 2 - \frac{1}{2} = 7,5 \text{ cm}; h_y = 7,5 - 1 = 6,5 \text{ cm}$$

$$A_y \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(\frac{1+0,47}{4}\right) = 0,285 \text{ cm}^2$$

sui vant X-X

section	M (kg.cm)	μ	K	ϵ	σ_b	A (cm ²)	A _{min}	Adopté
Appui	$12,8 \cdot 10^3$	0,015	77	0,9457	25,974	0,846	0,593	4TB/ml
Travée	$27,2 \cdot 10^3$	0,0318	50	0,9231	40	1,842	0,593	4TB/ml

Le % min d'acier d'après CCBA 68 est donnée par:

$$A_x \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(\frac{2-0,47}{2}\right) = 0,59 \text{ cm}^2$$

VERIFICATIONS

I/ FLÈCHE : d'après C.C.B.A (Art 61.32) et comme on $M_z > M_y \Rightarrow$ la plus grande flèche est donnée par le plus grand moment \Rightarrow la vérification de la flèche se fera seulement dans le sens x-x :

- $\frac{R_0}{l_x} \geq \frac{1}{20} \frac{M_x}{M_x} \rightarrow \frac{R_0}{l_x} = \frac{10}{210} = 0,0476 > \frac{1}{20} \frac{272}{326} = 0,041$ (vérifiée).
- $\lambda = \frac{e,04}{100,8} = 0,0025 < \frac{20}{\sigma_{en}} = \frac{20}{4200} = 0,00476$ (vérifiée).
- alors on peut admettre qu'il n'est pas utile de donner une justification des flèches des foudris si les conditions précédentes sont vérifiées.

II/ CONTRAINTE de cisaillement: T_{max}^*

- au milieu de l_y : $T_{max} = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{q l_x l_y}{2l_y + l_x} = \frac{730 \cdot 2,1 \cdot 4,5}{2 \cdot 4,5 + 2,1} = 621,5 \text{ Kg.}$

$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{621,5}{100,78 \cdot 8} = 0,88 \approx 0,9 \text{ Kg/cm}^2$; $\Rightarrow \tau_b = 0,9 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$ (vérifiée)

- au milieu de l_x : $T = \frac{P}{3l_y} = \frac{730 \cdot 2,1 \cdot 4,5}{3 \cdot 4,5} = 504 \text{ Kg} \Rightarrow \tau_b = \frac{504}{100,78 \cdot 8} = 0,72 < \bar{\tau}_b$

comme on a réduit $\bar{\sigma}_a$ à $\bar{\sigma}_a = 2000 \text{ Kg/cm}^2$; alors on a sûre que la fissuration est respectée ainsi que la condition de fragilité ($A_{adep} > A_{min}$).

- Dalles 9-12.

a/ Dalle "12":

Epaisseur de la dalle $e = 20 \text{ cm.}$

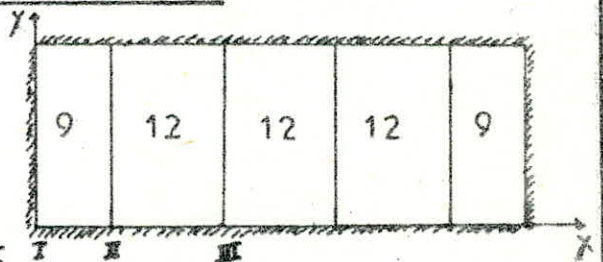
$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5,7}{9,3} = 0,613 \rightarrow \mu_x = 0,836$
 $\mu_y = 0,446$

$q = (360 + 120 + 0,2 \cdot 2500) = 980 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow M_x = \mu_x q l_x^2 = 2662 \text{ Kg.m/ml.}$

$M_y = 1187,2 \text{ Kg.m/ml.}$

b/ Dalle "9": $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,1}{9,3} = 0,22 < 0,4 \Rightarrow$ la dalle sera calculée dans un seul sens.

$q = 780 \text{ Kg/m}^2$; $M_x = \mu_x q l_x^2 = 730 \text{ Kg.m/ml.}$



Ferraillage des dalles: 9-12.

	Section	M (kg.cm)	μ	K	E	σ_s	A (cm ²)	# adopté	A _s (cm ²)	A _{min}
dalle 12	Appui II	13.31.10 ⁴	0.022	62	0.9351	45.16	2.82	4 T10/ml	3.14	0.543
	Appui III	10.65.10 ⁴	0.017	70.5	0.9415	39.72	2.24	4 T10/ml	3.14	0.943
	Travée	21.29.10 ⁴	0.035	47.4	0.9199	59.07	4.59	5 T12/ml	6.28	0.943
dalle 9	Appui I	2.82.10 ⁴	0.022	62	0.9351	45.16	1.56	4 T8/ml	2.01	0.863
	Travée	6.205.10 ⁴	0.0469	40.2	0.9094	69.65	3.42	5 T10	3.92	0.863

sui vant y-y.

dalle "9" $A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$ on adopte 4 T8/ml pour la Travée et les appuis. en remarquant que $A_{y \text{ min}} = 0.295$

VERIFICATIONS DALLE "9"

a/ fissurations: $K = 1.5 \cdot 10^6$, $w_f = 0.005 = \frac{2.01}{4 \times 100} = 0.005$

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \mu \cdot w_f}{\phi \cdot (1 + 10 w_f)} = \frac{1.5 \cdot 10^6 \cdot 1.6 \cdot 0.005}{8 \cdot 1.005} = 1492 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{K \cdot \sigma_s}{\phi}} = 3193 \text{ kg/cm}^2 \approx 3192.99.$$

} $\sigma_{a_f} = \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (vérifié)

b/ Condition de non fragilité: $A_x \geq 0.69 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{5.9}{4200} \left(\frac{2 - 0.22}{2} \right) = 0.863 \text{ (cm}^2)$ (vérifié)

$A_y \geq 0.69 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{5.9}{4200} \left(\frac{1 + 0.22}{4} \right) = 0.295$ (vérifié).

c/ flèche: $* \frac{f_0}{l_x} = \frac{12}{2.10} = 0.05714 > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} = \frac{1}{20} \cdot \frac{620.5}{730} = 0.0425$ (vérifié)

$* \frac{A_x}{b h} = \frac{3.92}{100 \cdot 10} = 0.00392 < \frac{20}{\sigma_{en}} = \frac{20}{4200} = 0.00472$ (vérifié)

Les deux conditions de (CCBA 68 Art 61.32) sont vérifiées. alors la vérification de la flèche est inutile.

DALLE "12"

a/ non fragilité: $A_x = 0.69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5.9}{4200} \left(\frac{2 - 0.61}{2} \right) = 0.943 \text{ cm}^2$ (vérifié)

$A_y = 0.69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5.9}{4200} \left(\frac{1 + 0.61}{4} \right) = 0.55 \text{ cm}^2$ (vérifié)

b/ fissuration: $\phi = T8$; $\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{1.6 \times 1.5 \cdot 10^6 \times 5.9}{10}} = 2855.9 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_1 = 3193 \Rightarrow \sigma_a = \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (vérifié)

c/ FLECHE: *) $\frac{P_0}{L_z} = \frac{18}{570} = 0,031 > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} = \frac{1}{20} \frac{1912}{2390} = 0,04$ (non vérifié)

Alors il faut vérifier la flèche. C.C.B.A 68 (art 6.1.2) stipule que pour tenir compte de l'existence de fissures actuelles dans les zones tendues d'une pièce de béton armé; on substitue au moment d'inertie I_t de la section totale homogénéisée;

le moment d'inertie I_f définie par la relation $I_{fv} = \frac{I_t}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$ (avec λ_i, μ : coefficients)

$$\mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \frac{A}{b_0 R} \sigma_a + 3 \bar{\sigma}_b} ; \quad \lambda = \frac{\bar{\sigma}_b}{180 (2 + 3 \frac{b_0}{b}) \frac{A}{b_0 R}}$$

la flèche totale est donnée par: $\Delta f_t = \Delta f_{t0} + f_{g00} + f_{g0} - f_{g0}$ avec $f_{g00} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 E_v I_{fv}}$

$$f_{g0} = \frac{M_g l^2}{10 E_i I_{fi}} \quad ; \quad f_{g0} = \frac{M_g l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$G = 860 \text{ kg/m}^3$; $P = 100 \text{ kg/m}^3$; $Q = G + P = 960 \text{ kg/m}^3$.

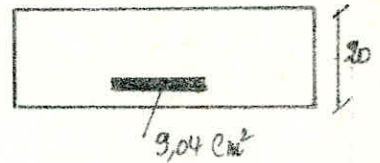
Sous "Q" $\rightarrow M_q = 2507 \text{ kg.m/m}^2$; $M_{qt} = 2086 \text{ kg.m/m}^2$.

Sous "G" $\rightarrow M_g = 2336 \text{ kg.m/m}^2$; $M_{gt} = 1868,7 \text{ kg.m/m}^2$.

• valeur de $\bar{\omega} = \frac{A}{b_0 h} = 0,00502$;

• $x_g = \frac{20 \times 100 \cdot 10 + 15 \cdot 9,04 \cdot 2}{2000 + 15 \cdot 9,04} \approx 9,49 \text{ cm}$.

$I_t = 74273,8 \text{ cm}^4$.



* Charge de faible durée: $\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72 (2 + 3 \frac{b_0}{b}) \bar{\omega}} = \frac{5,9}{72 (2 + 3) \cdot 0,00502} = 3,26$.

* Charge de longue durée $\lambda_v = \frac{\lambda_i}{2,5} = 1,306$.

* Charge $\sigma_a = \frac{M_q}{S \cdot A} = \frac{2086 \cdot 10^2}{0,89 \cdot 18 \cdot 9,04} = 1440 \text{ kg/cm}^2$

$\mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \bar{\omega} \sigma_a + 3 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5 \times 5,9}{4 \cdot 0,00502 \times 1440 + 3 \cdot 5,9} = 0,367$ pour Q

* Pour la charge "g" $\sigma_a = \frac{1868,7 \cdot 10^2}{0,89 \cdot 18 \cdot 9,04} = 1290 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \mu = 0,323$

$I_{fv} = \frac{74273,8}{1 + 1,306 \cdot 0,323} = 52238 \Rightarrow f_{g00} = \frac{1868,7 \cdot 10^2 \cdot 570^2}{10 \cdot 126000 \cdot 54333,91} = 0,922$

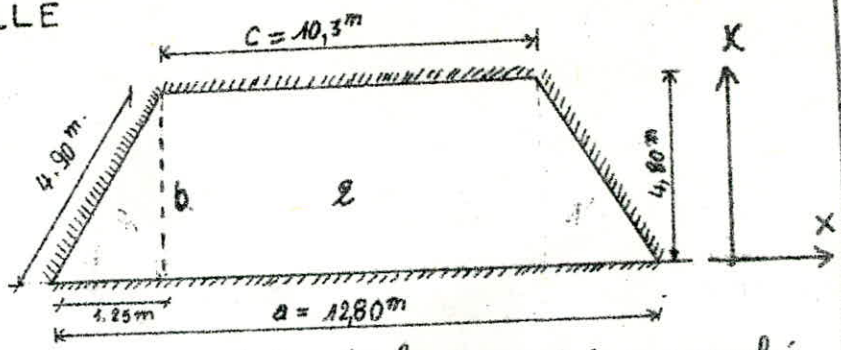
* calcul de f_{g0} : $I_{fi} = \frac{74273,8}{1 + 3,26 \cdot 0,323} = 36178$;

$f_{g0} = \frac{1868,7 \cdot 10^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,444$

* calcul de f_{g0} : $I_{fi} = \frac{74273,8}{1 + 3,26 \cdot 0,367} = 33816 \rightarrow f_{g0} = 0,53$

donc $\Delta f_t = 0,922 - 0,444 + 0,53 = 1,008$; $f_{ad} = 0,5 + \frac{570}{1000} = 1,07 > \Delta f_t$ (vérifié)

- DALLE



Les dalles Trapézoïdales peuvent se calculer selon leur forme, de façon approchée comme des dalles rectangulaires ou Triangulaires.
 si $\frac{c}{a} \leq 0,25$ (où a est la longueur de la base longue et c la longueur de la base courte); il est possible de calculer les dalles Trapézoïdales comme Triangulaires de base a et de hauteur $B = b \cdot \frac{a}{a-c}$ (où b est la hauteur de la base)
 si $\frac{c}{a} > 0,25$; les dalles Trapézoïdales, même asymétriques se remplaceront par un rectangle de dimensions réduites:

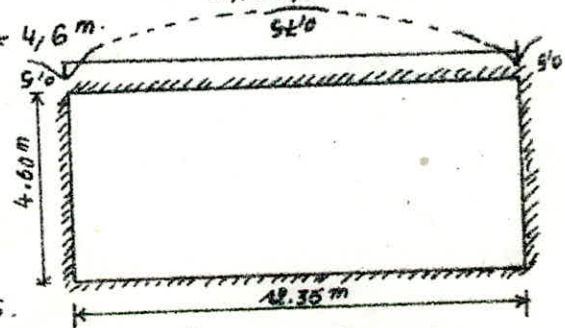
$$a_r = \frac{2}{3} (2c + a) \frac{a}{a+c} \quad \text{et} \quad b_r = b - \frac{a(a-c)}{6(a+c)}$$

dans notre cas $c = 10,3$ et $a = 12,8 \Rightarrow \frac{c}{a} = \frac{10,3}{12,8} = 0,8 > 0,25 \rightarrow$
 Les dimensions réduites: $a_r = \frac{2}{3} (2 \times 10,3 + 12,8) \frac{12,8}{12,8 + 10,3} = 12,35 \text{ m}$

$$b_r = 4,8 - \frac{12,8(12,8 - 10,3)}{6(12,8 + 10,3)} = 4,57 \approx 4,6 \text{ m}$$

Le calcul revient à une dalle rectangulaire:

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{4,8}{12,35} = 0,38 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle Travaille dans 1 seul Sens.}$$



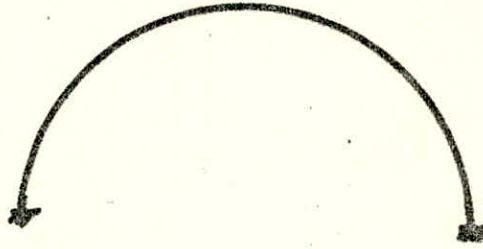
on ne tient compte de la flexion que suivant la petite dimension.

ona: $e = 16 \text{ cm}$; $q = 880 \text{ Kg/m}^2$; $M_x = \mu \cdot q \cdot l_x^2 = 0,111 \cdot 880 \cdot 4,6^2 = 2066,9 \text{ Kg.m/ml}$
 $M_x = M_x^0 \cdot 0,75 = 1550 \text{ Kg.m/ml} \rightarrow \mu = 0,0423 \rightarrow K = 42,3$; $\epsilon = 0,9129 \Rightarrow$
 $\sigma_b = 66,19 \text{ Kg/cm}^2$ et $A = 4,33 \text{ cm}^2$ on adopte suivant x-x: 8T10/ml ($A = 6,16$)
 $A_x = 6,28 \rightarrow A_y = \frac{A_x}{4} = 1,57$ on adopte 4T8/ml avec $A = 2,01 \text{ cm}^2$.
 aux appui on choisit 4T10/ml.s

vérification:

* flèche - $\frac{f_0}{l'} = \frac{16}{420} = 0,0381 > 0,0375 = \frac{1}{20} \frac{M_k}{M_x}$ (vérifiée)
 - $A_x \leq \frac{100 \times 14 \times 20}{4200} = 6,66 \text{ cm}^2$ (vérifiée).

VOÛTE



1. Charges et surcharges:

- 1.1. isolation - couche de bitume + 0.5 cm de sable fin 12 kg/m^2
 - isolation hydrofuge (2 toiles de Goudron + 1 carreau bitume) ep. 1 cm 6 kg/m^2
 - Protection isolation thermique (2 cm mortier armé ep. 0,2 cm) 44 kg/m^2
 - isolation thermique (Liège) ep. 3 cm. 15 kg/m^2
 Pare vapeur
 Diffuseur de vapeur } $\rightarrow 5 \text{ kg/m}^2$
-
- 1.2. voûte - voûte en béton armé 212.5 kg/m^2
 - crépissage (1 cm) 20 kg/m^2
- Charges permanentes = 232.5 kg/m²

Charges permanente totale: $82 + 232.5 = 314.5 \text{ kg/m}^2$

surcharge $P = 100 \text{ kg/cm}^2$

La voûte sera calculée sous la sollicitation du 1^{er} genre $G + 1.2P$

- ## 2. Caractéristiques de la voûte
- Portée: $l = 4.5 \text{ m}$ (entre nus des poutres).
 - flèche: $f = 0.8 \text{ m}$
 - section variable en clef: $R_c = 5 \text{ cm}$
 - à l'appui $R_{app} = 15 \text{ cm}$

On considère la voûte sur 1 m de largeur; $b = 1 \text{ m}$. Le calcul sera fait par tronçons.

3. SYSTÈME DE BASE:

L'arc étant symétrique et chargé symétriquement on choisit le système de base de la console en faisant la coupe dans l'axe de symétrie. Alors les efforts sont:

X_1 : Effort axial

X_2 : moment fléchissant.

$X_3 = 0$ (à cause de la symétrie). R.D.M. III

Les relations de calcul sont (pour les inconnues)

$$X_1 = \frac{\sum y M_p \cdot W}{\sum y^2 \cdot W + \sum \frac{I_0}{R} \cot^2 \varphi \cdot \Delta S}$$

$$X_2 = - \frac{\sum M_p \cdot W}{\sum W}$$



M_p : moment donné dans l'arc dans le système isostatique de Base.
 I_0 : moment d'Inertie de la section en clef; c.à.d. le moment d'Inertie mini

$$I_0 = \frac{b h^3}{12}$$

Pour résoudre le problème on partage l'arc en plusieurs tronçons de longueurs variables mais de même longueur en projection horizontale ($d = 0.5625$ ou). donc pour la moitié de l'arc il y aura 4 tronçons.

Les sections de séparation entre les tronçons sont notées I, II, III, IV.

4/ calcul des éléments géométriques: Étant donné l et f on détermine le rayon du cercle.

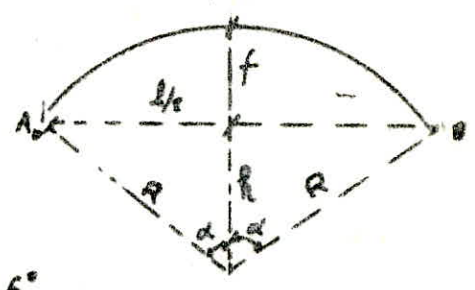
$$R^2 = \left(\frac{l}{2}\right)^2 + R^2 - 2Rf \quad \text{avec } h = R - f; \text{ d'où}$$

$$R^2 = \frac{l^2}{4} + R^2 + f^2 - 2Rf \rightarrow R = \frac{l^2}{4f} + \frac{f}{2}$$

A.N: $R = \frac{(4.5)^2}{8 \times 0.9} + \frac{0.9}{2} = 3.2625 \text{ m.}$

$$h = R - f = 3.2625 - 0.9 = 2.3625 \text{ m.}$$

$$\tan \frac{\alpha}{2} = \frac{l}{2 \cdot h} = \frac{4.5}{2 \times 2.3625} = 0.9524 \text{ m.} \rightarrow \alpha = 43.6^\circ$$



5/ Notation: L_c = longueur de la demi-corde qui joint les sections symétriques mesurées sur l'horizontale.

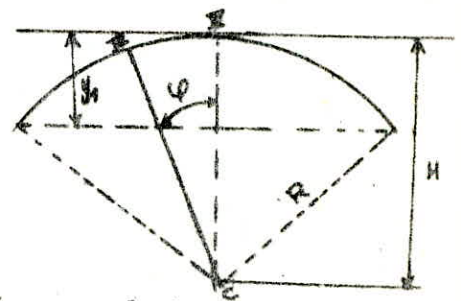
ψ = angle formé par l'axe de symétrie et le rayon qui passe par la section de séparation entre les tronçons.

y = distance de la section entre les tronçons jusqu'à la ligne de naissance

H = distance mesurée sur la verticale de la section courante au diamètre horizontale parallèle à la corde (ligne de naissance).

y' = distance sur la verticale du point de clef jusqu'au centre de gravité.

6/ calcul des longueurs et des poids des Tronçons: le calcul sera:



Section	L_c	ψ	ψ		COS ψ	RCOS ψ	$y = R - f$	sin ψ	$R \sin \psi$	$A = L_c R$	$P = 2.5 A M + 0.00009$
			degré	radian							
I	0	0	0	0	1	3.2625	0.9	0.3684	0.06	0.06	0.1884
II	0.5625	0.1484	8.828	0.1752	0.989	3.2186	0.2511	0.2482	0.075	0.275	0.1544
III	1.25	0.3142	18.069	0.3184	0.9388	3.0628	0.3093	0.6305	0.09	0.09	0.1867
IV	1.6875	0.5132	31.143	0.5433	0.8528	2.7922	0.4297	0.7073	0.11	0.11	0.2544
V	2.25	0.6896	43.398	0.7611	0.7299	2.3625	0	—	—	—	—
$\Sigma L_c = 2.1021$											$\Sigma P = 0.7268$

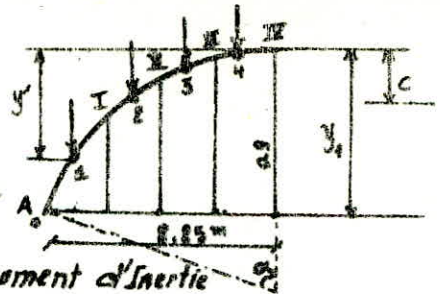
7/ Position du Centre élastique :

Les éléments nécessaires pour le calcul de la

Position du Centre élastique (d'ordonnée C) sont

établies dans le Tableau ci-après ; où I_0 est le moment d'inertie

de la section en clof c'est à dire le moment d'inertie minimum: $I_0 = \frac{bh^3}{12} = 1.04.10^6$



Tronçon	$\Delta S(m)$	$A(m^2)$	$I_0 = \frac{bh^3}{12}$	$\frac{I_0}{I}$	$W = \frac{I_0}{\Delta S}$	y'	Wy'	$y = C - y'$
4	0.5651	0.06	$1.8.10^5$	0.5789	0.32714	0.0244	$7.98.10^3$	0.1725
3	0.5782	0.075	$3.5.10^5$	0.296	0.1711	0.1242	$21.25.10^3$	0.0727
2	0.6305	0.09	$6.07.10^5$	0.1715	0.1081	0.5345	$57.77.10^3$	-0.3376
1	0.7093	0.11	$11.1.10^5$	0.0938	0.0665	0.68505	$45.5.10^3$	-0.48815
					0.67284		$132.5.10^3$	

avec $y_i = f - \frac{1}{2}(y_i + y_{i-1})$. Les y_i ayant été calculé.

En effectuant la somme par colonne Wy' et Wy on obtient la position du Centre

élastique : $C = \frac{\sum Wy'}{\sum W} = 0.1969$

ainsi dans le Tableau précédent a été déterminée la distance du Centre de gravité des Tronçons à l'axe horizontale qui passe par le Centre élastique ; distance notée par y

8/ Calcul des Termes des dénominateurs des expressions au X_1 et X_2 .

TRONÇON	W	y	yW	y^2W	$A_0 \frac{I_0}{A}$	$\cos^2 \varphi$	$\frac{I_0}{A} \cos^2 \varphi \Delta s$
4	0.32714	0.1725	0.05643	0.009773	$3.14.10^{-5}$	0.970	$3.02.10^{-5}$
3	0.1711	0.0727	0.01248	0.000904	$6.053.10^{-7}$	0.8815	$7.078.10^{-8}$
2	0.1081	-0.3376	-0.0365	0.01232	$7.299.10^{-6}$	0.7326	$5.3465.10^{-6}$
1	0.0665	-0.48815	-0.0325	0.01584	$8.719.10^{-5}$	0.5245	$4.524.10^{-5}$
$\sum W$	0.67284			$\sum 0.03004$		\sum	$2.54676.10^{-6}$

9/ Calcul des moments et efforts finaux :

Le calcul des moments et des efforts axiaux (dans le système de base) produits par le poids propre est affective du Tableau ci-dessous, où A_2 est la distance sur l'horizontale entre le c.d.g de 2 Tronçons Consécutifs. Le moment $M_p < 0$ car il tend la fibre de l'extéro des mais $M_p > 0$ car il comprime la section.

M_p^0 : moment donné dans l'arc dans le système isostatique de base.

N_p^0 : effort normal à la section dans le système isostatique de base

Tronçons	$M_p^0 = M_{p_{i-1}}^0 + a_i \sum_{j=1}^i P_j$	$\sum P_j$	$\sin \varphi$	N_p^0
4	0	0.1294	0.0862	-0.01115
3	$-0.5625 \times 0.1294 = -0.07278$	0.2835	0.2586	-0.0733
2	$-0.07278 - 0.5625 \times 0.2835 = -0.23225$	0.4752	0.4310	-0.2048
1	$-0.23225 - 0.5625 \times 0.4752 = -0.4995$	0.7263	0.60345	-0.4383
A_0	$-0.4995 - \frac{0.5625 \times 0.7263}{2} = -0.7338$	0.7263	0.58965	-0.501

avec $\sin \varphi = \frac{L_c}{R}$ (L_c : distance sur l'horizontale du centre de gravité du Tronçon Considéré à l'axe vertical de cef).

$$N_p^0 = -\sin \varphi \cdot \sum P_j$$

10/ calcul des numérateurs des expressions de x_1 et x_2 : (forme de Tableau)

Tronçons	W	yW	M_p^0	$M_p^0 W$	$y M_p^0 W$
4	0.32714	0.0564	0	0	0
3	0.1711	0.01244	-0.07278	-0.01245	$-9.054 \cdot 10^{-4}$
2	0.1081	-0.0365	-0.23225	-0.02511	$+8.477 \cdot 10^{-3}$
1	0.0665	-0.0325	-0.4995	-0.03322	$+0.01623$
				-0.0708	$\Sigma = +0.0238$

$$x_1 = \frac{\sum y M_p^0 W}{\sum y^2 W + \sum \frac{L_c^2}{R} \cos^2 \varphi \cdot \Delta s} = \frac{-0.0238}{0.000004 + 0.000254696} = 0.7856$$

$$x_2 = + \frac{0.0708}{0.57384} = 0.1062$$

11/ Calcul des efforts finaux: les efforts finaux se déterminent à l'aide des relations $M_p = M_p^0 + x_2 - x_1 y$; $N_p = N_p^0 - x_1 \cos \varphi$.

Les calculs sont effectués dans le Tableau suivant:

SECTION	y	M _p ^o	-yx ₁	M _p	N _p ^o	cos φ	-x ₁ cos φ	N _p
4	0.1725	0	-0.1356	-0.0304	-0.0412	0.9963	-0.7827	-0.7939
3	0.0727	-0.0728	-0.0572	-0.025	-0.0733	0.9659	-0.7588	-0.8321
2	-0.3376	-0.2323	+0.2654	+0.1383	-0.205	0.9024	-0.7090	-0.9140
1	-0.4885	-0.4996	+0.3837	-0.011	-0.4383	0.7974	-0.6264	-1.0647
A	-0.7031	-0.7330	+0.5523	-0.0463	-0.501	0.7241	-0.5688	-1.0698

connaissant l'effort normal de compression à la section d'appui et l'effort vertical dû au poids propre ; on déduit la valeur de l'effort tranchant à l'appui et la poussée au vide due à la voûte

$N_p = -1.0647.$

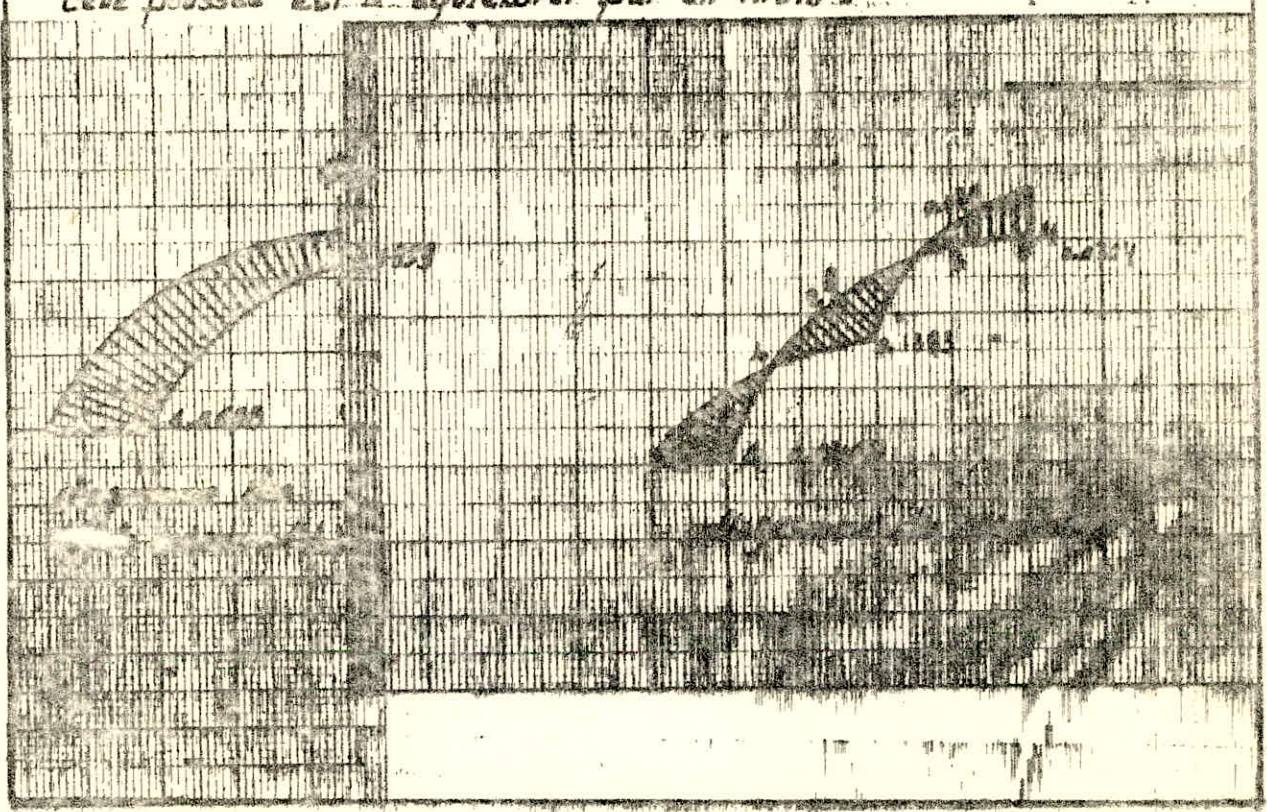
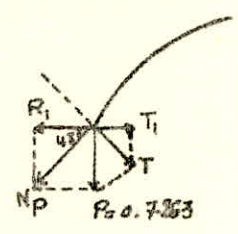
$R_1 = N_p \cos \varphi = N_p \cdot \cos 43.6^\circ = 1.0647 \times \cos 43.6^\circ$

$R_1 = 0.771 \text{ t/m}$

$T = P \sin \varphi = 0.7263 \cdot \cos 43.6 = 0.5259 \text{ t/m}.$

$T_1 = T \sin \varphi = 0.5259 \times \sin 43.6 = 0.363 \text{ t/m}.$

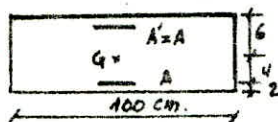
d'où la poussée : $T_2 = R_1 - T_1 = 0.41 \text{ t/m}.$ soit au niveau de chaque poteau ; la poussée maximal sera : $0.41 \cdot \frac{4.8}{2} = 0.98 \text{ t}$
 Cette poussée est à équilibrer par un Tirant.



11/ FERRAILLAGE DE LA VOUTE

on calcule en flexion composée les armatures nécessaires en chaque section "A", "B" et "C"

* Section: A



$$M = 0.0463 \text{ t.m/ml} ; N = 1.0699$$

$$\text{armatures } F_e E 22 \quad \bar{\sigma}_a = 1470 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \sigma$$

$$\text{Section} = 0.12 \times 100 = 0.12 \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4630}{10699} = 4.3 \text{ cm} ; e_1 = \frac{h_e}{6} = 2 \text{ cm} ; \rightarrow e_0 > e_1 \text{ donc la section est P.C}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \left(1 + \frac{e e_0}{h_e}\right) \bar{\sigma}_b = \left(1 + \frac{e \cdot 434}{12}\right) \cdot 68.5 = 117.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_f = 4630 + 1069.8 \times 4 = 8909.2 \text{ Kg.m} \rightarrow \mu = \frac{15.8889,8}{1470 \times 100 \times 10^2} = 0.0091$$

$$K = 102 \text{ et } \epsilon = 0.9573 \rightarrow \bar{\sigma}_b' = \frac{1470}{102} = 14.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_1 = \frac{8909.2}{1470 \cdot 0.9573 \times 10} = 0.633 \text{ cm}^2 \rightarrow A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} < 0 ; \text{ alors pas d'armatures}$$

Tendue ; donc on utilise le minimum.

* Section "B" $M = 0.1383 \text{ t.m/ml} ; N = 0.914 \text{ t/ml}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.15 \text{ m} > e_1 = \frac{h_e}{6} = \frac{9}{6} = 1.5 \rightarrow \text{Section P.C}$$

$$\bar{\sigma}_b' = 296.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_f = 0.1383 \cdot 10^3 + 0.914 \times 2.5 \cdot 10^3 = 16115 \text{ Kg.cm/ml} \rightarrow \mu = 0.0335 \rightarrow \begin{cases} K = 48.6 \\ \epsilon = 0.924 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = 30.24 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A_1 = \frac{16115}{1470 \cdot 0.9214 \times 2} = 1.699 \text{ cm}^2 \rightarrow A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 1.077$$

* Section "C" $M = 0.0304 \text{ t.m.} ; N = 0.7939 \text{ t.}$ On adopte $4 \phi 8 / \text{ml}$ ($A = 2.01 \text{ cm}^2$)

$$e_0 = \frac{M}{N} = 3.83 > e_1 \text{ (section P.C)}$$

$$\mu = 0.0345 \rightarrow K = 47.8 ; \epsilon = 0.9204$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h_e} = 0.749 \text{ avec } h_e = 3 \text{ cm.} \rightarrow A_1 = 0.21 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 4 \phi 6 / \text{ml.}$$

VERIFICATIONS : e/ Condition de non fragilité

- Section ① $A \geq 0.69 \cdot 100 \cdot \frac{10.59}{2200} = 1.85 \text{ cm}^2$, on prend $4 \phi 8$ ($A = 2.01 \text{ cm}^2$)

Pour les autres sections cette condition est bien vérifiée.

13/ vérification de la Torsion de la poutre de rive:

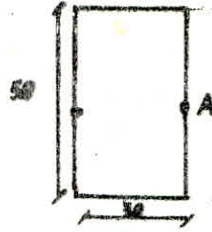
13.1. Contrainte de Cisaillement.

Poutre rectangulaire : $B = 30 \times 50$

Longueur : 450 m.

Moment de Torsion. $M_t = 0.0463 \text{ t.m.}$

$N = 1.0698 \text{ t.}$



au niveau de Chaque appui $M_t = 0.0463 \times \frac{4.28}{2} = 0.1112 \text{ t.} = 11120 \text{ Kg.cm.}$

La Contrainte Tangente est max au milieu des grandes cotés (point A)

sa valeur max est, donne par : $\tau_{b \max} = \frac{k \cdot M_t}{a^2 \cdot b}$ où k est en fonction de $\frac{b}{a}$

$$\frac{b}{a} = \frac{100}{30} = \frac{50}{30} = \frac{5}{3} \rightarrow (\text{Tableau}) \quad k = 4.3042.$$

$$\tau_{b \max} = \frac{4.3042 \cdot 0.1112 \cdot 10^3}{30^2 \times 50}$$

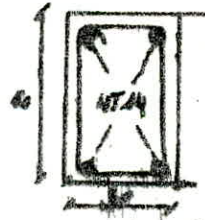
$$\tau_{b \max} = 1.064 \text{ Kg/cm}^2.$$

13.2 - Armatures Longitudinales: les armatures sont à introduire avec celles que l'on trouverait lors de l'étude du portique.

$$\omega_f = \frac{a+b}{3 \cdot b} \cdot \frac{\tau_{b \max}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{90}{150} \cdot \frac{1.064}{2800} = 2.03 \cdot 10^{-4} \rightarrow A_f = 0.304 \text{ cm}^2.$$

13.3. calcul du Tirant : chaque Tirant doit reprendre un effort de traction max de 0.9 t. La section des armatures Longitudinales A_f (Tendues) sera donné ; quelle que soit la forme de la section par :

$$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{980}{1470} = 0.67 \text{ cm}^2 \text{ On prend le min } (4.5 \text{ cm}^2 = A).$$



14/ fissuration

$$B_f = 30 \times 50 \text{ cm}^2.$$

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{6.10}{1500} = 4.1 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{4.45 \cdot 10^5 \cdot 6.9}{14}} = 1908 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 1470 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

CALCUL DES RIGIDITES

Le calcul des rigidités sera fait par la méthode de « MUTO ».

Exposé de la méthode :

- cette méthode due au professeur Muto est une méthode réglementaire en usage au Japon ; Pour le calcul des ossatures poteaux poutres sous l'action des forces latérales (séismes ; vent).

Principe de calcul :

En premier lieu ; l'effort tranchant d'étage est distribué aux différents portiques proportionnellement à leur rigidité de niveau ; puis l'effort tranchant de niveau du portique est distribué à son tour aux différents poteaux composant le portique ; proportionnellement à leur rigidité corrigée. Et enfin à partir des efforts sollicitant les poteaux on déduit les contraintes dans les poteaux et les poutres.

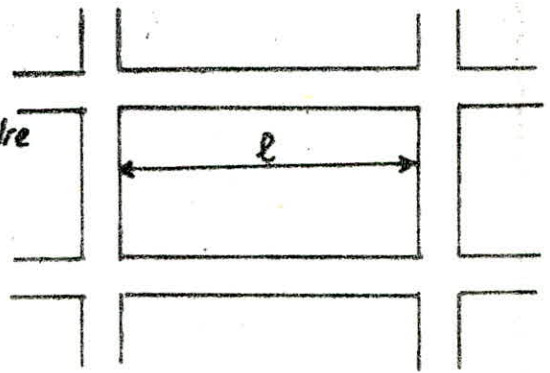
Conditions d'applications

- cette méthode est applicable pour les bâtiments à étages rigides dans leur plan ; ayant une ossature composée de portiques reprenant la totalité des charges verticales et horizontales
- les charges sont supposées concentrées au niveau des planchers.
- le diagramme de répartition des charges en élévation est, soit rectangulaire (cas du vent), soit triangulaire (cas du séisme).
- Pour obtenir une précision convenable ; il faut que la raideur ($\frac{I}{L^3}$) des poutres ; ne soit pas trop faible devant la raideur ($\frac{I_c}{L_c^3}$) des poteaux. on doit avoir $K \geq 0,2$ pour tous les nœuds de l'ossature.
- Les poteaux tels que $K < 0,2$; doivent être considérés comme ne faisant partie de l'ossature résistante aux charges horizontales.

- Les raideurs ($\frac{1}{l}$) des Travées adjacentes d'une même poutre ne doivent pas être Trop différentes (rapport compris entre 0,5 et 2)
- La raideur ($\frac{1}{h}$) d'un poteau ne doit pas Trop varier entre deux étages adjacents (rapport compris entre 0,5 et 2).
- on ne doit pas avoir de variation brusque de rigidité entre 2 niveaux adjacents

Etapes de calcul :

1. on calcul pour chaque poutre et poteau la longueur effective à prendre en compte.

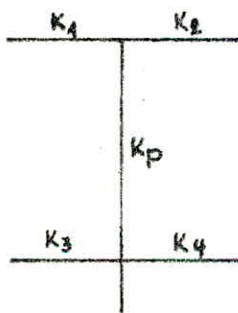


- . Poutres : $l_e = l + \frac{a}{2}$.
- . Poteau : $h_e = h + b/2$.

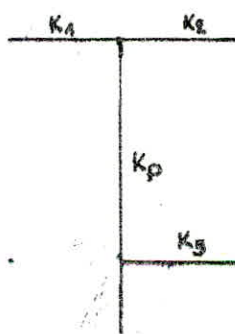
2) calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

$$K_{\text{Poteau}} = \frac{I}{h_e} ; K_{\text{Poutre}} = \frac{I}{l_e}$$

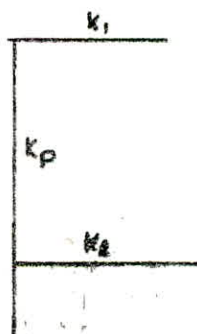
3) calcul des coefficients \bar{K} dans les sens x et y.



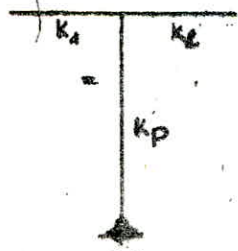
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2 K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2 K_p}$$



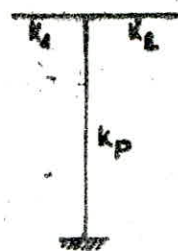
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2 K_p}$$



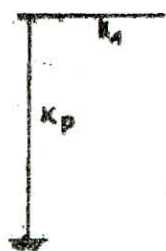
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$



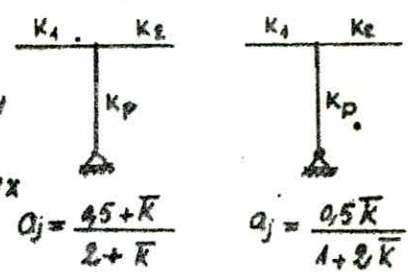
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

4. calcul des coefficients de correction α_j des rigidités des régidités dans les deux sens x et y .

Étage courant: $\alpha_j^{(i)} = \frac{1}{2+}$; 1^{er} niveau



5) calcul des raideurs K_0 et rigidités des poteaux

$\alpha_j K_j$ dans les deux sens x et y .

$$\alpha_j = \frac{45+K}{2+K}$$

$$\alpha_j = \frac{0.5K}{1+2K}$$

6) calcul de la quantité $D_j = \sum \alpha_j^{(i)} K_j^{(i)}$; pour chaque niveau des différents portiques transversaux ou longitudinaux.

7) Rigidité de niveau d'un portique à l'étage courant "i"

$$R_j = \frac{12E}{h_j^3} D_j$$

8) calcul de la quantité $D_i = \sum D_j$ dans les deux sens x et y

et $R_{jx} = \sum R_{jx} = \frac{12E}{h_j^3} \sum D_{jx} = \frac{12E}{h_j^3} D_{jx}$ et $R_{jy} = \frac{12E}{h_j^3} D_{jy}$.

9) Détermination du centre de Torsion, les coordonnées x_{cj} et y_{cj} sont données par:

$$x_{cj} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{jy}^{(i)} x_j^{(i)}}{\sum_{i=1}^n R_{jy}^{(i)}} ; \quad y_{cj} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{jx}^{(i)} y_j^{(i)}}{\sum_{i=1}^n R_{jx}^{(i)}}$$

10) calcul de la rigidité de Torsion $R_{j\theta}$ à chaque niveau j

donnée par la formule: $R_{j\theta} = \sum_{i=1}^n R_{jy}^{(i)} [x_j^{(i)}]^2 + \sum_{i=1}^n R_{jx}^{(i)} [y_j^{(i)}]^2$

11) calcul des efforts Tranchants de niveau j revenant à chaque portique.

12) Après avoir calculer l'effort Tranchant de niveau revenant à chaque portique, on utilise la méthode de cross pour calculer les efforts (M, N, T)

- Détermination du centre de masse

a- Centre de masse: Comme on a une répartition presque uniforme de la masse sur la surface, donc les coordonnées de centre de masse sont donner par:

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n S_i x_i}{\sum_{i=1}^n S_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n S_i y_i}{\sum_{i=1}^n S_i}$$

BLOC "B" Sens Transversale.

File	Pot	\bar{K}	a_j	K_p	$a_j K_p$	D_j	R_{ij}
5	C_4	1.818	0.607	3122	1895	3790	25802.9
	C_{17}	1.223	0.584	672.04	358.87	717.74	5470.42
6	C_{18}	2.826	0.689	713.47	491.58	2404.78	18080.32
	C'_{18}	5.016	0.786	713.47	560.78		
	C_5	2.306	0.652	3346.4	2181.85	4363.7	34134.2
7	C_{19}	2.055	0.630	760.0	478.8	957.6	9342.5
	C_6	2.17	0.64	3555	2275.2	4550.4	40183
8	C_{21}	1.965	0.622	795.165	494.6	989.2	10555
	C_8	2.08	0.632	3710	2345	4689.5	45090
9	C_{22}	1.83	0.61	853.83	520.84	1041.7	12815.6
	C_9	1.944	0.62	3969	2460	4920	54138
10	C_{10}	5.95	0.811	1661	1347	5165.5	55968.40
	C_{12}	3.87	0.744	1661	1235.7		
	C_{23}	1.70	0.594	875.31	520.	1040	13448

Bloc "A" sens Transversale.

File de Pot	Pot	\bar{K}	a_j	K_p	$a_j K_p$	D_j	R_{ij}
11	C_{25}	0.38	0.47	875.35	441.44	1234.84	24659.14
	C_{29}	1.66	0.59	875.35	546.456		
13	C_{11}	0.475	0.394	1928.57	759.85	1519.7	30362.36

sens long "BLOC B"

file ds poteau	Pot	\bar{K}	a_j	K_p	$a_j K_p$	D_j	R_{jx}
A	C_{17}	0.979	0.496	672	333.3	2540.3	5525
	C_{18}	0.922	0.487	713.47	347.46	2984.8	
B	C_{19}	0.751	0.455	875.35	398.28	5150	23618
	C_{20}	1.541	0.576	853.82	491.80	6050.4	
	C_{21}	1.655	0.589	795.16	468.36	4997.4	
	C_{22}	1.7305	0.598	760.34	454.68	4435.9	
	C_{23}	0.922	0.487	713.47	347.46	2984.8	
E	C_4	3.51	0.7277	1661.504	1209.1	13100.6	78498.8
	C_5	5.388	0.797	2165.41	1725.83	17865.4	
	C_6	5.752	0.806	2028.17	1634.7	14845	
	C_8	5.995	0.812	1945.95	1580.1	13209	
	C_9	6.36	0.820	1834.40	1504.1	11174.4	
	C_{10}	3.362	0.720	1735	1249.9	8304.4	

sens long "BLOC A"

Pot	\bar{K}	a_j	K_p	$a_j K_p$	D_j	R_{jx}
C_{24}	1.68	0.5924	875.35	518.56	4856.72	347031.18
C_{11}	1.34	0.5510	1800	991.80		
C_{13}	1.053	0.510	1800	918		

— SENS TRANS —

BLOC "B"

	t_y	R_{jy}	$R_{j\theta}$ (cm)	t_x	Port	R_{jy}	X_j (cm)	$Z_{jy} \frac{R_{jy}}{R_{j\theta}}$	$Z_{jy} \frac{R_{jy}}{R_{j\theta}} \cdot x \cdot e_x$	$Z_{jy} \frac{R_{jy}}{R_{j\theta}} \cdot x_i \cdot e_y$	$T_j = \sum T_i$	$\delta_j = \frac{T_j}{R_{j\theta}}$ (cm)
118.825	255316.3	28.5124 · 10 ⁴⁰	118.25	5	25802.9	-1378	11.95	-3.2	+3.20	21.95	0.463	
				6	34134	-898	15.81	-2.76	+2.76	15.81	0.463	
				7	40183	-418	18.61	-1.510	+1.50	18.61	0.463	
				8	45090	+62	20.88	+0.25	+0.25	21.38	0.474	
				9	54138	+542	25.074	+2.64	+2.64	30.354	0.56	
				10	55968.4	+1022	25.92	+5.148	+5.148	36.216	0.647	
16.25	34855.92	6.25467 · 10 ⁴⁰	18.77	5	2735.2	-1378	1.275	-0.212	+0.246	1.309	0.479	
				6	9040.16	-898	4.214	-0.458	+0.529	4.285	0.474	
				7	4671.25	-418	2.178	-0.110	+0.127	2.195	0.4698	
				8	5277.5	+62	2.460	+0.0185	+0.0213	2.5	0.474	
				9	6407.8	+542	2.987	+0.196	+0.226	3.409	0.532	
				10	6724	+1022	3.134	+0.388	+0.448	3.970	0.590	

— SENS LONG — . BLOC B .

T_y	R_{jx}	R_{j0}	T_x	R_{jy}	Y_j	$T_{jx} \frac{R_{jx}}{R_{jy}}$	$T_{jx} \frac{R_{jx} \cdot a}{R_{j0}}$	$T_{jy} \frac{R_{jy} \cdot a}{R_{j0}}$	$T_j - \Sigma T_i$	$S_i = \frac{T_i \text{ cm}}{R_{jx}}$	
118.825	15997.6	2851.16	118.825	B	78498.8	-900	59.125	+6.35	+6.35	71.825	0.45
				B	78498.8	+900	59.125	-6.35	+6.35	59.125	0.37
16.25	29143	6.25 $\cdot 10^{10}$	18.77	B	5525	1320	3.568	+0.227	+0.263	4.048	0.14
				B	23.618	1140	15.21	+0.848	0.970	17.62	0.58

Sens Trans ~ - BLOC "C"

T_x	R_{jy}	R_{j0}	T_y	R_{jx}	R_{jy}	X_j	$T_{jy} \frac{R_{jy}}{R_{jx}}$	$T_{jy} \frac{R_{jy} \cdot a}{R_{j0}}$	$T_{jx} \frac{R_{jx} \cdot a}{R_{j0}}$	$T_j - \Sigma T_i$	$S_i = \frac{T_i}{R_{jx}}$
32.466	69485.38	4.656 $\cdot 10^{10}$	35.223	2	17920.7	-263	9,084	-0,471	+0,434	9,084	0,51
				3	25846,4	+217	13,102	+0,560	+0,516	14,178	0,55
				4	25718.2	+697	13,037	+0,663	+0,611	14,311	0,55
31.286	59300,48	5,795 $\cdot 10^{10}$	33,944	1	31349,5	-743	17,962	-1,803	+1,662	+17,962	0,54
				2A	2640,8	-263	4,946	-0,176	+0,162	+4,946	0,57
				3A	13799,5	+217	7,900	+0,232	+0,213	+8,346	0,60
				4A	5480,6	+697	3,137	+0,295	+0,272	3,704	0,675

Sens Longitudinale - Bloc "C"

T_x	R_{jx}	R_{j0}	T_y	R_{jy}	R_{jx}	Y_j	$T_{jx} \frac{R_{jx}}{R_{jy}}$	$T_{jx} \frac{R_{jx} \cdot a}{R_{j0}}$	$T_{jy} \frac{R_{jy} \cdot a}{R_{j0}}$	$T_j - \Sigma T_i$	$S_i = \frac{T_i}{R_{jx}}$
31.286	18995.85	5.795 $\cdot 10^{10}$	33,944	14	3238,62	855	5,334	+0,147	0,181	5,112	0,88
				15	4058,74	984	6,685	+0,285	0,263	7,233	0,89
				15A	2900,28	1113	4,777	+0,230	0,212	5,219	0,90
				16	2451,7	1220	4,038	+0,231	0,213	4,982	0,91
				17	2581,2	1113	4,251	+0,205	0,189	4,645	0,90
				1	3765,21	515	6,201	0,198	0,187	5,466	0,96
32.464	25124.52	4.656 $\cdot 10^{10}$	35,223	2	8263,26	644	10,677	0,490	0,452	11,619	0,70
				3	6027,26	773	7,788	0,429	0,395	8,612	0,71
				4	10234,0	900	14,000	0,897	0,827	15,724	0,73

ETUDE AU SEISME

Généralités: Les secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur ; il en résulte des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

La grande partie de l'Algérie est susceptible d'être soumise à des importantes forces sismiques, l'intensité de ces secousses est suffisante pour avoir des dégâts importants aux constructions. A moins que celle-ci, soient construites de manière adéquate pour résister à ces efforts, par ailleurs, quelques recommandations de conception générale de bâtiment:-

- réduire autant que possible la hauteur des bâtiments, ainsi que le rapport de hauteur avec la largeur
- Éviter les ensembles mal équilibrés en hauteur ou en inertie et les éléments de constructions mal liés à l'ossature
- prévoir des fondations soigneusement chaînées et engagées dans le sol afin de s'opposer aux efforts de soulèvements dus au séisme.
- Prévoir si possible un sous sol ou des fondations profondes armées qui ancrent la constructions dans le sol
- Éviter les ouvertures de très grandes dimensions.
- Abaisser le plus possible la c.d.g de la construction
- Réaliser des nœuds rigides ainsi qu'une bonne disposition d'armatures. Autour des ouvertures, il faut prévoir des encadrements armés liés à l'ossature
- Dans les poteaux les recouvrements des barres en attente devront être au moins égaux à 50 fois le diamètre de ces barres et réalisés sans crochets
- Assurer l'indéformabilité de l'ensemble par des contreventements dans tout les sens.

REGLE SUIVIE

Depuis le séisme d'ECHELEF (10 octobre), le CTC a établi un règlement parasismique Algérien (R.P.A) 81, rendant les conditions de sécurité plus strictes, donc le règlement suivi est le RPA 81

Principe de Calcul.

On va faire un calcul simplifié en substituant aux effets dynamiques réels des sollicitations statiques basées sur les coefficients (A, B, D, Q), ces sollicitations sont censées être équivalentes à celle des efforts sismique. Ceci pour les BLOC A et B, pour le BLOC C, lorsqu'il présente une forme trapézoïdale le calcul se fait avec une étude dynamique.

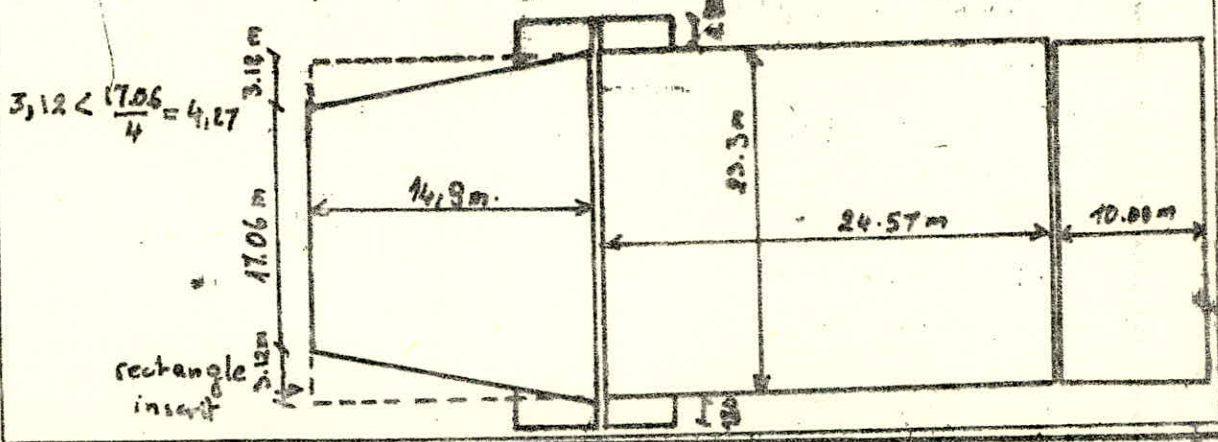
Le calcul n'est valable que si les conditions suivantes sont vérifiées: (Art 3.2.1.1 RPA)

1. Le bâtiment ou Bloc étudié a une hauteur au plus égal à 45m en zone II, → vérifié.
2. La forme du bâtiment étudié est simple, symétrique, proche d'un rectangle avec partie en saillie ou en retrait ne dépassant pas 25% des dimensions du rectangle inscrit de référence dans le sens considéré.
3. Dans le cas des décrochements en élévation, la variation des dimensions dans les deux directions ne dépassent pas 25% entre 2 niveaux adjacents et ne s'effectue que dans le sens d'une réduction à hauteur croissante.
4. La distance entre centre de masse et le centre de torsion ne dépasse à aucun niveau 30% de la largeur effective du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considéré:

Bloc	$Y_G - Y_C$	20% de largeur	$X_G - X_C$	20% largeur
A	0,00	4,28 m	0,00	2,00 m
B	2,17 m	4,94 m	0,00	4,66 m
C	0,370	2,98	0,00	3,42

5° le rapport masse sur rigidité de 2 niveaux successive ne doit pas varier de plus de 25% à cha direction.

6. Le bâtiment étudié présente un degré d'amortissement voisin à tous les niveaux. En particulier dans le cas d'ossatures autoportantes avec remplissage en maçonnerie, les remplissages insérés entre les poteaux ont une densité de même ordre.
7. La structure ne présente pas plusieurs degrés de liberté dans un même plan horizontal.



ETUDE DYNAMIQUE

Introduction:

Vu que notre ouvrage présente une dénivellation en Bloc C et ne remplit pas certain condition permettant le calcul statique, on s'est obligé à faire une étude dynamique directe.

Le calcul dynamique permet d'étudier le comportement d'un bâtiment soumis à des actions horizontales de courte durée. Sous ces actions, l'ouvrage effectue un mouvement oscillatoire relativement à sa position non déformée. Ce calcul permet à partir d'un modèle mathématique de choisir le plus conformément possible à la réalité, de connaître la déformée, ainsi on calculera les déplacements et les périodes de mouvements dus aux actions sismiques.

Méthode de calcul:

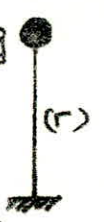
Definition des modes: Le mode est défini par l'allure de sa déformée



Exposé à la méthode: Le système est composé d'une tige de masse négligeable, de rigidité (r), et d'une masse concentrée M. Dans un premier lieu on néglige la compression dans la tige. La rigidité représente la force nécessaire pour produire un déplacement unitaire [Force / unité longueur]

a) on considère la masse déplacée de sa position d'équilibre ce déplacement est due à un choc ou une action de courte durée, et supposons que M est relâché à t=0

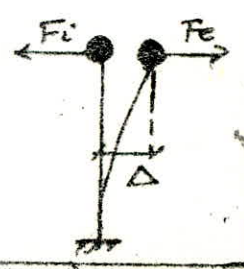
Notre système effectuera un mouvement oscillatoire par rapport à la position d'équilibre, la position de la masse M peut être défini par une seul



coordonnée x. Le principe d'Alembert affirme que l'équilibre dynamique est réalisé lorsque la résultante des deux forces en présence est nulle: La force d'inertie dans le sens opposé à l'accélération et la force élastique proportionnelle aux déplacements

$$F_i = -M \frac{d^2x}{dt^2}, F_e = r \cdot x, F_e - F_i = 0$$

$$F_e = -M \frac{d^2x}{dt^2} - r x = 0 = M \frac{d^2x}{dt^2} + r x$$



$$\Rightarrow \frac{d^2 z}{dt^2} + \frac{r}{M} z = 0 \quad , \text{ en prenant } \omega^2 = \frac{r}{M}$$

on obtient $\frac{d^2 z}{dt^2} + \omega^2 z = 0$ qui est une équation du

second ordre sans second membre avec coefficient constant dont l'équation caractéristique est $p^2 + \omega^2 = 0$

La solution est $p_{1,2} = \pm i\omega$

Ainsi l'équation différentielle a une solution de la forme:

$$x(t) = c_1 \cos \omega t + c_2 \sin \omega t \text{ qu'on peut l'écrire}$$

$$x(t) = A \sin(\omega t + \varphi) \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} c_1 = A \sin \varphi \\ c_2 = A \cos \varphi \end{array}$$

$$\text{d'où } A = (c_1^2 + c_2^2)^{1/2} \text{ et } \tan \varphi = \frac{c_2}{c_1}$$

Les conditions initiales donnent $x_{t=0} = \Delta$, $(\frac{dx}{dt})_{t=0} = v_0$

$$\text{d'où } c_1 = \Delta \quad c_2 = \frac{v_0}{\omega}$$

L'équation du mouvement s'écrit $x(t) = \Delta \cos \omega t + \frac{v_0}{\omega} \sin \omega t$
La valeur instantanée du déplacement est appelée couramment

elongation de vibration, à cela s'ajoute l'amplitude $x_0 = \max x(t)$ qui peut être obtenue en faisant

$$\sin(\omega t + \varphi) = 1, \quad x_0 = A \text{ et } \omega t + \varphi = (2n+1)\pi/2$$

$$x_0 = A = \left(\Delta^2 + \left(\frac{v_0}{\omega} \right)^2 \right)^{1/2}$$

Par hypothèse à $t=0$ $v_0=0$, d'où $x_0 = \Delta = A$, $\varphi = \pi/2$
c'est à dire l'amplitude est égale au déplacement initial
en effet l'énergie du système restant constante, le mouve-
ment continue indifféremment dans le temps, alors en

derivant $x(t)$ on obtient: $\frac{dx}{dt} = v(t) = A\omega \cos(\omega t + \varphi)$

$$\frac{d^2 x}{dt^2} = \frac{dv(t)}{dt} = -A\omega^2 \sin(\omega t + \varphi) = -\omega^2 x(t)$$

Le temps nécessaire à la masse pour revenir à sa position initiale représente la période propre de vibration du système, elle peut être calculer comme suit.

$$x(t) = x(t+T) = A \sin(\omega(t+T) + \varphi) = A \sin(\omega t + \varphi)$$

$$\text{d'où } \omega(t+T) + \varphi = 2\pi + \omega t + \varphi \quad \text{ainsi } \omega T = 2\pi$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad \text{on a posé } \omega^2 = \frac{r}{M} \text{ d'où } T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{r}}$$

est fonction des propriétés mécaniques du système

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{r}} = 2\pi \sqrt{\frac{Mg}{rg}} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{P}{r}}$$

la quantité P/r represente le deplacement de la masse sous l'action de son poids P agissant stiquement dans la direction des vibrations

$$\Delta_{st} = \frac{P}{r}$$

Nous avons alors, compte tenu de la valeur de $g = 9.81 m/s^2$

d'où $T = 0.2 \sqrt{\Delta_{st}}$

Δ_{st} en cm ; T en secondes

ce deplacement statique dans la direction des vibrations sera calculer avec la formule

$$\Delta_{st} = \frac{Ph^3}{3EI} \quad I: \text{sommes des inerties des poteaux}$$

Determination de " Δ_{st} ":

calcul de la masse : BLOC "c"

surface Plancher 1: $(18 + 12,88) \times 4,8 \times \frac{2}{2} = 138,96 m^2$

surface plancher 2: $(12,88 + 10,3) \times \frac{2,8}{2} = 51,955 m^2$

Console: $1,8 \times 10,2 = 18,36 m^2$

dalle 1 + 2: $4,5 \times 3,4 \times 2 + (4,2 + 5,5) \times \frac{4,5}{2} \times 2 = 61,20 + 43,65 = 104,85 m^2$

→ surface plancher 2 = $175,545 m^2$

Poutres transversales = (4) $\left. \begin{aligned} 2,5 \times 0,6 \times 1 \times 12,88 &= 39,32 t \\ 2,5 \times 0,6 \times 1,2 &= 45,45 = 27,01 t \\ 2,5 \times 0,6 \times 4,2 \times 10 &= 32,4 t \end{aligned} \right\} 79,53 t$

- Poutres longitudinales: $0,35 \times 1 \times 4,5 \times 6 \times 2,5 = 23,625 t$

- 1/2 poteau: $\left. \begin{aligned} 4,8 \times 0,6 \times 0,8 \times 7,85 \times 0,5 &= 18,09 t \\ 0,4 \times 0,6 \times 2,85 \times 0,5 &= 2,062 t \end{aligned} \right\}$

masse plancher (1): $138,96 \times 0,50 = 69,48 t$

$P_t = 79,53 + 23,625 + 18,09 + 2,062 = 123,297 t$

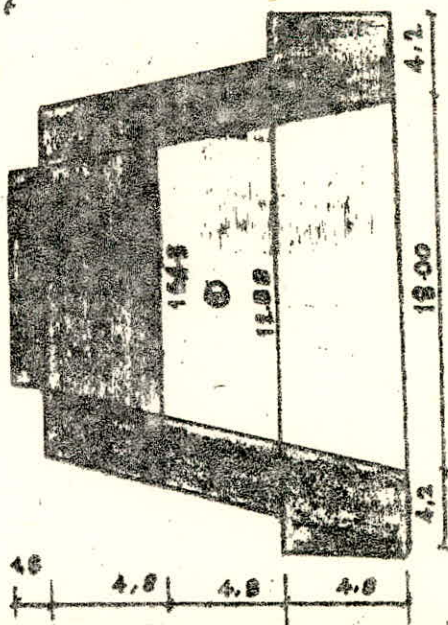
$G_t = 126,079 t + 24,463 = 150,542 t$

- Poutres transversales (2)

$\left. \begin{aligned} 0,3 \times 0,5 \times 3,8 \times 3,4 \times 6 &= 7,65 t \\ 0,3 \times 0,5 \times 2,5 \times 4,2 \times 2 &= 3,15 t \\ 0,3 \times 0,5 \times 2,5 \times 4,2 \times 2 &= 0,90 t \end{aligned} \right\} 11,70 t$

- Poutre longitudinale (2)

$0,3 \times 0,5 \times 2,5 \times 4,5 \times 6 = 10,125 t$



1/2 masse poteau

$$\frac{10}{2} \times 0,5 \times 0,5 \times 2,5 \times 6,95 = 21,718 \text{ t}$$

mur exterieures

$$1) 4,5 \times \frac{6}{2} \times 6,95 \times 0,3 \times 4,4 = 39,406 \text{ t}$$

$$2) 10,3 \times \frac{1}{2} \times 6,95 \times 0,3 \times 4,4 = 15,032 \text{ t}$$

$$\text{Poids de Plancher: } (224,345 \times 0,660 + 61,2 \times 0,61) = 112,799 \text{ t}$$

$$G_2 = 112,799 + 15,032 + 39,406 + 21,718 + 10,125 + 11,70 \text{ t}$$

$$G_2 = 210,780 \text{ t}$$

Surcharge:

$$\frac{1}{5} P_1 = 0,100 \times \frac{138,96}{5} = 2,779$$

$$G_1' = G_1 + \frac{1}{5} P_1$$

$$\frac{1}{5} P_2 = 0,100 \times \frac{175,545}{5} = 3,511$$

$$G_2' = G_2 + \frac{1}{5} P_2$$

d'où

$G_1' = 222,369 \text{ t}$	$G_2' = 214,291 \text{ t}$
----------------------------	----------------------------

$$\Sigma \text{ masses: } = G_1 + G_2 = 222,369 + 214,291 = 436,660 \text{ t}$$

Inertie des Poteaux (sens transversale)

$$I_T = \frac{60 \times 80^3}{12} \times 6 + \frac{10 \times 50^4}{12} + 4 \times \frac{60^4}{12} = 2488,84 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

sens longitudinal

$$I_L = \frac{80 \times 60^3}{12} \times 6 + \frac{10 \times 50^4}{12} + 4 \times \frac{60^4}{12} = 1816,833 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

Calcul de La periode

Sens transversale

$$\Delta_{S_1} = \frac{Ph^3}{3 \times EI} = \frac{436,660 \times 10^3 \times (850)^3}{3 \times 381484 \times 2488,8 \times 10^4} = 9,41 \text{ cm}$$

$$T_T = 0,2 \times \sqrt{9,41} = 0,61 \text{ secondes}$$

Longitudinalement

$$\Delta_{S_2} = \frac{436,66 \times 10^3 \times (850)^3}{3 \times 381484 \times 1816,833 \times 10^4} = 12,89$$

$$T_L = 0,2 \sqrt{12,89} = 0,718 \text{ seconde}$$

Determination des charges soumise a l'action sismique

Les charge sont supposee concentrees aux niveaux des Plancher

La charge sismique $W = G + P/5$

G: Poids propre (charge permanente) $P/5$ Poids d'equipement fixe

BLOC B Surface du Plancher $S = 4,8 \times 5 \times 18 = 432 \text{ m}^2$

$$\text{charge: } = 660 \times 432 = 275,4 \text{ t.}$$

Poutre transversale:

$$2,5 \times 0,6 \times 1,3 \times 18 \times 4 = 140,4 \text{ t}$$

$$2,5 \times 0,35 \times 2 \times 18 = 13,75 \text{ t}$$

$$2,5 \times 0,6 \times 1,2 \times 18 = 32,40 \text{ t}$$

Poutres longitudinale

$$0,35 \times 2 \times 4,8 \times 5 \times 2,5 \times 2 = 42 \text{ t}$$

$$\frac{1}{2} \text{ Poteaux: } 1) 0,6 \times 0,8 (7,35 + 7,8 + 8,2 + 8,35 + 9) \times \frac{1}{2} = 48,96 \text{ t}$$

$$2) 0,6 \times 0,6 \times 8,5 \times 7,8 \times \frac{1}{2} = 12,96 \text{ t}$$

$\frac{1}{2}$ Mur exterieures

$$(1) 4,5 \times 5 \times 7,95/2 \times 0,3 \times 1,4 \times 2 = 75,128 \text{ t}$$

$$(2) = 27,22 \text{ t}$$

$$\frac{1}{5} P = \frac{432 \times 100}{5} = 8,64 \text{ t}$$

$$\Sigma \text{ masse} = 275,4 + 140,4 + 13,75 + 32,4 + 42 + 48,96 + 12,96 + 75,128 + 27,22 + 8,64 = 679 \text{ t}$$

$$W_1 = 679 \text{ t}$$

Plancher (2)

$$\text{delle } 4 \times 2,1 \times 4,5 \times 640 = 23,058 \text{ t}$$

$$4,5 \times 3,9 \times 660 = 11,583 \text{ t}$$

$$\text{Poutres transvers: } 4 \times 2,4 \times 0,3 \times 0,5 \times 2,5 = 3,6 \text{ t}$$

$$2 \times 4,2 \times 0,3 \times 0,5 \times 2,5 = 3,15 \text{ t}$$

$$\text{Poutre Long. } 2 \times 5 \times 4,5 \times 0,3 \times 0,5 \times 2,5 = 16,875 \text{ t}$$

$$\frac{1}{2} \text{ Poteaux } 7 \times 2,5 \times 0,5 \times 0,5 \times \frac{6,95}{2} = 15,05 \text{ t}$$

$$\text{Mur } 4,5 \times 5 \times 6,95 \times 0,3 \times 1,4 = 32,84 \text{ t}$$

$$\frac{1}{5} P = \frac{100}{5} \times (4 \times 2,1 \times 4,5 + 4,5 \times 3,9) = 4,107 \text{ t}$$

$$\Sigma \text{ masse} = 107,262 \text{ t}$$

$$W_2 = 107,262 \text{ t}$$

Calcul des forces Sismiques :

Pour notre cas Les condition d'application de La methode statique sont verifié , on fait un calcul statique equivalent

formule (RPA Art 3.31) $V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W$

V: force horizontale totale

A: coefficient d'acceleration des zones il depend du groupe d'usage de La structure et de La zone sismique.

Pour notre cas (groupe "1" zone II $A = 0,25$) RPA tab 1

D: facteur d'amplification dynamique , La valeur de D sera determinee d'après le type du sol en fonction de La Periode T du Bahiment a partir du graphe (RPA, art Determination de T:

D'après Le RPA 81, La valeur de T pour le bahiment dans les quels Le systeme de contreventement est une ossature autostable capable de reprendre 100% les forces horizontales , peut etre determiner par La formule :

$$T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} = \frac{0,09 \times 9,15}{\sqrt{22,8}} = 0,17 \text{ sec} , \text{ sol ferme} \Rightarrow D = 2$$

sans long.

$$T_L = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} = \frac{0,09 \times 9,15}{\sqrt{23,3}} = 0,17 \text{ se} \Rightarrow D = 2$$

B: facteur de comportement de La structure , il depend du type de structure et de La nature de ses contreventement. La valeur de B et dans le tableau 2 - (RPA 81).

Portique autostable $B = 1/4$

Q : facteur de qualite, les valeurs de Q sont donnees par La formule $1 + \sum_{q=1}^k P_q$

q: est La penalite qui depend de l'observation ou non des criteres de qualite q, les criteres, ainsi que les valeurs de Pq correspondantes sont donnees dans le tableaux

critères	critères obsv	Pq = non obsv
1 Conditions minimal des files Porteeses	0	0,1*
2 Surabondance sur Plan	0	0,1
3 Symetrie en Plan	0	0,1
4 Regularité en élévation	0	0,1*
5 Contrôle de quantité du béton	0	0,1*
6 " qualité de la construction	0	0,1*

$$Q = 1 + 0,1 + 0,1 + 0,1 + 0,1 = 1,4 \quad Q = 1,4.$$

Seisme transversale (BLOC B)

$$V_{T2} = 0,25 \times 2 \times \frac{1}{4} \times 1,4 \times 679 = 118,825 \text{ t}$$

Seisme longitudinale

$$V_{L2} = 0,25 \times 2 \times \frac{1}{4} \times 1,4 \times 679 = 118,825 \text{ t}$$

$$V_{T2} = 0,199 \times 107,262 = 18,77 \text{ t}$$

$$V_{L2} = 18,77 \text{ t}$$

BLOC C

$$T_T = 0,61 \text{ s} \quad \text{sol ferme} \Rightarrow D = 2 \sqrt{\frac{0,5}{T}} = 2 \sqrt{\frac{0,5}{0,61}} = 4,82$$

$$T_L = 0,748 \quad D_L = 2 \sqrt{\frac{0,5}{T}} = 2 \sqrt{\frac{0,5}{0,748}} = 4,669$$

$$\sqrt{T}_{T2} = 0,25 \times 4,81 \times \frac{1}{4} \times 1,4 = 0,1584$$

$$\sqrt{T}_{L2} = 0,25 \times 4,669 \times \frac{1}{4} \times 1,4 = 0,146$$

Forces sismiques transversales

$$F_1 = 0,1584 \times 222,369 = 35,233 \text{ t}$$

$$F_2 = 0,1584 \times 214,291 = 33,944 \text{ t}$$

Forces sismiques longitudinale

$$F_1 = 0,146 \times 222,369 = 32,466 \text{ t}$$

$$F_2 = 0,146 \times 214,291 = 31,286 \text{ t}$$

efforts dans les portiques - charges verticales

Le calcul des portiques sous les charges verticales est fait par la méthode exacte de Cross.

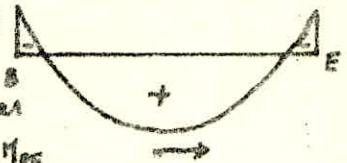
Principe de la méthode: Lorsque dans une barre partiellement ou totalement encastree, on connaît les moments de flexion agissant en ses deux points, l'on sait par les formules classiques de la R.D.M. calculer les éléments de réduction (M, N, T) en toute section de la barre. Il est donc très utile de commencer par calculer les moments d'encastrement. Généralement dans le cas de la poutre continue le problème peut être résolu d'une manière simple à l'aide des relations de R.D.M. malheureusement dans le cas des systèmes hyperstatiques complexes, les calculs conduits de cette manière sont-ils pratiquement inextricables.

La méthode de Cross, par contre, permet au moyen d'approximation successives de résoudre par des calculs simples le problème considéré, c.à.d. la détermination des moments de flexion aux extrémités des barres.

Conversion de signe: méthode de Cross prend.

$$M_{DE} = \frac{9l^2}{42} \quad \text{et} \quad M_{ED} = \frac{9l^2}{42} \quad \text{c.à.d. la contraire de rotation}$$

Pour la méthode il est nécessaire de faire une distinction fondamentale entre des structures dont les nœuds subissent un déplacement et les nœuds qui ne subissent pas de déplacement.

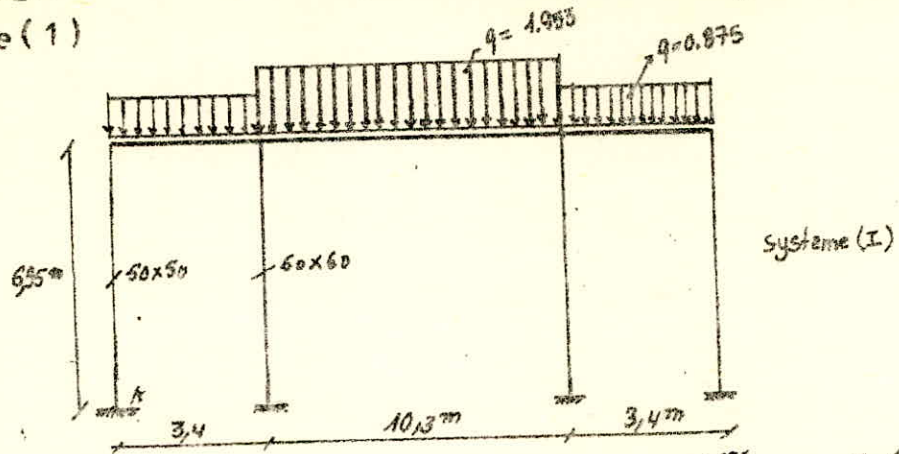


EXPOSE DE LA MÉTHODE: La méthode de Cross consiste à prendre comme valeur approchée du moment cherché le moment qui serait transmis par le nœuds à la barre si celle-ci était parfaitement encastree et à déterminer quelles corrections il faut apporter à ce moment pour obtenir le moment réel.

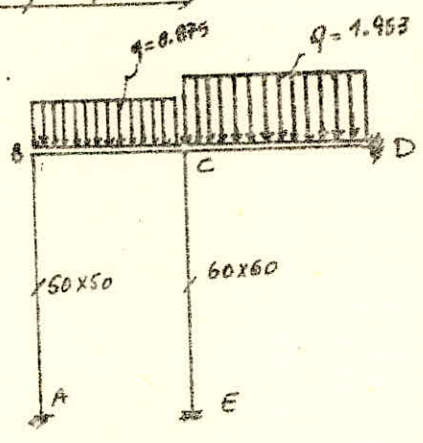
Pratiquement nous aurons toujours à effectuer 4 opérations:

- 1° Calculer des raideurs des barres ($\frac{E}{l}$ ou $\frac{3}{4} \frac{E}{l}$)
- 2° Calculer des coefficients de répartition des barres.
- 3° Calcul des moments d'encastrement parfaits des barres; M
- 4° Répartition et transmission des moments d'après un tableau (voir exemple)

1^o Exemple: Portique soumis à des charges verticales
 Portique (1)



Le système (I) est équivalent à ce système.



a/ $R_{AB} = 919,12$; $R_{BC} = 749,4$
 $R_{CE} = 1553,96$; $R_{CD} = 884,71$

b/ Coefficients de repartition

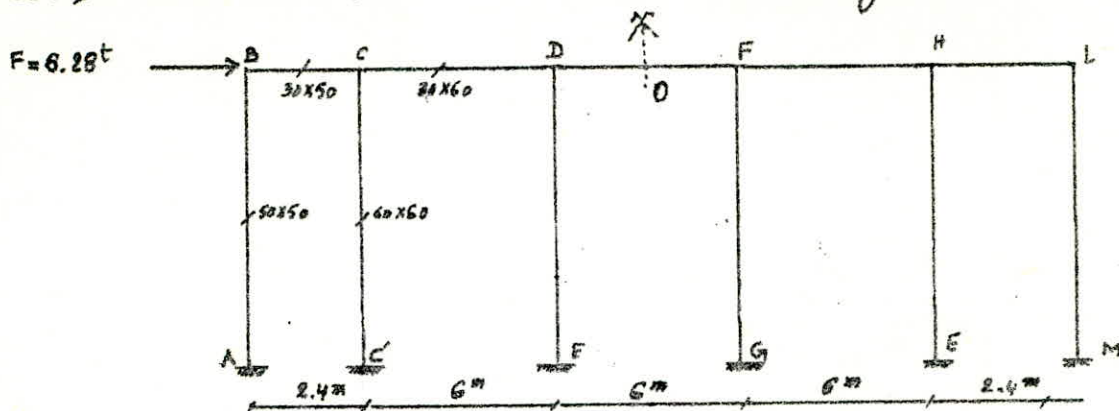
$C_{BA} = 0,449$; $C_{BC} = 0,551$
 $C_{CB} = 0,274$; $C_{CE} = 0,463$
 $C_{CD} = 0,263$

c/ Moment d'encastrement: $M_{BC} = q \frac{l^2}{12} = 0,843$; $M_{CD} = q \frac{l^2}{12} = 17,266$

	A		B			C		E
	AB	BA	BC	CB	CE	CD	EC	
C_{ij}		0.449	0.551	0.274	0.463	0.263		
M^e			+0.843	-0.843		+17.266		
C			-2.250	-4.500	-7.604	-4.319	-3.802	
B	+0.316	+0.632	+0.775	+0.388				
C			-0.053	-0.106	-0.179	-0.102	0.085	
	+0.012	+0.024	+0.029	+0.015				
				-0.004	-0.007	-0.004	-0.0035	
M_f	+0.328	+0.656	-0.656	-5.050	-7.790	+12.841	-3.895	

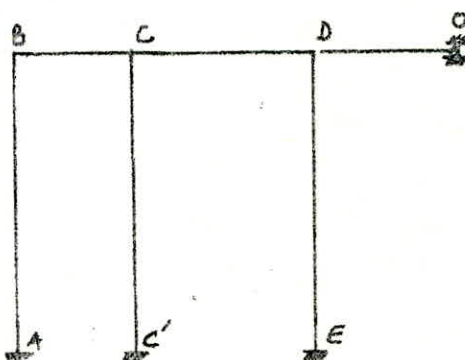
Efforts dans les portiques - charges horizontales -

on considère le Portique " " soumis à une force horizontale sismique $F = 6.28^t$



Le système est équivalent à ce système :

Par raison de symétrie le moment en point "O" est nul. Donc au point de vue des déformations tout le passe comme si nous avions une rotule en "O".



a/ calcul les raideurs des Barres :

$$R_{AB} = \frac{I}{R} = \frac{0.5^4}{12 \cdot 6.2} = 8.4 \cdot 10^{-4} \quad \& \quad R_{BC} = \frac{0.3 \cdot 0.5^3}{12 \cdot 2.4} = 13.021 \cdot 10^{-4} \quad \& \quad R_{C'D} = R_{DE} = 17.42 \cdot 10^{-4}$$

$$R_{CD} = 9 \cdot 10^{-4} \quad R_{DO} = 1.5 R_{DF} = 1.5 \cdot 9 \cdot 10^{-4} = 13.5 \cdot 10^{-4}$$

b/ calcul les coefficients de repartition des barres :

$$C_{BA} = \frac{R_{BA}}{R_{BA} + R_{BC}} \quad \& \quad C_{CB} = \frac{R_{CB}}{R_{CB} + R_{CC'} + R_{CD}} \quad \& \quad C_{CD} = \frac{R_{CD}}{R_{CD} + R_{CE} + R_{CC'}}$$

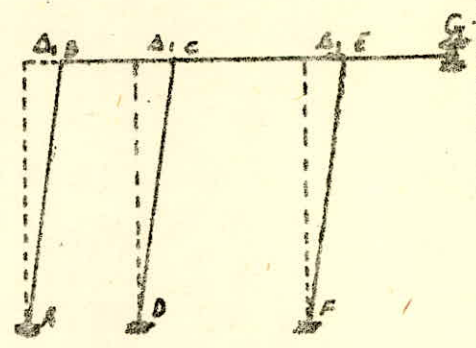
$$C_{BA} = 0.39214 \quad ; \quad C_{CB} = 0.33014 \quad ; \quad C_{CC'} = 0.4417 \quad ; \quad C_{CD} = 0.2282 \quad ; \quad C_{DE} = 0.4364 \dots$$

c/ Pour le calcul ; on dresse un Tableau où :

- sur la 1^{ère} ligne nous indiquerons les noeuds ; y compris les appuis et nous les séparerons par des colonnes verticales à double traits
- sur la 2^e ligne nous indiquerons les barres aboutissant à chaque noeud et nous les séparerons par un simple trait vertical.
- sur la 3^e ligne nous porterons les coefficients de répartition correspondant à chaque barres : $c = \frac{R}{\sum R}$.

$N = n - c$ avec n : le nombre de noeuds susceptibles de se déplacer, c : le nombre de contours fermés.
 Dans notre cas: $n = 3$; $c = 2 \rightarrow N = 1$ déplacement.

Lorsque les noeuds sont fixes il n'y a aucun moment dans les barres. Donnons un déplacement arbitraire " Δ " à



$m \quad \mathcal{M}_{AB} = \mathcal{M}_{BA} = \frac{\Delta EF}{l^2} = 1$
 $\frac{\mathcal{M}_{CD}}{\mathcal{M}_{DC}} = \frac{\Delta EF'}{l'^2} = \frac{I'}{I} = \frac{9}{5} = 2.0736$

Pour le calcul, on dresse un Tableau.

Noeuds	A		B		C			E		G
Barre	AB	BA	BC	CB	CD	CE	EC	EF	EG	GE
C_{ij}	/	0.3922	0.0270	0.3501	0.4117	0.2282	0.2211	0.4369	0.3382	/
\mathcal{M}	+1.00	+1.00	/	/	2.0736	/	/	2.0736	/	/
E^*							-0.2337	-0.4674	-0.905	-0.7015
C			-0.304	-0.507	-0.9127	-0.4170	-0.201			
B	-0.1365	-0.2731	-0.423	-0.216						
E^*						0.0226	+0.045	0.0877	0.0679	0.0034
C			+0.0012	0.0024	0.0054	+0.0108	+0.0025			
B	-0.0051	-0.0122	-0.0247	-0.0099						
E^*							-0.0004	-0.0008	-0.0017	-0.00035
C			0.0015	0.0030	0.0075	0.0015	0.003			
B	-0.00031	-0.0006	-0.0012	-0.0006				-0.00021	-0.0004	-0.0001
	0.06709	+0.7101	-0.7141	-0.763	+1.348	-0.585	-0.6206	4.2548	-0.6308	-0.24756

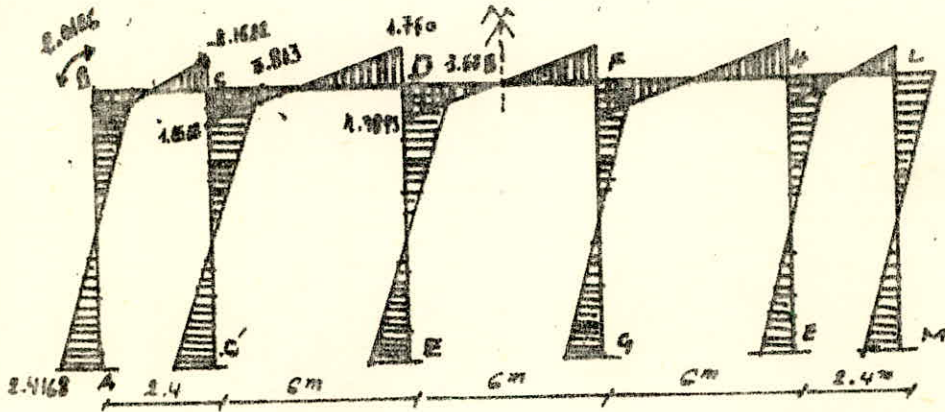
$T_{AB} = \frac{0.31407 + 0.85704}{6.2} = 0.2534 \quad T_{CD} = \frac{1.3486 + 1.741}{6.2} = 0.4935$

$T_{CE} = \frac{4.2548 + 4.6692}{6.2} = 0.4710$ d'où on peut écrire:

$2K (T_{AB} + T_{CE} + T_{ED}) = 6.863^t \rightarrow K = \frac{6.863}{2(0.2534 + 0.4935 + 0.4710)} = 2.82$

	A		B		C			D		Q
	AB	BA	BC	CB	CB'	CD	DC	DE	EQ	QD
M' de l'encastrement	0.8570	0.7141	-0.7141	-0.765	1.348	-0.585	-0.6286	4.2548	-0.6348	-0.3426
M x K	2.4168	2.0156	-2.0156	-2.1521	3.803	-1.6508	-1.760	3.558	-1.784	-0.981

Diagramme des moments

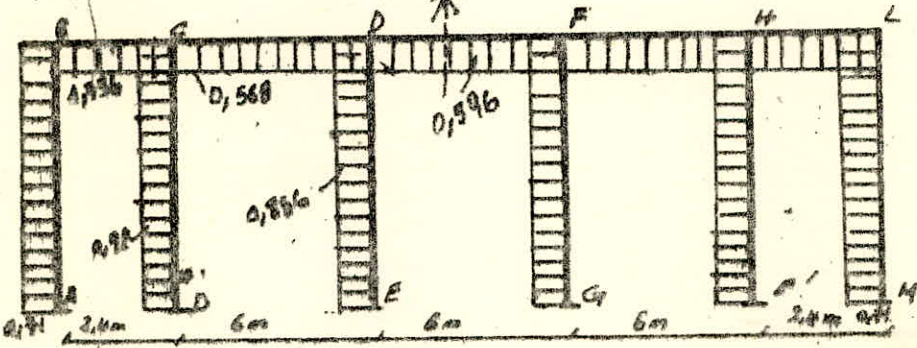


Expression de l'effort Tranchant dans une section quelconque de la poutre en fonction des moments Transmis par les Nœuds à la barre.

- Comme $T = \frac{dM}{dx}$; et $\theta = \frac{dM}{dx}$ (θ étant l'effort Tranchant dans la poutre droite de même portée reposant sur deux appuis simples et supportant les mêmes Charges).

$$T_x = \theta + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{L}$$

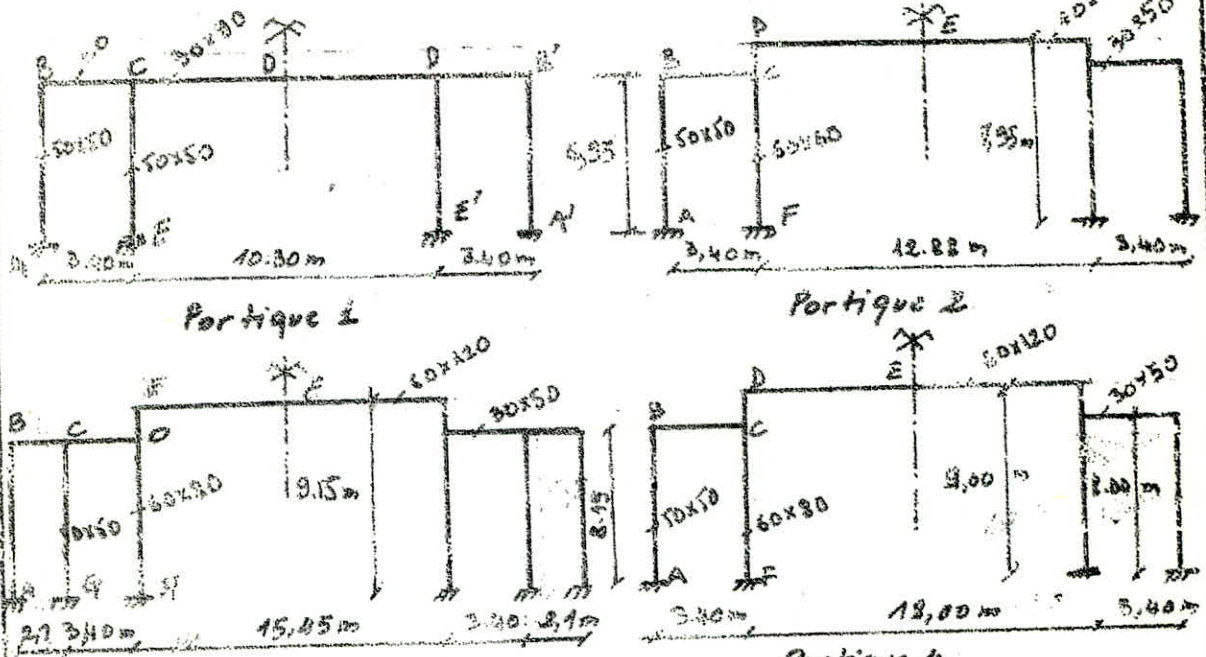
Diagramme des effort tranchants



Portiques du Bloc "C"

Le calcul des efforts dans ces Portiques a été fait avec la Méthode de Cross exposée ci-dessus:

Schema des Portiques transversaux:



Portique 3

Portique 4

1) Moments sous G (charge Permanente) et P (Surcharges)

Portique 1	AB	BA	BC	CB	CE	CD	EC
	G ₁	+0,328	+0,656	-0,656	-5,050	-7,490	+13,841
P ₁	+0,043	+0,087	-0,087	-0,667	-0,996	+1,644	-0,493

Portique 2	AB	BA	BC	CB	DF	DE	FD
	G ₂	+0,437	-0,873	+0,873	0,000	-24,446	+24,446
P ₂	+0,051	-0,101	+0,101	0,000	-2,523	+2,523	-1,264
G ₄	-0,294	-0,582	+0,582	0,000	-47,941	+47,941	-23,971
P ₄	-0,028	-0,055	+0,055	0,000	-3,951	+3,951	-1,975

Portique 3	AB	BA	BC	CB	CG	CD	EH	EF	FE	GC
	G ₃	+0,007	+0,013	-0,013	-1,406	-0,420	+1,326	-46,786	+46,786	-23,393
P ₃	+0,001	+0,002	-0,002	-0,178	-0,058	-0,250	-4,774	+4,774	-2,393	-0,029

2) Moments sous le Seisme :

Portique

(1)	AB	BA	BC	CB	CE	CD	EC
\vec{S}_1	+10,727	+8,206	-8,206	-7,397	+19,905	-12,539	+23,568
\overleftarrow{S}_1	-10,727	-8,206	+8,206	+7,397	-19,905	+12,539	-23,568

Portique (2 et 4)

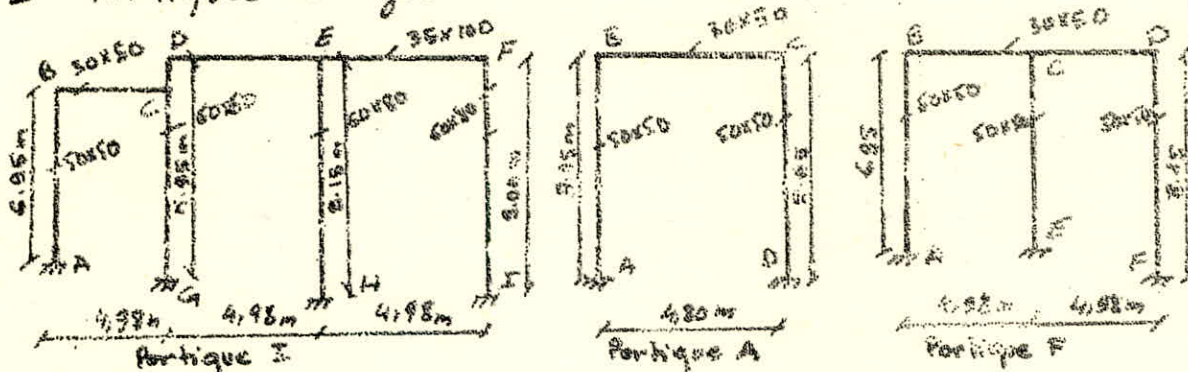
P	AB	BA	BC	CB	CG	CD	DC	DE	FC
\vec{S}_1 (2)	+10,456	+8,008	-8,008	-8,068	+15,907	-7,852	+12,801	-12,801	+14,56
\vec{S}_1 (4)	+9,590	+8,408	+8,408	-11,967	+19,310	-39,987	+47,812	-47,812	+35,762

Portique (3)

\vec{S}_1 (3)	AB	BA	BC	CB	CG	CD	DC
	+7,946	+6,658	-6,658	-3,934	+9,054	-3,993	-6,390

	DH	DE	ED	EF	GC	HD
	+24,339	-18,600	+25,706	-25,706	+5,075	+34,857

II Portiques Longitudinaux



Moments sous G et P.

I	AB	BA	BC	DG	DE	ED	EH	EF
G	-0,572	-2,143	+1,143	-0,657	+0,657	-4,601	+0,058	+0,543
P	-0,080	-0,153	-0,159	-0,059	+0,055	-0,440	+0,006	-0,406

FE	GD	HE	EF
-0,654	-0,329	+0,029	+0,653
-0,058	-0,003	+0,003	+0,048

Portique A

A	AB	BA	BC	CB	CD
G	-0,721	-1,442	+1,442	-2,461	+1,461
P	-0,090	-0,180	+0,180	-0,182	+0,182

Portique F

F	AB	BA	BC	CB	CE	CD	DC	DF
Q	-0,721	-1,143	+1,143	-2,599	-0,016	+2,615	-1,067	+1,067
P	-0,093	-0,159	-0,147	-0,334	-0,002	+0,336	-0,137	+0,137

Moments sous le seisme:

(I)	AB	BA	BC	CB	CG	CD	DC	DE
\vec{S}_i	+19,514	+10,081	-10,081	-8,208	+18,004	-9,782	+16,714	-16,714

(J)	ED	EH	EF	FE	FJ	GC	IF	HE
\vec{S}_i	-19,686	+37,127	-22,453	+5,196	-5,196	+23,467	+24,468	+30,434

A	AB	BA	BC	CB	CD
\vec{S}_i	+11,473	+10,080	-10,080	-7,850	+7,850

(F)	AB	BA	BC	CB	CE	CD	DC	DF
\vec{S}_i	+11,473	+8,683	-8,683	-6,773	+13,220	-6,451	-8,042	+8,042

FD	EC
+11,314	+15,164

SUPEPOSITION DES SOLLICITATIONS

Les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales sont données ci-dessous. Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour les combinaisons de charges sur la base des règlements de béton en vigueur (R.P.A 81).

- * Poutres: $G + P + \overline{SI}$; $0.8G + \overline{SI}$
- * Poteaux: $0.8G + \overline{SI}$; $G + P + 1.2\overline{SI}$

où, G : sollicitation due à la charge permanente.
 P : sollicitation due à la surcharge d'exploitation
 SI : sollicitation due aux séismes

. Moments en Travées des Poutres: (C.C.B.A 68) Art 12).

Pour déterminer le moment en Travée sous les charges verticales; On trace la Courbe des moments en Travée indépendante complète de portée l avec les charges permanente puis avec les surcharges; on prend comme ligne de fermeture:

- Pour les moments positifs; Celle qui joint les moments d'appuis minimaux en valeur absolue
- Pour les moments négatifs; celle qui joint les moments d'appuis max en valeur absolue

Et ceci dans chaque cas de charge en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

Exemple.
 on veut calculer le moment en Travée

sous $(G + 1.2P)$; on calcule le moment isostatique

M_0 . $M_0 = (G + 1.2P) \cdot \frac{l^2}{8}$

~ le moment en Travée sera: $M_t = M_0 (G + 1.2P) - \frac{M_w (G + M_0) - M_0 (G + 1.2P)}{2}$

- moment en appui sera: $M_2 = M_2 (G) + M_2 (1.2P)$

- moment en Travée sous SI $M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$

Donc pour les poutres on a:



- * Moments aux appuis: - sous $(G + 1.2P) \rightsquigarrow M_2 (G) + 1.2 M_2 (P)$.
- sous $(G + P + \overline{SI}) \rightsquigarrow M_2 = M_2 (G) + M_2 (P) + M_2 (\overline{SI})$.
- sous $(0.8G + \overline{SI}) \rightsquigarrow M_2 = M_2 (0.8G) + M_2 (\overline{SI})$.

* effort Tranchant "T"

- sous $(G + 1.2P) \rightsquigarrow T (G) + 1.2 T (P)$.

- sous $(G + P + \overline{SI}) \rightsquigarrow T (G) + T (P) + T (\overline{SI})$

- sous $(0.8G + \overline{SI}) \rightsquigarrow 0.8 T (G) + T (\overline{SI})$

N.B. L'expression du moment en Travée sous "SI" est donnée par

$$M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$$

Bloc "B"

MOMENTS dans les poteaux (sens transversal)

Portiques	Poteaux	Moments	G	P	\bar{S}_i	\bar{S}_i	$G+1,2P$	$0,8G+\bar{S}_i$	$0,8G+\bar{S}_i$	$G+P+\bar{S}_i$	$G+P+\bar{S}_i$
PORTIQUE (1)	C14	Msup	+0,656	+0,087	+8,206	-8,206	+0,760	+8,731	-7,681	+10,530	-9,404
		Minf	-0,328	-0,043	-10,727	+10,727	-0,380	-10,689	+10,765	-12,501	+13,243
	C1	Msup	-7,790	-0,996	+19,905	-19,905	-8,985	+13,673	-26,137	+15,100	-32,672
		Minf	+3,895	+0,499	-23,568	+23,568	+4,494	-20,452	+26,684	-23,888	+32,676
Portique (2)	C15	Msup	-0,873	-0,101	+8,008	-8,008	-0,994	+7,310	-8,706	+8,636	-10,584
		Minf	+0,437	+0,051	-10,156	+10,156	+0,498	-9,806	+10,506	-11,699	+12,675
	C2	Msup	-24,446	-2,529	+15,908	-15,908	-27,481	-3,649	+28,167	-7,885	+46,064
		Minf	+12,223	+1,264	-14,560	+14,560	+13,740	-4,782	+24,338	-3,985	+30,959
Portique (3)	C16	Msup	+0,013	+0,002	+6,658	-6,658	+0,015	+6,668	-6,648	+8,005	-7,975
		Minf	-0,007	-0,001	-7,946	+7,946	-0,008	-7,948	+7,940	-9,543	+9,527
	C15A	Msup	-0,420	-0,058	+9,054	-9,054	-0,490	+8,718	-9,390	+10,387	-11,343
		Minf	+0,210	+0,029	-9,075	+9,075	+0,245	-8,907	+9,243	-10,651	+11,129
	C3	Msup	-46,786	-4,774	+24,339	-24,339	-52,515	-13,090	+35,588	-22,353	+80,767
		Minf	+23,393	+2,387	-34,857	+34,857	+26,257	-16,143	+53,571	-16,048	+67,608
Portique (4)	C17	Msup	-0,281	-0,028	+8,408	-8,408	-0,325	+8,175	-8,641	+9,771	-10,409
		Minf	+0,582	+0,055	-9,590	+9,590	+0,648	-9,124	+10,056	-10,871	+12,145
	C4	Msup	-47,941	-3,951	+18,310	-18,310	-52,682	-20,043	-56,663	-29,920	+78,864
		Minf	+23,971	+1,975	-35,762	+35,762	+26,341	-16,584	+54,940	-16,968	+68,860

Bloc "B"

Moment dans les poteaux (sens transversal)

Portiques	Poteau	moments	G	P	$\vec{S}I$	$\overleftarrow{S}I$	G+1,2P	0,8G+ $\vec{S}I$	0,8G+ $\overleftarrow{S}I$	G+P+1,2 $\vec{S}I$	G+P+1,2 $\overleftarrow{S}I$
Portique (5)	C ₅	M ^{sup}	-47,97	-3,954	+20,173	-20,173	-52,745	-18,203	-58,55	-27,72	-76,132
		M ^{inf}	+23,98	+1,977	-27,85	+27,85	+26,353	-8,667	+47,04	-7,463	+59,380
	C ₁₇	M ^{sup}	-1,243	-0,1014	+4,96	-4,96	-1,365	+3,966	-5,955	-7,296	-4,608
		M ^{inf}	+0,6215	+0,051	-6,20	+6,20	+0,683	-5,703	+6,697	-6,768	-0,6725
Portique (6)	C ₆	M ^{sup}	-64,88	-6,488	+19,44	-19,44	-72,67	-32,464	-71,344	-35,06	-94,696
		M ^{inf}	+32,44	+3,244	-22,811	+22,811	+36,333	+3,141	+48,763	+8,311	+63,057
	C ₁₉	M ^{sup}	-0,23	-0,24	+8,72	-8,72	-0,52	+8,536	-8,904	+9,994	-10,937
		M ^{inf}	+0,23	+0,224	-6,040	+6,040	+0,50	-5,826	+6,194	-6,758	+7,666
	C ₁₈	M ^{sup}	-0,025	-0,025	+6,687	-6,687	-0,055	+6,647	-6,707	+7,975	-8,0745
		M ^{inf}	+0,02	+0,013	-7,90	+7,90	-0,040	-7,884	+7,916	-9,447	+9,513
Portique (7)	C ₇	M ^{sup}	-66,682	-6,594	+26,863	-26,863	-74,595	-27,083	-80,2086	-41,0404	-105,512
		M ^{inf}	+33,341	+3,297	-38,066	+38,066	+37,297	-11,3932	+64,739	-9,0412	+82,3172
	C ₁₉	M ^{sup}	-0,297	-0,039	+7,833	-7,833	-0,344	+7,5954	-8,071	+9,064	-9,7356
		M ^{inf}	+0,149	+0,019	-8,888	+8,888	+0,172	-8,7688	+9,010	-10,4976	+10,8336
Portique (8)	C ₈	M ^{sup}	-67,914	-6,714	+29,194	-29,194	-75,973	-25,137	-83,525	-39,597	-109,663
		M ^{inf}	+33,957	+3,352	-41,972	+41,972	+37,987	-14,810	+69,1376	-13,054	+87,6814
	C ₂₁	M ^{sup}	+0,853	+0,111	+8,768	-8,768	+0,9862	+9,4504	-8,086	+11,4856	-9,5576
		M ^{inf}	-0,216	-0,028	-9,907	+9,907	-0,2496	-10,08	+9,7322	-11,1324	+11,694

bloc "B"

moments dans les poteaux (sens trans)

Portiques	Poteaux	Moments	G	P	\bar{S}_I	\bar{S}_I	$G+1,2P$	$0,8G+\bar{S}_I$	$0,8G+\bar{S}_I$	$G+P+1,2\bar{S}_I$	$G+P+1,2\bar{S}_I$
Portique (9)	C ₉	M ^{sup}	-69,854	-6,908	+39,164	-39,164	-78,144	-16,719	-95,057	-29,765	-123,759
		M ^{inf}	+34,927	+3,454	-50,602	+50,602	+39,072	-22,661	+78,543	-22,341	+99,104
	C ₂₂	M ^{sup}	+0,793	+0,103	+11,336	-11,336	+0,917	+11,971	-10,702	+14,499	-12,707
		M ^{inf}	-1,412	-0,183	-16,618	+16,618	-1,632	-17,748	+15,488	-21,537	+18,347
Portique (10)	C ₁₀	M ^{sup}	-1,724	-0,204	+27,204	-27,204	-1,969	+25,825	-28,583	+30,717	-34,510
		M ^{inf}	+0,562	+0,102	-28,788	+28,788	+0,985	-28,098	+29,477	-33,582	+35,510
	C ₂₃	M ^{sup}	+0,340	+0,039	+16,490	-16,490	+0,387	+16,762	-16,282	+20,167	-19,409
		M ^{inf}	-0,642	-0,074	-12,490	+12,490	-0,731	-13,004	+11,976	-15,704	+14,272
	C ₁₂	M ^{sup}	-0,477	-0,056	+22,298	-22,298	-0,544	+21,917	-22,680	+26,225	-27,291
		M ^{inf}	+0,239	+0,028	-22,798	+22,298	+0,273	-22,597	+22,979	-34,279	+34,813

Moment dans les poteaux (sens longitudinal)

Bloc "C"

	Poteau	moments	G		\vec{S}_i		Bloc "C"				
			G	P	\vec{S}_i	\vec{S}_i	$G+1,2P$	$0,8G+\vec{S}_i$	$0,8G+\vec{S}_i$	$G+P,12\vec{S}_i$	$G+P,12\vec{S}_i$
Portique (1)	C14	Msup	-1,443	-0,185	+8,684	-8,684	-1,665	+7,530	-9,839	+8,793	-12,049
		Minf	+0,721	+0,093	-11,773	+11,773	+0,833	-11,196	+12,350	-13,314	+14,942
	C1	Msup	-1,143	-0,159	+10,080	-10,080	-1,334	+9,166	-10,994	+10,794	-13,398
		Minf	+0,572	+0,080	-19,514	+19,514	+0,668	-19,056	+19,972	-22,765	+24,069
Portique (2)	C15	Msup	-0,016	-0,002	+13,220	-13,220	-0,018	+13,233	-13,207	+15,846	-15,882
		Minf	+0,008	+0,001	-15,164	+15,164	+0,009	-15,158	+15,170	-18,188	+18,206
	C2	Msup	-0,657	-0,073	+18,004	-18,004	-0,745	+18,529	-17,478	+20,875	+22,335
		Minf	+0,329	+0,037	-23,467	+23,467	+0,373	-23,204	+23,730	-27,794	+28,526
Portique (3)	C16	Msup	+0,013	+0,002	+6,658	-6,658	+0,015	+6,668	-6,648	+8,005	-7,975
		Minf	-0,007	-0,001	-7,946	+7,946	-0,008	-7,948	+7,940	-9,543	+9,527
	C15A	Msup	-1,067	-0,137	+8,042	-8,042	-1,231	+7,188	-8,896	+8,446	-10,854
		Minf	+0,533	+0,068	-11,315	+11,315	+0,615	-10,888	+11,741	-12,977	+14,179
	C3	Msup	+0,058	+0,005	+37,127	-37,127	+0,064	+37,173	-37,081	+44,615	-44,489
		Minf	-0,029	-0,003	-39,434	+39,434	-0,033	-39,457	+39,411	-47,353	+47,289
Portique (4)	C17	Msup	-1,460	-0,183	+7,958	-7,958	-1,680	+6,790	-9,126	+7,907	+11,193
		Minf	+0,730	+0,091	-11,600	+11,600	+0,839	-11,016	+12,184	-13,099	+14,741
	C4	Msup	-0,653	-0,058	+5,796	-5,796	-0,723	+5,274	-6,318	+6,244	-7,666
		Minf	+0,327	+0,029	-24,468	+24,468	+0,362	-24,206	+24,730	-29,005	+29,718

blos "13"

MOments dans les poteaux sens long

	Pot	Mom	G	P	\overrightarrow{SI}	\overleftarrow{SI}	$G+1,2P$	$0,8G+\overrightarrow{SI}$	$0,8G+\overleftarrow{SI}$	$G+P+1,2\overrightarrow{SI}$	$G+P+1,2\overleftarrow{SI}$
Portique 5	C ₅	M ^{sup}	-0,6381	-0,0364	+29,263	-29,263	-0,715	+29,752	-29,81	+34,4135	-35,820
		M ^{inf}	+0,4313	+0,023	-33,057	+33,057	+0,483	-32,712	+33,402	-39,1941	+40,143
	C ₁₇	M ^{sup}	-1,387	-0,1734	+5,736	-5,736	-1,600	+6,8456	-6,8456	+5,35	-8,444
		M ^{inf}	+0,760	+0,095	-7,523	+7,523	+0,874	-6,9150	+8,131	+8,1726	+9,886
Portique 6	C ₆	M ^{sup}	-0,1103	-0,012	+39,697	-39,697	-0,1250	+39,608	-39,785	+47,514	-47,7587
		M ^{inf}	+0,186	+0,020	-40,4	+40,4	+0,21	-40,37	+40,43	-48,274	+48,686
	C ₁₈	M ^{sup}	-1,435	-0,180	+6,051	-6,051	-1,65	+4,903	-7,20	+5,65	-8,875
		M ^{inf}	+0,678	+0,085	-8,29	+8,29	+0,78	-7,750	+8,832	-9,185	+10,711
	C _{18'}	M ^{sup}	-0,958	-0,116	+6,916	-6,973	-1,097	+6,207	-7,739	+7,294	-9,442
		M ^{inf}	+0,504	+0,061	-9,861	+9,826	+0,577	-9,423	+10,229	-11,226	+12,356
Portique 7	C ₇	M ^{sup}	+2,017	-0,33	+41,91	-41,91	-0,694	+40,372	-40,37	+48,104	-49,36
		M ^{inf}	+0,287	+0,316	-10,18	+10,18	+0,666	-41,680	+42,14	-49,689	+50,895
	C ₁₉	M ^{sup}	+2,017	+0,245	+10,833	-10,833	+2,311	+12,447	-9,219	+15,262	-10,738
		M ^{inf}	-0,030	-0,004	-12,589	+12,589	-0,035	-12,610	+12,565	-15,141	+15,073

- MOMENTS dans les poteaux -

RA

	Pot	Moment	G	P	$\bar{S}I^2$	$\bar{S}I$	$G+1,2P$	$0,8G+\bar{S}I^2$	$0,8G+\bar{S}I$	$G+1,2P+\bar{S}I^2$	$G+1,2P+\bar{S}I$
SENS TRANSVERSALE	C 24	M^{sup}	- 1.19	- 0.1226	+ 3.395	- 3.395	- 1.337	+ 2.443	- 4.347	+ 2.058	- 4.732
		M^{inf}	+ 0.595	+ 0.061	- 7.2135	+ 7.2135	+ 0.668	- 6.7375	+ 7.6895	- 6.5453	+ 7.8817
	C 19	M^{sup}	0,000	0,000	+ 6.10	- 6.10	0,000	+ 6.10	- 6.10	+ 6.10	- 6.10
		M^{inf}	0,000	0,000	- 7.452	+ 7.452	0,000	- 7.452	+ 7.452	- 7.452	+ 7.452
	C 11	M^{sup}	- 10.331	- 1.55	+ 6.985	- 6.985	- 12.191	- 1.28	- 15.25	- 5.206	- 19.176
		M^{inf}	+ 5.165	+ 0.775	- 12.972	+ 12.972	+ 6.095	- 8.84	+ 17.104	- 6.877	+ 19.070
C 13	M^{sup}	- 11.96	- 2.154	+ 6.985	- 6.985	- 13.981	- 2.135	- 16.105	- 6.996	- 20.96	
	M^{inf}	+ 5.698	+ 1.077	- 12.972	+ 12.972	+ 6.990	- 8.414	+ 17.53	- 5.982	+ 19.96	
SENS LONGITUDINAL	C 24	M^{sup}	0.2608	0.005	+ 2.681	- 2.681	0.267	+ 2.898	- 2.472	+ 2.942	- 2.414
	C 11	M^{inf}	0.1297	0.0132	+ 3.77	- 3.77	+ 0.1456	+ 3.381	- 3.173	+ 3.422	- 3.1315
	C 13	M^{sup}	2.296	0.516	+ 5.1587	- 5.1585	+ 2.9142	+ 6.995	- 3.333	8.073	- 2.2445
	C 13	M^{inf}	1.1475	0.258	+ 6.3051	- 6.3051	1.4571	+ 7.223	- 5.387	+ 7.762	- 4.848
	C 11	M^{sup}	0.3341	0.075	4.782	- 4.782	+ 0.424	5.06	- 4.515	+ 5.2061	- 4.358
	C 24	M^{inf}	0.1670	0.023	5.845	- 5.845	+ 0.1950	5.978	- 5.711	+ 6.04	- 5.65

EFFORTS NORMAL dans les poteaux

		G	P	\vec{S}_i	\overleftarrow{S}_i	$G+1,2P$	$0,8G+\vec{S}_i$	$0,8G+\overleftarrow{S}_i$	$G+P+1,2\vec{S}_i$	$G+P+1,2\overleftarrow{S}_i$		
sens transversal	1	C14	+5.010	+0.088	-2.242	+2.242	+5.116	+1.766	+6.250	+2.408	+7.788	
		C 1	+18.622	+1.594	-3.608	+3.608	+20.535	+11.289	+18.506	+15.886	+24.546	
	2	C15	+6.756	+0.279	-2.313	+2.313	+7.091	+3.094	+7.720	+4.259	+9.810	
		C 2	+36.956	+3.109	-3.220	+3.220	+40.686	+26.345	+32.785	+36.192	+43.929	
	3	C 16	+6.191	+0.139	-1.300	+1.300	+6.358	+3.653	+6.253	+4.770	+7.890	
		C15A	+9.615	+0.604	-1.300	+1.300	+10.340	+6.392	+8.992	+8.659	+11.779	
		C 3	+49.952	+4.069	-5.619	+5.619	+54.835	+34.347	+45.585	+47.278	+60.764	
	4	C 17	+6.846	+0.175	-2.547	+2.547	+7.056	+2.930	+8.024	+3.965	+10.077	
	C 4	+41.984	+2.591	-10.491	+10.491	+45.093	+23.096	+44.078	+31.986	+57.164		
sens longitudinal	F	C 14	+2.746	+0.353	-2.224	+2.224	+3.170	-0.027	+4.421	+0.430	+5.768	
	I	C 1	+3.160	+0.440	-2.631	+2.631	+3.688	-0.103	+5.159	+0.443	+6.757	
	F	C15	+5.075	+0.653	-2.224	+2.224	+5.859	+1.836	+6.284	+3.059	+8.397	
	I	C 2	+6.414	+0.713	-4.518	+4.518	+7.270	+0.613	+9.649	+1.705	+12.549	
	A	C 16	+2.731	+0.341	-1.940	+1.940	+3.140	+0.245	+4.125	+0.744	+5.400	
	F	C15A	+2.315	+0.297	-1.779	+1.779	+2.671	+0.073	+3.631	+0.477	+4.747	
	I	C 3	+10.312	+0.921	-4.518	+4.518	+11.417	+3.732	+12.768	+5.811	+16.655	
	A	C 17	+2.328	+0.291	-1.977	+1.977	+2.677	-0.115	+3.839	+0.247	+4.991	
I	C 4	+1.848	+0.165	-3.087	+3.087	+2.046	-1.609	+4.565	-1.691	+5.717		

BLOC "B"

Efforts "N" dans les poteaux (sens trans)

	Poteau	G	P	\overline{SI}^D	\overline{SI}	G+1,2P	0,8G + \overline{SI}^D	0,8G + \overline{SI}	G+P+1,2 \overline{SI}	G+P+1,2 \overline{SI}^D
Portique 5	C ₅	+42,26	+2,502	-2,24	+2,24	+45,26	+31,57	+36,05	+42,10	+47,45
	C _{17A}	+8,004	+0,245	+2,42	-2,42	+8,298	+8,823	+3,983	+11,153	+5,345
Portique 6	C ₆	+55,657	+5,01	-2,16	+2,16	+61,669	+42,366	+46,686	+58,075	+63,259
	C ₁₈	+11,12	+3,00	-5,32	+5,32	+14,72	+3,576	+14,22	+7,736	+20,504
	C _{18A}	+9,34	+2,166	-5,98	+5,98	+11,94	+1,492	+13,452	+4,33	+18,682
Portique 7	C ₇	54,52	+4,43	-2,897	+2,897	+59,836	+40,719	+46,513	+55,474	+62,426
	C ₁₉	5,576	+0,148	+7,426	-7,426	+5,754	+11,887	-2,9652	+14,635	-3,1872
Portique 8	C ₈	+54,384	+4,452	+2,987	-2,987	+59,726	+40,52	+46,494	+55,252	+62,42
	C ₂₁	5,408	+0,15	+7,248	-7,248	5,588	+11,574	-2,922	+14,255	-3,1396
Portique 9	C ₉	+54,084	+4,476	+14,223	-14,223	+59,456	+29,044	+57,49	+41,492	+75,628
	C ₂₂	+4,887	+0,119	-9,871	+9,871	+5,03	-5,962	+13,781	-6,839	+16,851
	C ₁₀	+13,099	+0,782	+12,06	-12,06	+14,037	-1,581	+22,54	-0,591	+28,353
Portique 10	C ₂₃	+4,569	+0,08	-5,711	+5,711	+4,665	-2,056	+9,366	-2,204	+11,502
	C ₁₂	+13,099	+0,782	+12,06	-12,06	+14,037	-1,586	+22,539	-0,591	+28,353

EFFORTS "N" dans les poteaux (sens longitudinale)

Portique	Pot	G	P	$\overline{SI}^{\rightarrow}$	\overline{SI}	$G+1,2P$	$0,8G+\overline{SI}^{\rightarrow}$	$0,8G+\overline{SI}$	$G+P+1,2\overline{SI}^{\rightarrow}$	$G+P+1,2\overline{SI}$
E	C ₅	+6.23	+0.623	-19.197	+19.197	+6.98	-24.171	+24.171	-16.4834	+29.889
B	C ₁₇	+7.6934	+0.9617	-2.456	+2.456	+8.85	+3.698	+8.611	+5.708	+11.6023
E	C ₆	+6.241	+0.687	-18.904	+18.904	+7.0654	-13.911	+23.897	-15.757	+29.613
B	C ₁₈	+1.954	+0.237	+2.671	-2.671	+2.238	+4.234	-1.108	+5.396	-1.014
	C ₁₈	+8.741	+1.22	-2.456	+2.456	+11.205	+5.337	+10.25	+8.014	+13.91
E	C ₇	+2.926	+0.322	-8.482	+8.482	+3.313	-6.1412	+10.823	-6.9304	+13.426
B	C ₁₉	+4.623	+0.561	+2.158	-2.158	+5.296	+8.527	-1.131	+10.979	-0.611
E	C ₈	+2.97	+0.297	-10.85	+10.85	3.3264	-8.474	+13.226	-9.753	+16.287
B	C ₂₀	+4.261	+0.517	+2.392	-2.392	+4.881	+7.959	-1.141	+10.238	+0.682
E	C ₉	+7.36	+0.81	-18.39	+18.39	+8.332	-12.502	+24.278	-13.898	+30.238
B	C ₂₁	+0.603	+0.559	+3.496	-3.496	+5.274	+9.570	-2.206	+12.228	-1.904
E	C ₁₀	+5.542	+0.6	-16.315	+16.315	+6.262	-11.881	+20.75	-13.436	+25.72
B	C ₂₂	+1.953	+0.237	+3.496	-3.496	+2.237	+5.058	-1.934	+6.385	+2.005

EFFORTS TRANCHANTS dans les poteaux

Sens	Portique	Poteau	G	P	\vec{S}_i	\overleftarrow{S}_i	$G+1,25\vec{S}_i$	$0,8G+\vec{S}_i$	$0,8G+\overleftarrow{S}_i$	$G+P+1,25\vec{S}_i$	$G+P+1,25\overleftarrow{S}_i$	
sens transversal	1	C14	+0,142	+0.019	-2.724	+2.724	+0,165	-2,610	+2,838	-3,108	+3,480	
		C1	+1,681	+0.215	-6.255	+6.255	+1.939	-4.910	+7.600	-5.610	+9.402	
	2	C15	+0.188	+0.022	-2.613	+2.613	+0.214	-2.463	+2.763	-2.926	+3.346	
		C2	+4.612	+0.477	-3.832	+3.832	+5.184	-0.142	+7.522	+0.491	+9.687	
	3	C16	+0.002	+0.000	-1.792	+1.792	+0.002	-1.790	+1.794	-2.148	+2.152	
		C15A	+9.615	+0.604	-1.300	+1.300	+10.340	+6.392	+8.992	+8.659	+11.779	
		C3	+7.670	+0.783	-6.469	+6.469	+8.610	-0.333	+12.605	+0.690	+16.216	
	4	C17	+0.109	+0.010	-2.250	+2.250	+0.121	-2.163	+2.337	-2.581	+2.819	
C4		+7.990	+0.658	-6.008	+6.008	+8.780	+0.384	+12.400	+1.438	+15.858		
sens longitudinal	F	C14	+0.377	+0.040	-2.944	+2.944	+0.359	-2.696	+3.193	-3.182	+3.884	
	I	C1	+0.247	+0.034	-4.258	+4.258	+0.288	-4.060	+4.456	-4.829	+5.391	
	F	C15	+0.003	+0.001	-4.084	+4.084	+0.004	-4.078	+4.084	-4.897	+4.905	
	I	C2	+0.124	+0.013	-5.216	+5.216	+0.140	-5.117	+5.315	-6.122	+6.396	
	A	C16	+0.256	+0.033	-2.243	+2.243	+0.305	-2.031	+2.455	-2.394	+2.990	
	F	C15A	+0.196	+0.025	-2.375	+2.375	+0.226	-2.218	+2.532	-2.629	+3.071	
	I	C3	+0.210	+0.019	-8.367	+8.367	+0.233	-8.199	+8.535	-9.811	+10.269	
	A	C17	+0.274	+0.034	-2.320	+2.320	+0.315	-2.101	+2.539	-2.476	+3.092	
I	C4	+0.109	+0.010	-3.363	+3.363	+0.121	-3.276	+3.450	-3.917	+4.155		

bloc "B"

efforts "T" dans les poteaux (sens trans)

	Poteau	G	P	\vec{S}_I	\overleftarrow{S}_I	$G+1,2P$	$0,8G+\vec{S}_I$	$0,8G+\overleftarrow{S}_I$	$G+P+1,2\vec{S}_I$	$G+P+1,2\overleftarrow{S}_I$
Portique 5	C5	-7,995	-0,659	-6,249	+6,249	-8,786	-12,645	-0,147	-16,153	-3,6548
	C17	-0,233	-0,02	-1,40	+1,40	-0,26	-1,586	+1,214	-1,933	+1,427
Portique 6	C6	-11,82	-1,182	-10,05	+10,05	-13,24	-14,51	-4,41	-23,102	-2,992
	C18	-0,06	-0,06	-1,95	+1,95	-0,132	-1,998	+1,902	-2,46	+2,22
	C18'	-0,005	-0,005	-1,93	+1,93	-0,011	-1,934	+1,926	-2,326	+2,326
Portique 7	C7	-12,349	-1,222	+9,145	-9,145	-13,8154	-0,7342	-19,024	-2,597	-24,545
	C19	-0,063	-0,008	+2,355	-2,355	-0,073	+2,305	-2,4054	+2,755	-2,897
Portique 8	C8	-13,06	-1,292	+10,465	-10,465	-14,610	+0,017	-20,913	-1,794	-26,91
	C21	+0,273	+0,036	+2,746	-2,746	+0,3162	+2,9644	-2,5276	+3,6042	-2,9862
Portique 9	C9	-14,256	-1,41	+12,215	-12,215	-15,948	+0,810	-23,620	-1,008	-30,324
	C22	+0,347	+0,045	+4,402	-4,402	+0,401	+4,680	-4,125	+5,675	-4,891
	C10	-0,359	-0,043	+9,031	-9,031	-0,411	+8,752	-9,310	+10,435	-11,239
Portique 10	C23	+0,158	+0,018	+4,674	-4,674	+0,18	+4,80	-4,548	+5,785	-5,433
	C12	-0,1	-0,012	+7,095	-7,095	-0,145	+7,175	-7,015	+8,402	-8,626

bloc "B"

EFFORTS "T" dans les poteaux (sens longitudinale)

	Pot	G	P	\overline{SI}^D	\overline{SI}	$G+1,2P$	$0,8G+\overline{SI}$	$0,8G+\overline{SI}$	$G+P+1,2\overline{SI}$	$G+P+1,2\overline{SI}$
Portique 5	C ₅	-0.12	-0.016	-6.924	+6.924	-0.134	-7.02	+6.828	-8.441	+8.1768
	C ₁₇	-0.278	-0.035	-1.657	+1.657	-0.32	-1.88	+1.435	-2.30	+1.675
Portique 6	C ₆	-0.035	-0.004	-9.59	+9.59	-0.04	-9.618	+9.562	-11.547	+11.469
	C ₁₈	+0.278	+0.035	-1.9	+1.9	+0.32	-1.68	+2.122	-1.967	+2.593
	C ₁₈	-0.194	-0.024	+2.224	-2.224	-0.223	+2.07	-2.380	+2.452	-2.888
Portique 7	C ₇	-0.072	-0.008	-10.18	+10.18	-0.08	-10.21	+10.12	-12.296	+12.136
	C ₁₉	+0.288	+0.035	+3.299	-3.299	+0.33	+3.529	-3.067	+4.282	-3.336
Portique 8	C ₈	-0.08	-0.008	-12.65	+12.65	-0.09	-12.714	+12.586	-15.268	+15.10
	C ₂₀	-0.03	-0.004	+3.646	-3.646	-0.035	+3.622	-3.670	+4.341	-4.409
Portique 9	C ₉	-0.091	-0.01	-13.75	+13.75	-0.103	-13.823	+13.678	-16.601	+16.399
	C ₂₁	-0.034	-0.004	+4.530	-4.530	-0.039	+4.503	-4.557	+5.398	-5.474
Portique 10	C ₁₀	-0.04	-0.044	-7.41	+7.41	-0.453	-7.73	+7.09	-9.34	+8.45
	C ₂₂	+0.231	+0.028	+3.770	-3.770	+0.265	+3.955	-3.585	+4.783	-4.265

MOMENTS dans les poutres (sens transv)

Portiques	Poutres	Moments	G	P	\vec{S}_i	\overleftarrow{S}_i	$G+1,2P$	$0,8G+\vec{S}_i$	$0,8G+\overleftarrow{S}_i$	$G+P+\vec{S}_i$	$G+P+\overleftarrow{S}_i$
(1)	P11	Mw	+0.656	+0.087	+8.206	-8.206	+0.761	+8.731	-7.681	+8.949	-7.463
		Me	-5.050	-0.667	-7.379	+7.379	-5.851	-11.419	+3.339	-13.096	+1.662
		MT	-0.933	-0.123	+0.414	-0.414	-1.081	-0.332	-1.160	-0.642	-1.47
	P10	Mw	-12.841	-1.644	+12.539	-12.539	-14.814	+2.266	-22.812	-1.946	-27.024
		Me	-12.841	-1.644	-12.539	+12.539	-14.814	-22.812	+2.266	-27.024	-1.946
		MT	+13.058	+1.671	0.000	0.000	+15.063	+10.446	+10.446	+14.729	+14.729
(2)	P13	Mw	-0.873	-0.101	+8.008	-8.008	-0.994	+7.310	-8.706	+7.034	-8.982
		Me	0.000	0.000	-8.008	+8.008	0.000	-8.068	+8.068	-8.068	+8.068
		MT	+1.507	+0.174	-0.030	+0.030	+1.716	+1.176	+1.236	+1.651	+1.711
	P12	Mw	-24.446	-2.529	+12.801	-12.801	-27.481	-6.756	-32.358	-14.174	-39.776
		Me	-24.446	-2.529	-12.801	+12.801	-27.481	-32.358	-6.756	-39.776	-14.174
		MT	+64.556	+6.678	0.000	0.000	+72.570	+51.645	+51.645	+71.234	+71.234

MOMENTS dans les poutres (sens transversal)

Portique	Poutres	Moments	G	P	\vec{S}_i	\overleftarrow{S}_i	$G+1,2P$	$0,8G+\vec{S}_i$	$0,8G+\overleftarrow{S}_i$	$G+P+\vec{S}_i$	$G+P+\overleftarrow{S}_i$
(3)	P15	Mw	+0.013	+0.002	+6.658	-6.658	+0.015	+6.668	-6.648	-6.643	+6.673
		Me	-1.406	-0.178	-3.934	+3.934	-1.620	-5.059	+2.809	+2.350	-5.518
		MT	-0.031	-0.004	+1.362	-1.362	-0.036	+1.337	-1.387	-1.397	+1.327
	P15A	Mw	-1.826	-0.250	+3.993	-3.993	-2.126	+2.532	-5.454	-6.069	+1.917
		Me	0,000	0,000	-6.390	+6.390	0,000	-6.39	+6.39	+6.390	-6.390
		MT	+1.516	+0.208	-1.199	+1.199	+1.766	+0.014	+2.412	+2.923	+0.525
	P14	Mw	-46.786	-4.774	+25.706	-25.706	-52.515	-11.723	-63.135	-77.266	-25.854
		Me	-46.786	-4.774	-29.706	+29.706	-52.515	-63.135	-11.723	-25.854	-77.266
		MT	+93.571	+9.548	-2,000	+2,000	-105.029	+72.857	+76.857	+105.119	+101.119
(4)	P17	Mw	-0.582	-0.055	+8.408	-8.408	-0.648	+7.942	-8.874	+7.771	-9.045
		Me	0,000	0,000	-11.967	+11.967	0,000	-11.968	+11.968	-11.968	+11.968
		MT	+1.216	+0.114	-1.780	+1.780	+1.353	-0.807	+2.753	-0.450	+3.110
	P16	Mw	-47.941	-3.951	+47.212	-47.212	-52.682	+8.859	-85.565	-4.68	-99.104
		Me	-47.941	-3.951	+47.212	+47.212	-52.682	-85.565	+8.859	-99.104	-4.68
		MT	+84.737	+6.984	0.000	0.000	-93.118	+67.790	+67.790	+91.721	+91.721

MOMENTS dans les poutres (sens transv)

Portiques	Poutres	Moments	G	P	\bar{S}_i	\bar{S}_i	$G+1,2P$	$0,8G+\bar{S}_i$	$0,8G+\bar{S}_i$	$G+P+\bar{S}_i$	$G+P+\bar{S}_i$
5	P19	Mw	-1,243	-0,101	+4,960	-4,960	-1,365	+3,870	-5,954	+3,616	-6,305
		Me	0,000	0,000	-5,213	+5,213	0,000	-5,220	+5,213	-5,213	+5,213
		MT	+2,972	+0,489	-0,127	+0,127	+3,560	+2,251	+2,504	+3,335	+3,588
	P18	Mw	-47,970	-3,954	+20,173	-20,173	-52,711	-18,201	-58,550	-31,778	-72,100
		Me	-47,970	-3,954	-20,173	+20,173	-52,711	-58,550	-18,210	-72,100	-31,778
		MT	+84,710	+6,932	0,000	0,000	+93,100	+67,780	+67,780	+91,693	+91,693
6	P21	Mw	+0,025	+0,003	+6,690	-6,690	+0,030	+6,710	-6,670	+6,718	-6,662
		Me	-0,722	-0,100	-4,100	+4,100	-0,842	-4,678	+3,522	-4,922	+3,278
		MT	+0,636	+0,070	+1,440	-1,440	+0,714	+1,944	-0,936	+2,140	-0,740
	P21A	Mw	-0,946	-0,133	+4,626	-4,626	-1,106	+3,869	-5,383	+3,546	-5,706
		Me	0,000	0,000	-8,132	+8,132	0,000	-8,132	+8,132	-8,132	+8,132
		MT	+1,020	+0,143	-1,460	+1,460	+1,192	-0,644	+2,276	-0,297	+2,623
	P20	Mw	-64,880	-6,488	+19,440	-19,440	-72,670	-32,464	-71,344	-51,930	-90,810
		Me	-64,880	-6,488	-19,440	+19,440	-72,670	-71,344	-32,464	-90,810	-51,930
		MT	+134,700	+13,170	0,000	0,000	+147,504	+105,360	+105,360	+144,870	+144,870

MOMENTS dans les poutres (sens transv)

Portique	Poutres	Moments	G	P	\vec{S}_i	\overleftarrow{S}_i	$G+1,2P$	$0,86+\vec{S}_i$	$0,86+\overleftarrow{S}_i$	$G+P+\vec{S}_i$	$G+P+\overleftarrow{S}_i$
7	P23	Mw	-0,297	-0.039	+7.833	-7.833	-0.344	+7.595	-8.071	+7.497	-8.169
		Me	0.000	0.000	-9.989	+9.989	0.000	-9.989	+9.989	-9.989	+9.989
		MT	+0.602	+0.078	-1.078	+1.078	+0.695	-0.597	+1.559	-0.399	+1.757
	P22	Mw	-66.682	-6.594	+26.075	-26.075	-74.595	-27.270	-79.421	-47.200	-99.351
		Me	-66.682	-6.594	-26.075	+26.075	-74.595	-79.421	-27.270	-99.351	-47.200
		MT	+129.905	+12.896	0.000	0.000	+145.320	+103.924	+103.924	+142.751	+142.751
8	P25	Mw	+0.216	+0.028	+8.768	-8.768	+0.249	+8.941	-8.595	+9.012	-8.524
		Me	0.000	0.000	-8.626	+8.626	0.000	-8.626	+8.626	-8.626	+8.626
		MT	+0.857	+0.111	+0.071	-0.071	+0.990	+0.757	+0.614	+1.039	+0.897
	P24	Mw	-67.914	-6.716	-26.884	+26.884	-75.973	-27.447	-81.215	-101.514	-47.746
		Me	-67.914	-6.716	+26.884	-26.884	-75.973	-27.447	-81.215	-47.746	-101.514
		MT	+128.673	+12.724	0.000	0.000	+143.942	+102.938	+102.938	+141.397	+141.397
9	P27	Mw	+0.793	+0.103	+11.336	-11.336	+0.917	+11.970	-10.701	+12.232	-10.440
		Me	0.000	0.000	-12.354	+12.354	+0.000	-12.354	+12.354	-12.854	+12.354
		MT	+1.143	+0.149	-0.509	+0.509	+1.329	+0.407	+1.425	+0.785	+1.803
	P26	Mw	-69.854	-6.908	+39.164	-39.164	-78.144	-16.719	-95.047	-37.589	-115.926
		Me	-69.854	-6.908	-39.164	+39.164	-78.144	-95.047	-16.719	-115.926	-37.598
		MT	+126.733	+12.532	0.000	0.000	+141.772	+101.386	+101.386	+139.265	+139.265

MOMENTS dans les poutres (sens longitudinal)

Portiques	Poutres	Moments	G	P	\vec{S}_i	\overleftarrow{S}_i	$G+12P$	$0,8G+\vec{S}_i$	$0,8G+\overleftarrow{S}_i$	$G+P+\vec{S}_i$	$G+P+\overleftarrow{S}_i$
A	1A	Mw	-1.441	-0,180	+7.963	-7.963	-1.657	+6.810	-9.404	+6.342	-9.584
		Me	-1.462	-0.182	-7.850	+7.850	-1.679	-9.019	+6.389	-9.493	+6.207
		MT	+1.026	+0.228	+0.057	-0.057	+2.100	+1.512	+1.404	+2.111	+1.997
F	2	Mw	-4.143	-0.147	+8.684	-8.684	-1.319	+7.769	-9.598	+7.394	-9.974
		Me	-2.599	-0.334	-6.774	+6.774	-3.000	-8.853	+4.695	-9.707	+3.841
		MT	+1.288	+0.166	+0.955	-0.955	+1.487	+1.985	+0.675	+2.409	+0.499
	2	Mw	-2.615	-0.336	+6.451	-6.451	-3.018	+4.359	-8.543	+3,500	-9.402
		Me	-1.067	-0.137	-8.042	+8.042	-1.231	-8.895	+7.188	-9.246	+6.838
		MT	+1.318	+0.169	-0.796	+0.796	+1.521	+0.258	+1.850	+0.691	+2.283
I	4	Mw	-1.143	-0.159	+10.080	-10.080	-1,334	+9.165	-10.944	+8.778	-11.382
		Me	0.000	0.000	-8.207	+8.207	0.000	-8.207	+8.207	-8,207	+8,207
		MT	+1.975	+0.275	+0.937	-0.937	+2.305	+2.517	+0.643	+3.187	+1.313
	5	Mw	-0.657	-0.059	+16.714	-16.714	-0.728	+16.188	-17.239	+15.998	-17.430
		Me	-4.601	-0.410	-14.685	+14.685	-5.093	-18.366	+11.004	-19.696	+9.674
		MT	+2.449	+0.218	+1.014	-1.014	+2.711	+2.973	+0.945	+3.681	+1.653
	5	Mw	-4.543	-0.406	+22.453	-22.453	-5.030	+18.818	-26.087	+17.504	-26.590
		Me	-0.654	-0.058	-5.796	+5.796	-0.724	-6.319	+5.273	-6.508	+5.084
		MT	+2.123	+0.190	+8.329	-8.329	+2.351	+10.027	-6.630	+10.642	-6.014

MOMENTS DANS LES POUTRES - sens Longitudinales -

P.A

SENS	N° du Poutre	Moment	MOMENTS DANS LES POUTRES - sens Longitudinales -									P.A
			G	P	\overline{SI}	\overline{SI}	$G+1.2P$	$0.8G+\overline{SI}$	$0.8G+\overline{SI}$	$G+P+\overline{SI}$	$G+P+\overline{SI}$	
TRANS	P7	M^g	-1.1899	-0.1225	+3.395	-3.395	-1.3369	+2.443	-4.3469	+2.0826	-4.7074	-4.7074
		M^d	-1.1825	-0.1225	-3.050	+3.050	-1.3369	-4.002	+2.0981	-4.3624	+1.737	+1.737
		M^t	+1.978	+0.204	+0.1725	-0.1725	+2.223	+1.755	+1.410	+2.3545	+2.01	+2.01
	P8	M^g	-10.331	-1.55	+6.985	-6.985	-12.191	-1.2798	-15.25	-4.896	-18.866	-18.866
		M^d	-10.331	-1.55	-6.985	+6.985	-12.191	-15.25	-1.2798	-18.866	-4.896	-4.896
		M^t	+13.112	+1.967	0.00	0.00	15.4724	+10.49	+10.49	15.08	+15.08	15.08
	P9	M^g	-11.396	-2.154	+6.985	-6.985	-13.981	-2.132	-16.102	-6.565	-20.535	-20.535
		M^d	-11.396	-2.154	-6.985	+6.985	-13.981	-16.102	-2.132	-20.535	-6.565	-6.565
		M^t	+14.466	+2.70	0.00	0.00	+17.742	+11.573	11.573	17.196	17.196	17.196
LONG	P31	M^g	+0.2608	+0.4587	+2.6812	-2.6812	0.3312	+2.89	-2.47	+3.00	-2.3617	-2.3617
		M^d	-0.1704	-0.040	-3.1375	+3.1375	-0.218	-3.274	+3.00	-3.348	+2.927	+2.927
		M^t	+0.08	0.008	-0.228	+0.228	+0.09	-0.164	+0.292	-0.1400	+0.316	+0.316
	P30	M^g	-4.00	-0.408	+2.0212	-2.0212	-4.49	-1.1788	-5.2212	-2.387	-6.429	-6.429
		M^d	-5.52	-0.563	-2.391	+2.391	-6.196	-6.81	-2.025	-8.474	-3.692	/
		M^t	+8.1528	1.834	-0.185	+0.185	+10.354	+6.81	+6.71	+9.802	+10.172	/
	P30	M^g	-5.186	-0.529	+2.391	-2.391	-5.821	-1.76	-6.54	-3.324	-8.11	/
		M^d	-5.186	-0.529	-2.391	+2.391	-5.821	-6.54	-1.76	-8.11	-3.324	/
		M^t	+12.84	+2.89	/	/	+16.31	+10.272	+10.272	15.73	+15.73	/

MOMENTS et EFFORTS "T" dans les poutres transv

Portiques	Poutres	Moments	G	P	\vec{S}_i	\overleftarrow{S}_i	$G+1,2P$	$0,8G+\vec{S}_i$	$0,8G+\overleftarrow{S}_i$	$G+P+\vec{S}_i$	$G+P+\overleftarrow{S}_i$
MOMENTS	P29	Mw	+0.340	+0.039	+16.490	-16.490	+0.387	+16.762	-16.218	+16.869	-16.111
		Me	0.000	0.000	-18.918	+18.918	0.000	-18.918	+18.918	-18.918	+18.918
		MT	+0.689	+0.079	-1.214	+1.214	+0.784	-0.663	+1.763	-0.446	+1.982
	P28	Mw	-1.724	-0.204	+26.350	-26.350	-1.969	+24.971	-27.729	+24.350	-28.278
		Me	-7.853	-0.927	-29.341	+29.341	-8.966	-25.643	+13.088	-28.278	+10.581
		MT	+5.121	+0.605	+3.495	+3.495	+5.847	+7.592	+0.602	+9.221	+2.231
	P28	Mw	-7.376	-0.871	+2.937	-2.937	-8.421	-2.964	-8.838	-5.310	-11.184
		Me	-7.316	-0.871	-2.937	+2.937	-8.421	-8.838	-2.964	-11.184	-5.310
		MT	+2.533	+0.300	0.000	0.000	+2.893	+2.833	+2.833	+2.833	+2.833
9	P27	Tw	+0.918	+0.119	-9.871	+9.871	+1.061	-9.187	+10.606	-8.834	+10.908
		Te	-1.578	-0.205	-9.871	+9.871	-1.829	-11.133	+8.609	-11.654	+8.088
	P26	Tw	+43.686	+4.320	-4.352	+4.352	+48.870	+30.597	+39.301	+43.654	+52.358
		Te	-43.686	-4.320	-4.352	+4.352	-48.870	-39.301	-30.597	-52.358	-43.654
Effort tranchant	P29	Tw	+0.694	+0.080	-5.711	+5.711	+0.790	-5.156	+6.266	-4.937	+6.485
		Te	-1.024	-0.119	-5.711	+5.711	-1.177	-6.538	+4.884	-6.864	+4.558
	P28	Tw	+5.585	+0.659	-6.349	+6.349	+6.376	-1.881	+10.817	-0.105	+12.593
		Te	-1.022	-0.121	-6.349	+6.349	+1.167	-7.167	+5.532	-7.492	+5.206
	P28	Tw	+6.606	+0.780	-0.816	+0.816	+7.542	+4.469	+6.101	+6.570	+8.202
Te	-6.606	+0.780	-0.816	+0.816	-7.542	-6.101	-4.469	-8.202	-6.570		

EFFORTS TRANCHANTS dans les poutres transv

Portique	Poutre	EFFORT TRANCHAN	G	P	\vec{S}_i	\overleftarrow{S}_i	$G+1,2P$	$0,8G+\vec{S}_i$	$0,8G+\overleftarrow{S}_i$	$G+P+\vec{S}_i$	$0,8G$
1	P11	Tw	+0.666	+0.088	-2.242	+2.242	-0.772	-1.709	+2.775	-1.488	+2.996
		Te	-2.309	-0.306	-2.242	+2.242	-2.676	-4.089	+0.395	-4.857	-0.373
	P10	Tw	+10.058	+1.288	-3.608	+3.608	+11.604	+4.438	+11.654	+7.738	+14.954
		Te	-10.058	-1.288	-3.608	+3.608	-11.604	-11.654	+4.438	-14.954	-7.738
2	P13	Tw	+2.412	+0.279	-2.313	+2.313	+2.747	-0.383	+4.243	+0.378	+5.004
		Te	-2.161	-0.250	-2.313	+2.313	-2.461	-4.042	+0.584	-4.724	-0.098
	P12	Tw	+27.640	+2.859	-3.220	+3.220	+31.071	+18.892	+25.332	+27.279	+33.719
		Te	-27.640	-2.859	-3.220	+3.220	-31.071	-25.332	-18.892	-33.719	-27.279
3	P15	Tw	+1.097	+0.139	-1.300	+1.300	+1.264	-0.422	+2.178	-0.064	+2.536
		Te	-1.439	-0.182	-1.300	+1.300	-1.657	-2.451	+0.149	-2.921	-0.321
	P15A	Tw	+3.082	+0.422	-1.274	+1.274	+3.588	+1.192	+3.740	+2.230	+4.778
		Te	-2.634	-0.361	-1.274	+1.274	-3.067	-3.381	-0.833	-4.269	-1.721
	P14	Tw	+36.338	+3.708	-5.619	+5.619	+40.788	+23.451	+34.689	+34.427	+45.665
		Te	-36.338	-3.708	-5.619	+5.619	-40.788	-34.689	-23.451	-45.665	+34.427
4	P17	Tw	+1.846	+0.175	-2.547	+2.547	+2.056	-1.070	+4.024	-0.526	+4.568
		Te	-1.700	-0.161	-2.547	+2.547	-1.893	-3.907	+1.187	-4.408	+0.686
	P16	Tw	+29.484	+2.430	-10.491	+10.491	+32.400	+13.096	+34.078	+21.423	+42.405
		Te	-29.484	-2.430	-10.491	+10.491	-32.400	-34.878	-13.096	-42.405	-21.423

EFFORTS TRANCHANTS dans les poutres (sens transv)

Portiques	Poutres	EFFORT TRANCHANT	G	P	\overleftarrow{S}_i	\overrightarrow{S}_i	$G+1,2P$	$0,8G+\overleftarrow{S}_i$	$0,8G+\overrightarrow{S}_i$	$G+P+\overleftarrow{S}_i$	$G+P+\overrightarrow{S}_i$
5	P19	T _w	+1.204	+0.265	-2.420	+2.420	+1.438	-1.457	+3.383	-0.971	+3.869
		T _e	-2.496	-0.293	-2.420	+2.420	-2.850	-4.417	+0.423	-5.210	-0.370
	P18	T _w	+29.480	+2.430	-2.240	+2.240	+32.396	+21.344	+25.824	+29.670	+34.150
		T _e	-29.480	-2.430	-2.240	+2.240	-32.396	-25.824	-21.344	-34.150	-29.670
6	P21	T _w	+1.020	+0.102	-5.980	+5.980	+1.142	-5.164	+6.796	-6.880	+6.898
		T _e	-1.020	-0.102	-5.980	+5.980	-1.142	-6.796	+5.164	-6.898	+6.880
	P21A	T _w	+2.501	+0.250	-5.320	+5.320	+2.801	-3.320	+7.321	-2.569	+8.071
		T _e	-1.711	-0.171	-5.320	+5.320	-1.916	-6.690	+3.951	-7.202	+3.449
	P20	T _w	+43.686	+4.368	-2.160	+2.160	+48.930	+32.789	+37.110	+45.895	+50.215
		T _e	-43.686	-4.368	-2.160	+2.160	-48.930	-37.110	-32.789	-50.215	-45.895
7	P23	T _w	+1.382	+0.179	-7.426	+7.426	+1.597	-6.320	+8.532	-5.865	+8.987
		T _e	-1.114	-0.145	-7.426	+7.426	-1.288	-8.317	+6.535	-8.685	+6.167
	P22	T _w	+43.686	+4.320	-2.897	+2.897	+48.870	+32.052	+37.846	+45.109	+50.903
		T _e	-43.686	-4.320	-2.897	+2.897	-48.870	-37.846	-32.052	-50.903	-45.109
8	P25	T _w	+1.158	+0.150	-7.248	+7.248	+1.338	-6.322	+8.175	-5.940	+8.556
		T _e	-1.338	-0.129	-7.248	+7.248	-1.493	-8.318	+6.178	-8.715	+5.781
	P24	T _w	+43.686	+4.320	-2.987	+2.987	+48.870	+31.962	+37.936	+45.019	+50.993
		T _e	-43.686	-4.320	-2.987	+2.987	-48.870	-37.936	-31.962	-50.993	-45.019

EFFORST TRANCHANTS dans les poutres (sens longitudinal)

Portiques	Poutres	EFFORT TRANCHAN	G	P	\bar{G}_i	\bar{G}_i	$G+P$	$0,8G+\bar{G}_i$	$0,8G+\bar{G}_i$	$G+P+\bar{G}_i$	$G+P+\bar{G}_i$
A	1 A	Tw	+2.731	+0.341	-1.940	+1.940	+3.140	+0.245	+4.125	+1.132	+5.012
		Te	-2.328	-0.291	-1.977	+1.977	-2.677	-3.839	+0.114	-4.595	-0.641
F	2	Tw	+2.746	+0.353	-2.224	+2.224	+3.170	-0.027	+4.421	+0.875	+5.323
		Te	-2.315	-0.298	-2.224	+2.224	-2.673	-4.076	+0.372	-4.837	-0.389
	2	Tw	+2.760	+0.355	-2.086	+2.086	+3.186	+0.122	+4.294	+1.029	+5.201
		Te	-2.315	-0.297	-1.779	+1.779	-2.672	-3.631	-0.073	-4.391	-0.833
I	4	Tw	+3.160	+0.440	-2.631	+2.631	+3.681	-0.103	+5.159	+0.969	+6.231
		Te	-2.831	-0.394	-2.631	+2.631	-3.304	-4.896	+0.366	-5.856	-0.594
	5	Tw	+3.583	+0.319	-4.518	+4.518	+3.966	-1.651	+7.384	-0.616	+8.420
		Te	-4.575	-0.408	-4.518	+4.518	-5.065	-8.178	+0.858	-9.501	-0.465
	5	Tw	+5.737	+0.513	-3.087	+3.087	+6.353	+1.503	+7.676	+3.163	+9.337
		Te	-1.848	-0.165	-3.087	+3.087	-2.046	-4.565	+1.608	-5.100	+1.074

EFFORTS TRACHANTS dans les poutres (long)

Portiques	Poutres	Effort Tranchant	G	P	\vec{S}_i	\vec{S}_i	$G+1,2P$	$0,8G+\vec{S}_i$	$0,8G+\vec{S}_i$	$G+P+\vec{S}_i$	$G+P+\vec{S}_i$	
B	3A	Tw	+1.954	+0.237	-2.671	+2.671	+2.238	-1.110	+4.234	-0.480	+4.862	
		Te	-2.395	-0.291	-2.671	+2.671	-2.744	-4.587	+0.755	-5.357	-0.002	
	3B	Tw	+2.228	+0.271	-2.158	+2.158	+2.553	-0.376	+3.940	+0.341	+4.657	
		Te	-2.120	-0.257	-2.158	+2.158	-2.428	-3.854	+0.462	-4.535	-0.219	
	3C	Tw	+2.141	+0.260	-2.392	+2.392	+2.453	-0.680	+4.105	+0.009	+4.793	
		Te	-2.207	-0.268	-2.392	+2.392	-2.529	-4.157	+0.626	-4.867	-0.083	
	3D	Tw	+2.396	+0.291	-3.496	+3.496	+2.745	-1.579	+5.413	-0.810	+6.183	
		Te	-1.953	-0.237	-3.496	+3.496	-2.237	-5.060	+1.934	-5.686	+1.306	
	E	6A	Tw	+2.972	+0.327	-10.853	+10.853	+3.364	-8.475	+13.231	-7.554	+14.152
			Te	-4.041	-0.444	-10.853	+10.853	-4.574	-14.086	+7.620	-15.338	+6.368
6B		Tw	+3.322	+0.365	-7.538	+7.538	+3.760	-4.881	+10.196	-3.851	+11.226	
		Te	-2.827	-0.311	-7.538	+7.538	-3.200	-9.800	+5.276	-10.676	+4.400	
6C		Tw	+3.087	+0.339	-8.775	+8.775	+3.494	-6.305	+11.247	-5.349	+12.201	
		Te	-3.061	-0.337	-8.775	+8.775	-3.465	-11.224	+6.326	-12.173	+5.877	
6D		Tw	+3.130	+0.344	-10.422	+10.422	+3.543	-7.918	+12.926	-6.948	+13.896	
		Te	-3.049	-0.332	-10.422	+10.422	-3.417	-12.837	+8.007	-13.743	+7.071	
6E		Tw	+3.222	+0.354	-8.482	+8.482	+3.647	-5.904	+11.060	-4.406	+12.058	
		Te	-2.926	-0.322	-8.482	+8.482	-3.312	-11.408	+5.556	-11.730	+5.234	

EFFORTS "T" DANS LES POUTRES

P.A

		G	D	\overrightarrow{SI}	\overleftarrow{SI}	G+1.2P	0.8G+ \overrightarrow{SI}	0.8G+ \overleftarrow{SI}	G+P+ \overrightarrow{SI}	G+P+ \overleftarrow{SI}	
SENS TRANS	P7	T _g	+2.64	+0.272	+1.343	-1.343	2.966	1.554	-1.132	+4.255	+1.569
		T _d	-2.64	-0.272	-1.343	+1.343	-2.966	-3.455	-0.769	-4.255	-1.569
	P8	T _g	+9.768	+1.465	+1.452	-1.4526	11.526	+9.265	+6.365	+12.082	+9.783
		T _d	-9.768	-1.465	-1.4526	+1.4526	-11.526	-9.265	-6.365	-12.082	-9.783
	P9	T _g	+10.776	+2.04	+1.45	+1.45	+13.224	+10.071	+7.171	+14.266	+11.366
		T _d	-10.776	-2.04	-1.45	+1.45	-13.224	-10.071	-7.171	-14.266	-11.366
SENS LONG	P31	T _g	+0.52	+0.058	-2.424	+2.424	+0.589	-2.01	+2.84	-1.85	+3.00
		T _d	-0.44	-0.045	-2.424	+2.424	-0.494	-2.776	+2.1	-2.424	+2.424
	P30	T _g	+6.68	+1.503	-0.735	+0.735	+8.484	+4.61	+6.08	+7.45	+8.918
		T _d	-3.51	-0.789	-0.735	+0.735	-4.457	-3.543	-2.073	-3.564	-2.1
	P30	T _g	+5.1	+1.15	-1.7	+1.7	+6.48	+2.4	+5.78	+4.55	+7.95
		T _d	-5.1	-1.15	-1.7	+1.7	-6.48	-5.78	-2.40	-7.95	-4.55

FERRAILLAGE DES PORTIQUES

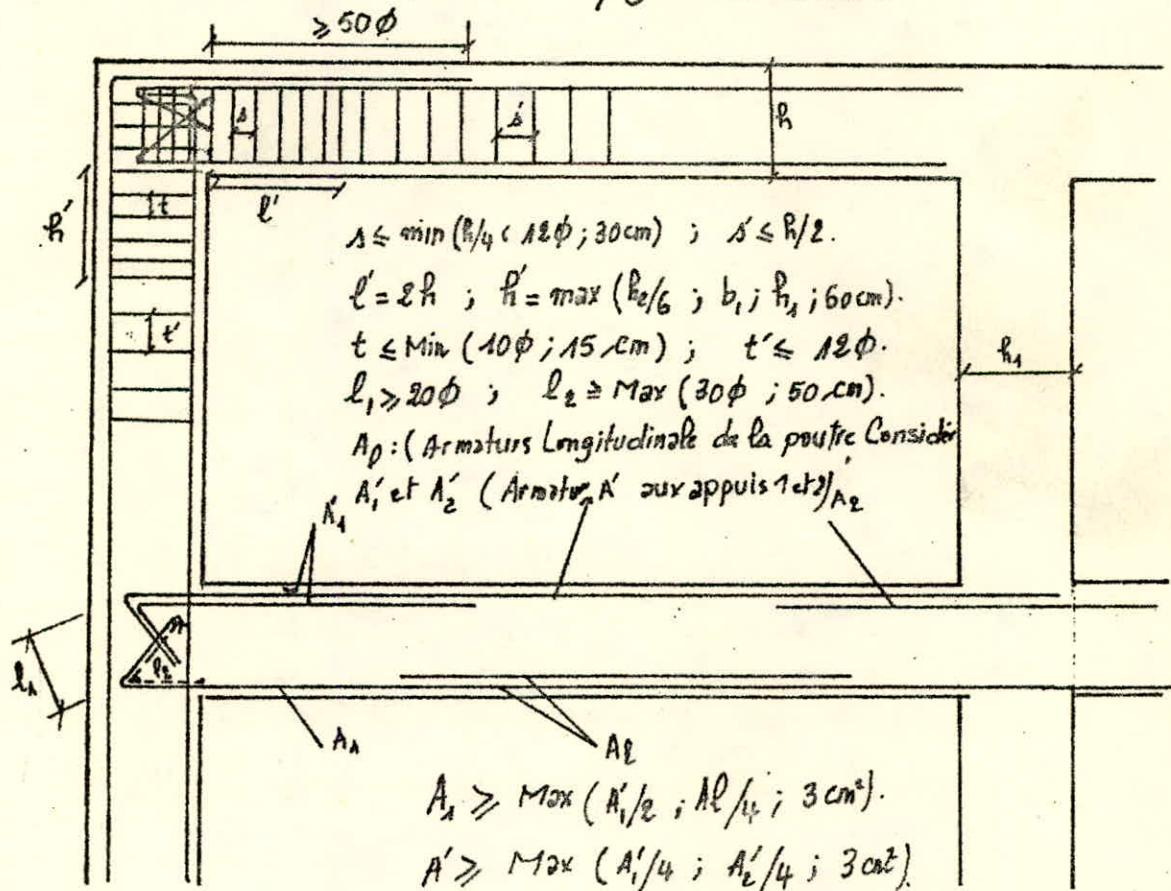
* Prescription (R.P.A 81):

Notre structure étant constituée par une ossature auto stable, dont toutes les prescriptions à ce type d'ossature en Zone II (Art A-2.R.P.A 81) doivent être respectées.

• Article 4-2 - R.P.A 81

AI Poutres: A.1) Armatures longitudinales:

- Le % total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre doit être de 0,3% pour les aciers à H.A; et de 0,5% pour les aciers doux.
- Le % total maximum des aciers longitudinaux doivent être de 2,5%.
- Les poutres supportant les charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes supérieures et inférieures d'une section minimale indiquée sur la figure suivantes.



* Les poutres de faible charges verticales sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égales à la moitié de la section sur l'appui. Les jonctions par recouvrement doivent pouvoir équilibrer la force de traction. Espacement. L'espacement maximum entre les armatures transversales doit être déterminé comme suit:

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires: $t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi, 30 \text{ cm})$. et en dehors de la zone nodale on a: $t \leq \frac{h}{2}$. avec ϕ le plus petit diamètre calculé.

Armatures transversales: la quantité min doit être de $A_t = 0,003.t.b$

B) Poteaux:

B.1/ Armatures longitudinales: -

- Les armatures longitudinales doivent être des barres à haute adhérence.
- Les barres verticales doivent être droites sans crochets.
- Le % minimum est de 1% en zone II sans toute fois dépasser 4%.
- Le diamètre minimum est de: 14 mm en zone II et III.
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doit être faibles; si possible; à l'extérieur des zones des nœuds.

B.2/ Armatures transversales: Elle sont calculées d'après: $A_t = \frac{1,25T.t}{h_n \cdot \sigma_{ent}}$

où $T = 2$ fois l'effort tranchant de calcul si $\lambda > 15$ et $T = 3T_{calcul}$ si $\lambda < 15$

La quantité d'armatures transversales minimale est: $A_t = 0,004.S.b$ (z. II)

B.3/ - Espacement : dans la zone nodale (y compris la hauteur du nœud): $t \leq \min(10\phi, 15 \text{ cm})$; mais dans la zone courante $t \leq 12\phi$ (zone II)

A/ FERRAILLAGE DES POUTRES

conformément à l'art A15 du C.C.B.A 68 ; les poutres seront ferrillées en flexion simple sous la plus défavorable des combinaisons SP_1 et SP_2 . Il ne sera pas fait état dans les calculs des efforts normaux dans les poutres. Pour ce qui est du choix de la sollicitation la plus défavorable, on considèrera la plus grande de $1,5 M(SP_1)$ et $M^{\max}(SP_2)$.

$M^{\max}(SP_2)$: Le moment sous la plus défavorable des combinaisons du 2^e genre. la méthode de détermination des sections d'acier sera celle de M. P. Charon.

- sous $SP_1 \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2, \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$.

- sous $SP_2 \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2, \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$.

- calcul des armatures longitudinales:

on calcul $\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b \cdot h^2} \xrightarrow{\text{Tableau}} k, \epsilon \longrightarrow \sigma'_b = \bar{\sigma}_a / k$.

* si $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$ les armatures comprimées ne seront pas nécessaires ($\alpha=0$)

la section d'armatures tendues est donnée par: $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h}$.

* si $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b$; il est nécessaire de prévoir des armatures comprimées; on calcul.

$$k_1 = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_a}{n \cdot \bar{\sigma}'_b}; \quad k_2 = \frac{15(h-d') \bar{\sigma}_a}{(h+d') \bar{\sigma}'_b}$$

1°/ si $k_1 > k_2$; on prend k_1 et $\sigma'_b = \bar{\sigma}'_b \xrightarrow{\text{Tableau}} \alpha, \mu, \epsilon$.

$$M_2 = \mu \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2 \longrightarrow M_2 = M - M_1$$

$$y = \alpha h \longrightarrow \sigma'_a = \frac{15}{y} (y-d') \bar{\sigma}'_b$$

armatures comprimées: $A' = \frac{M_2}{(h-d') \bar{\sigma}'_b}$

armatures tendues $A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} + \frac{M_2}{(h-d') \bar{\sigma}_a}$

2°/ si $k_2 > k_1$; on prend k_2 et

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / k_2; \quad \sigma'_a = \bar{\sigma}'_b; \quad k_2 \longrightarrow \epsilon, \mu$$

$$M_1 = \mu \cdot b \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot h^2 \quad M_2 = M - M_1$$

armatures comprimées : $A' = \frac{M_2}{(R-d) \bar{\sigma}'_c}$

armatures tendues : $A = \frac{M_1}{\epsilon \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_a} + \frac{M_2}{\bar{\sigma}_a (R-d)}$

calcul des armatures transversales.

la quantité minimale est donnée par $A_t = 0,003 \cdot t \cdot b$.

où "t" est l'espacement ; b : largeur de la poutre.

a/ contrainte de cisaillement max :

$\tau_b = \frac{T^{max}}{b \cdot z}$ / b : largeur de la poutre ; $z = \frac{7}{8} h$.

b/ contrainte de cisaillement admissible :

- si $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b$

- si $\bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}) \bar{\sigma}'_b$

* si $\tau_b \leq \bar{\tau}_b \rightarrow$ on utilise des cadres et étriers droites.

* si $\bar{\tau}_b < \tau_b \leq 5 \bar{\tau}_b \rightarrow$ on utilise des cadres et étriers droites plus des barres obliques.

c/ contrainte admissible des armatures transversales :

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \sigma_{en}$ / $\rho_a = \frac{2}{3} \rightarrow$ si on a reprise de bétonnage.

$\bar{\sigma}_{at} = \begin{cases} (1 - \frac{\tau_b}{5 \bar{\tau}_b}) \sigma_{en} \\ \geq \frac{2}{3} \sigma_{en} \end{cases} \rightarrow$ si on a pas reprise de bétonnage.

d/ Espacement : $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$

e/ Espacement admissible : $\bar{t} \leq \min(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \text{ cm}) \rightarrow$ en zone nodale

$\bar{t} \leq \frac{h}{8} \rightarrow$ en zone non nodale.
 ou entravé avec armatures comprimées

Remarques : on disposera les cours d'armatures transversales selon la figure 8 (R.P.A 81. p: 47).

Vérifications:

1/ Condition de la flèche (Art 61.21, CCBA 68)

a) $h_e \geq l/16$

b) $h_e \geq \frac{1}{10} \frac{M_t \cdot l}{M_0}$

c) $A \leq b.f. 43/5em.$

on peut dispenser de la faire la vérification de la flèche pour les poutres qui satisfassent aux 3 conditions ci-dessus.

2/ Condition de non fragilité (Art 52.1. CC.B.A 68).

Pour les poutres fléchies on doit avoir: $A \geq b.f. \psi_f \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{f_{ct}}{f_c}\right)^2 / \psi_f = 0,54$
(A.écrouis)

3/ Condition aux appuis (Art 35-32. C.C.B.A 68).

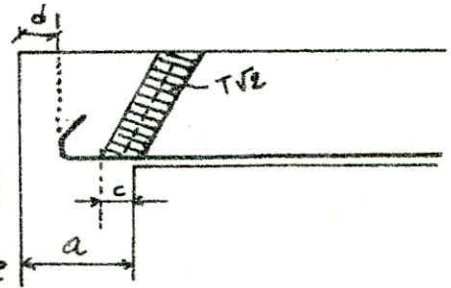
- béton: l'effort tranchant crée des efforts de compression dans les bielles de béton inclinées à 45°. pour que $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$ on doit avoir $c \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_b}$

T = l'effort tranchant max aux appuis.

C: distance du nu de l'appui au point où commence l'ancrage de l'armature inférieure $c = a - (d+r)$ avec

a: largeur du poteau.

r: rayon de courbure / $r = 5,5\phi$.



- armatures inférieures: la section minimale des armatures de traction inférieures doit être

conclut jusqu'à cet appui et ancrées totalement au delà, doit être succe-

-ptible d'équilibrer un effort admissible = $T + M/3$ c'est à dire on doit

vérifier: $A \bar{\sigma}_a \geq T + M/3$.

4/ Pourcentage des aciers longitudinales (R.P.A 84).

- poutres longitudinales et poutres transversales $0,3\% \leq A \leq 2,5\%$

5/ Condition de non entrainement des barres (Art 20.11. CC.B.A 68)

on doit vérifier que $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$; / $\bar{\tau}_b = 2 \psi_b \bar{\sigma}_a$ ($\psi_b = 1,5$ acier H.A).

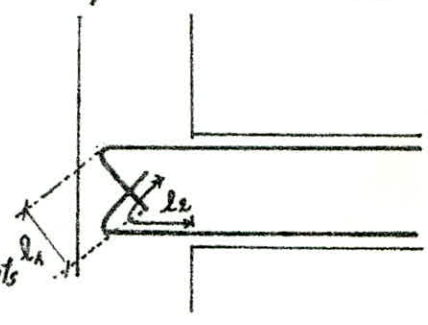
$\tau_d = \frac{T_{max}}{n \cdot p \cdot z}$ où T : effort tranchant max ; p = périmètre de la barre
 n : nombre de barre.

6/ Condition de non fissuration: On doit vérifier que $\max(\sigma_1, \sigma_2) \leq \bar{\sigma}_a$

$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta \cdot \omega_3}{\phi (1 + 10 \omega_3)}$ $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{7} \frac{k}{\phi} \bar{\sigma}_b'$

7/ Ancrage: L'ancrage des armatures longitudinales des poutres dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure suivante (R.P.A 81): $l_a \geq 20 \phi$;

$l_a \geq \max(30 \phi, 50 \text{ cm})$.



8/ Contraintes:

Les sections seront vérifiées sous leurs moments maximaux les plus défavorables

* Section sans armatures comprimées:

On calcul $\tilde{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h}$ Tableau ϵ, k .

on doit avoir $\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} \leq \bar{\sigma}_a$; $\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} \leq \bar{\sigma}_b'$

* Section avec armatures comprimées:

On calcul $D = \frac{15}{6} (A + A')$; $E = \frac{30}{6} (A' d' + A h)$

$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$; $I = b \frac{y_1^3}{3} + 15 A' (y_1 - d')^2 + 15 A (h - y_1)^2$

et on doit avoir $K = M/I$

$\sigma_b' = K y_1 \leq \bar{\sigma}_b'$

$\sigma_a' = 15 K (y_1 - d') \leq \bar{\sigma}_a$

$\sigma_a = 15 K (h - y_1) \leq \bar{\sigma}_a$

Exp: Détermination de la courbe enveloppe: tableau de répartition des efforts

Point		0l	$\frac{1}{18}l$	$\frac{1}{9}l$	$\frac{2}{9}l$	$\frac{1}{3}l$	$\frac{4}{9}l$	$\frac{5}{9}l$	$\frac{2}{3}l$	$\frac{7}{9}l$	$\frac{4}{9}l$	0,5l
POUTRE (22)	G isostatique	0.000	-41.259	-77.664	-109.215	-135.912	-157.775	-174.744	-186.879	-194.160	-196.587	
	M ^E appui	+66.682	+66.682	+66.682	+66.682	+66.682	+66.682	+66.682	+66.682	+66.682	+66.682	+66.682
	P isosta	0.000	-4.080	-7.680	-10.080	-13.440	-15.600	-17.280	-18.480	-19.200	-19.440	
	P: appui	+6.594	+6.594	+6.594	+6.594	+6.594	+6.594	+6.594	+6.594	+6.594	+6.594	+6.594
	$\Sigma(G)$	+66.682	+25.423	-10.982	-42.533	-69.230	-91.093	-108.062	-120.197	-127.478	-129.905	
	$\Sigma(P)$	+6.594	+2.514	-1.086	-4.206	-6.846	-9.006	-10.686	-11.886	-12.606	-12.846	
	S _i	± 26.075	± 23.178	± 20.281	± 17.383	± 14.486	± 11.589	± 8.692	± 5.795	± 2.897	0.000	
	$0,8G + \bar{S}_i$	+79.421	+43.516	+11.495	-16.643	-40.898	-61.285	-77.758	-90.363	-99.085	-109.905	
	$0,8G + \bar{S}_i$	+27.271	-2.840	-29.067	-51.409	-69.870	-84.463	-95.142	-101.953	-104.879	-109.905	
	$G + P + \bar{S}_i$	+94.351	+51.115	+8.213	-26.356	-61.590	-88.490	-110.056	-126.285	-137.187	-142.751	
	$G + P + \bar{S}_i$	+47.201	+4.759	-32.349	-64.115	-90.562	-111.668	-127.476	-137.880	-142.981	-142.751	
	$G + 1,2P$	+74.595	+28.440	-13.154	-47.580	-77.445	-101.900	-120.888	-134.457	-142.614	-145.319	

	0l	$\frac{1}{18}l$	$\frac{1}{9}l$	$\frac{2}{9}l$	$\frac{1}{3}l$	$\frac{4}{9}l$	$\frac{5}{9}l$	$\frac{2}{3}l$	$\frac{7}{9}l$	$\frac{4}{9}l$	0,5l
Genre	SP1	SP2	SP2	SP1	SP1	SP1	SP1	SP1	SP1	SP1	SP1
Moments défavorable	+74.595	+51.115	+11.495	/	/	/	/	/	/	/	/
	/	-2.840	-32.349	-47.580	-77.445	-101.900	-120.888	-134.457	-142.614	-145.319	

Determination des Moments resistant des aciers
Poutres 20.22.24.26

A	S cm ²	Soll	$\bar{\omega} = \frac{100A}{bh}$	E	K	M _{RB}
16T20	50.24	SP ₁	0.6863	0.8792	26.4	150.888
14T20	43.96	SP ₁	0.6005	0.8853	28.6	132.943
12T20	37.68	SP ₁	0.515	0.8922	31.4	114.839
10T20	31.40	SP ₁	0.429	0.9000	35.0	96.536
8T20	25.12	SP ₁	0.343	0.9088	39,8	77.984
6T20	18.84	SP ₁	0.257	0.9184	46,8	59.170

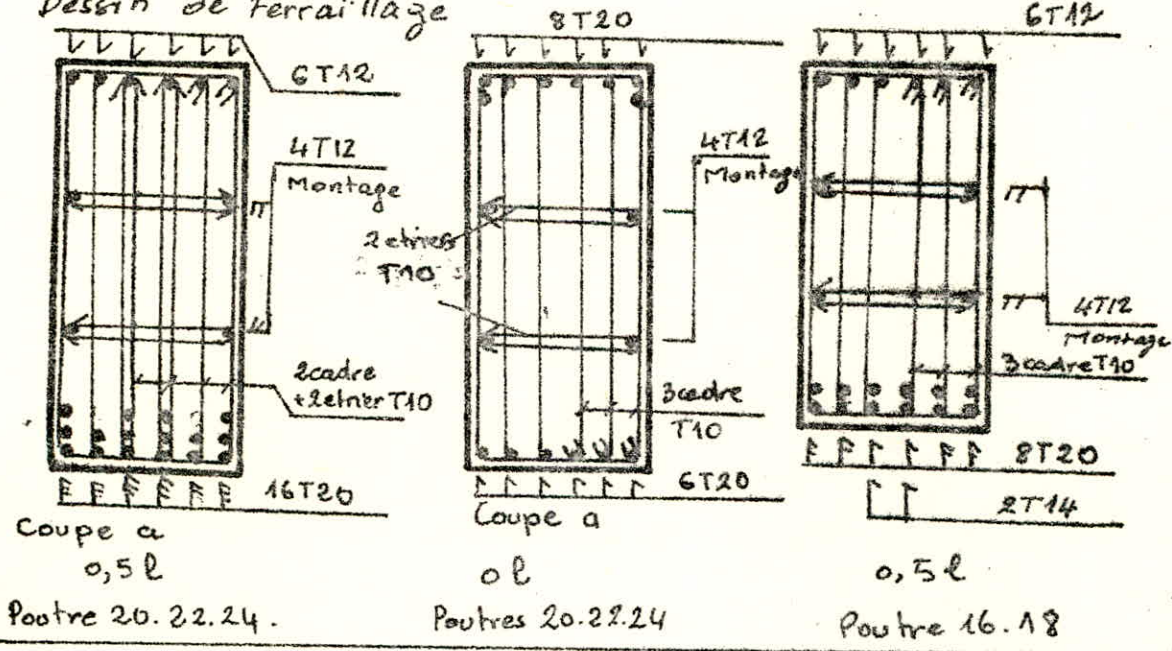
h = 122 cm b = 60 cm. d = 8 cm.

Poutres : 16 : 18

A	S (cm ²)	Soll	$\bar{\omega} = \frac{100A}{bh}$	E	K	M _{RB}
10T20 2T14	34.49	SP ₁	0.513	0.8925	31.5	96.533
10T20	31.40	SP ₁	0.467	0.8965	33,3	88.278
8T20	25.12	SP ₁	0.374	0.9055	37,8	74.332
6T20	18.84	SP ₁	0.280	0.9164	44,8	54.143
6T20 4T16	26.88	SP ₁	0.367	0.9060	38,2	83.190

h = 112 b = 60 cm d = 8 cm.

Dessin de Ferrailage



Verifications:

: verification de la fleche :-

1) $h_t = 130 \text{ cm}$ (Poutres 20.22.24.26) $> \frac{l}{16} = \frac{1720}{16} = 107.5 \text{ cm}$.

2) $h_t \geq \frac{l}{10} \frac{M_t}{M_0}$ $M_t = 129.905$ $M_0 = 196.587$ $l = 1720 \text{ cm}$ $h_t > 113.66$ (verifiée)
(voir tableau ci dessous)

c) $A \leq \frac{b \cdot h \cdot 43}{\sigma_{en}}$, il suffit de verifier pour la plus grande section d'acier entravee; car si elle est verifiée pour cette section, elle verifie également pour toute les sections

$A_{max} = 50.24 \text{ cm}^2$

$\frac{b \cdot h \cdot 43}{\sigma_{en}} = \frac{60 \times 122 \times 43}{4200} = 74.94 \text{ cm}^2$ $A_{max} \leq 74.94 \text{ cm}^2$
 \Rightarrow verification

Poutres 16.18

1) $h_t = 120 \text{ cm} < \frac{l}{16} = \frac{1720}{16} = 107.5 \text{ cm}$.

2) $h_t \geq \frac{l}{10} \frac{M_t}{M_0} = 109.85$ $M_t = 84.708$ $M_0 = 132.678$

3) $A \leq \frac{b \cdot h \cdot 43}{\sigma_{en}}$ $A_{max} = 34.49 \text{ cm}^2 < \frac{60 \times 112 \times 43}{4200} = 68.8 \text{ cm}^2$

Verifiée

donc aucune justification de fleche n'est necessaire.

Condition de non fragilité

$A \geq \frac{0.69 \sigma_b}{\sigma_{en}} b \cdot h = \frac{0.69 \times 5.9 \times 60 \times 122}{4200} = 7.1 \text{ cm}^2$

Verifiée dans toutes les sections

Tableau des Moment en travée et isostatique

Poutres	P16. P18	P20	P22	P24	P26	P28
M_t	84.708	131.700	129.905	128.673	126.733	2.533
M_0	132.678	196.587	196.587	196.587	196.587	9.909
$\frac{l}{10} \frac{M_t}{M_0}$	109.820	115.23	113.65	112.58	110.88	15.34

Conditions aux appuis

- beton: on doit avoir $c \geq \frac{2T}{b_0 \sigma_{bc}} = C_0$

$$C = a - (d+r) \quad a = 80 \text{ cm} \quad r = 5\phi \div 5.5\phi \quad d = 8 \text{ cm}$$

$$C = 80 - (8 + 11) = 61 \text{ cm} \quad b_0 = 60$$

	P16 - P18	P20	P22	P24	P26	P28
T	32,396	48,930	48,870	48,870	48,870	7,542
C cm	61	61	61	61	61	45
C ₀ cm	15.76	23.81	23.80	23.80	23.80	6.29

N.B P28 (a = 60 cm. b₀ = 35 cm. d = 4 cm.)

⇒ C > C₀ Pour tous les appuis de rive

- Armatures inférieures: - on doit vérifier $A\bar{\sigma}_a \geq T + M/z$

SP1	P.16. P18	P20	P22	P24	P26	P28
M(t.m)	-52.711	-12.670	-14.595	-15.973	-18.144	-1.969
T (t)	32.396	48.930	48.870	48.870	48.870	6.376
$\frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{z \bar{\sigma}_a}$ (cm ²)	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	1.45

⇒ $A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{z \bar{\sigma}_a}$ est vérifié.

SP2	P.16. P18	P20	P22	P24	P26	P28
M(t.m)	+8.859	-32.464	-27.270	-27.447	-16.719	+24.971
T (t)	34.878	37.110	37.846	37.963	30.597	1.881
$\frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{z \bar{\sigma}_a}$ (cm ²)	10.45	1.59	2.88	2.88	3.56	1.52

Vérifications des Contraintes: Poutre 18-16

	Soll	0 l	1/18 l	3/18 l	5/18 l	7/18 l	0,5 l
M(t.m)	SP ₁	+52.715	22.115	28.285	64.285	76.885	93.086
A	SP	18.840	18.84	18.84	25.12	31.4	34.49
$\bar{\omega}$		0.280	0.280	0.280	0.374	0.467	0.513
E		0.9164	0.9164	0.9164	0.9053	0.8965	0.8925
K		44.8	44.8	44.8	37.8	33.3	31.5
σ_a		2726	1144	1462.8	2524	2438	2700
$\sigma_{b'}$		60.85	25.6	32.6	66.77	75.23	85.7

Poutres 20.22.24

	0l	1/9l	2/9l	5/18l	1/3l	0,5l
M (t.m)	+75.973	-29.034 (SR)	-79.374	-103.829	-122.814	-141.242
A	25.120	18.84	31.4	37.68	43.96	50.24
\bar{w}	0.257	0.257	0.343	0.429	0.601	0.688
ϵ	0.9194	0.9194	0.9088	0.9000	0.8853	0.8792
K	47.0	47.0	39.8	35	28.6	26.4
σ_a	2696	1377	2280	2509	2587	2732
σ_b'	57.4	29.3	57.3	71.7	90.44	103.5

Poutre 26

	0l	2/9l	5/18l	1/3l	0,5l
M (t.m)	+78.144	-73.869	-98.351	117.336	141.771
A	26.88	31.40	37.680	43.96	50.24
\bar{w}	0,367	0.343	0.429	0.601	0.688
ϵ	0,9064	0.9088	0.9000	0.8853	0.8792
K	38,4	39.4	35	28.6	26.4
σ_a	2629	2122	2377	2471	2620
σ_b'	68,4	53,85	67,92	86,41	99,2

Verification de fissuration:

Poutres 16-18	A	\bar{w}_f	σ_1	σ_2	Verification
Appui	18,84	0,0392	3379	2019	OUI
travée	34,49	0,0359	3172	2019	OUI

$w_f = \frac{A}{2bd}$ $d = 4\text{cm appui}$ $b = 60\text{cm}$
 $d = 8\text{cm travée}$ $K = 1,5 \times 10^5$

on a $\sigma_1 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ vérifié Pour la section minimum d'acier \Rightarrow verification des autres poutres A

- Pourcentage d'acier

$0,3\% < A \leq 2,5\%$

Poutres 16 - 18 $A = (18T20, \text{Appui}) \Rightarrow A = 0,52\%$

$A = (6T12 + 8T20 + 2T14) \Rightarrow A = 0,57\%$ (travée)

Poutres 20.22.24
 et 26

$A = (14T20, \text{Appui}) \Rightarrow A = 0,56\%$

$A = (16T20 + 12T12) \Rightarrow 0,82\% \Rightarrow \text{Verification}$

Armatures transversale

Les étriers doivent suspendre les deux parties de la poutre que sépare, selon une fissure à 45° , l'effort tranchant T . Pour être efficaces, ils doivent être bien ancrés dans les deux membrures: on ne prend en compte, comme leur efficacité que le bras de levier z , il vient donc immédiatement

$$\frac{z}{t} A_t \bar{\sigma}_{at} \geq T$$

Remarque: - on préfère généralement des armatures d'axe droite
- Le recours aux barres relevées n'est pas conseillé (BA.69)

Contrainte de cisaillement du béton: -

$$\tau_{max} = \frac{T}{b_0 z} \leq \bar{\tau}_b \quad \text{avec } \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\text{si } \bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}) \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b0}$$

	T_{max}	σ'_b	τ_b	$\bar{\tau}_b$	A_t	t	t adopté	
							EC	EN
P16.P18	32.396	60.85	5,52	20,65	4,72	39	20	25
P.20	48.930	57.4	7,63	20,65	4,72	28	20	30
P.22.24	48.870	57.4	7,63	20,65				
P.26	48.870	68,4	7,63	20,65	6,28	38	20	30

$$A_{t_1} = 4,72 \text{ cm}^2 \quad (3 \text{ cadre } T10) \quad \text{esp} (20 \text{ cm})$$

$$A_{t_2} = 6,28 \text{ cm}^2 \quad (2 \text{ cadre } + 2 \text{ étrier } T10) \quad \text{esp} (30 \text{ cm})$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} \quad (\text{on a reprise de bétonnage})$$

RPA

$$t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm} \right) = 12 \times 2 = 24 \text{ cm. zone nodale}$$

$$t_1 \leq \frac{h}{2} = \frac{122}{2} = 61 \text{ cm.} \rightarrow \text{zone courante (h=122 cm)}$$

$$t_2 \leq \frac{h}{2} = \frac{112}{2} = 56 \text{ cm. (h=112 cm)}$$

$$t_3 \leq \frac{h}{2} = \frac{96}{2} = 48 \text{ cm (h=96 cm)}$$

Vérification:

$$A_{t_1} = 4,72 \text{ cm}^2 \rightarrow 0,003 \times t \times b = 0,003 \times 60 \times 20 = 3,6 \text{ cm}^2$$

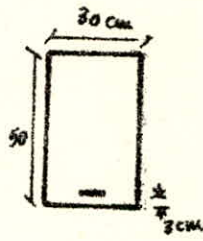
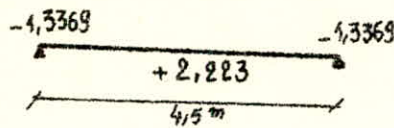
$$A_{t_2} = 6,28 \text{ cm}^2 \rightarrow 0,003 \times t \times b = 0,003 \times 60 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

Vérifié dans les 2 cas.

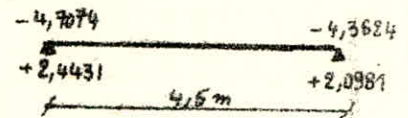
FERRAILLAGE DES POUTRES TRANS

BLOC "A"

portique "I" : sous "SP1"

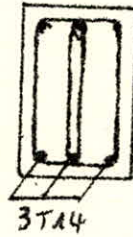


sous "SP2"

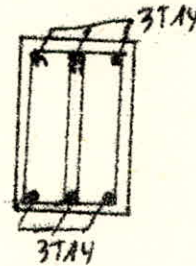


Solli	M(tm)	M(t-m)	μ	ϵ	K	σ_b	A_{cm^2}	$A_{min}^{cm^2} (RPA)$	A_{adopte}	ϕ	A_{adopte}
SPI	Appui I	1,3369	0,0408	0,9535	92,5	30,27	1,065	4,5	4,5	3T14	4,62
	Travée	2,223	0,0179	0,980	240	11,66	1,72	4,5	4,5	3T14	4,62
SPII	Appui	4,7074	0,0254	0,977	202,5	13,83	2,44	4,5	4,5	3T14	4,62
	Travée	2,3545	0,0173	0,98	240	11,66	1,72	4,5	4,5	3T14	4,62

Travée



Appui



VERIFICATIONS.

- * flèche - $h_e = 50 \text{ cm} > \frac{l}{16} = \frac{480}{16} = 30 \text{ cm}$ (vérifié).
- $h_e = 50 \text{ cm} > \frac{l}{10} = 48 \text{ cm}$ (vérifié).
- $h_e \geq \frac{1}{10} \frac{M_e}{M_0} \cdot l = \frac{480}{10} \cdot \frac{235450}{316800} = 35,67$ (vérifié).

Donc la justification de flèche est inutile.

- * condition de non fragilité : $A \geq 0,69 \cdot 30 \cdot 47 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,36 \text{ cm}^2$ (vérifié).

- * condition aux appuis : - béton : on doit avoir $C \geq \frac{\epsilon T}{b \cdot \sigma_{b0}'} = C_0$.

$$C = 50 - (3+7) = 40 \text{ cm}, T(t) = 4,255^t \Rightarrow C_0 = \frac{2,4255 \cdot 10^3}{30 \cdot 102,75} = 12,76 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures inférieures : } A \geq \frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{\sigma_a \cdot z} = \frac{4,255 \cdot 10^3}{4200} + \frac{470740 \times 8}{4200 \times 7 \times 47} = 3,738 \text{ cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

- * Condition de non entrainement des barres : $\tau_d \leq \bar{\tau} = 2,15 \cdot 5,9 = 12,7 \text{ Kg/cm}^2$

$$\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} = \frac{2966 \cdot 8}{3 \cdot \pi \cdot 1,4 \cdot 7 \cdot 47} = 5,466 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d \text{ (vérifié)}$$

- * fissuration : $\omega_f = \frac{4,62}{30 \times 2 \times 3} = 0,0256$; $\sigma_s = 3494 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ (vérifié)

* Contraintes:

	m (t.m)	A (cm ²)	$\hat{\omega}$	ϵ	K	σ_a	σ_b'	Concluse
Appui	-4.707	4.62	0.327	0.9108	41	2480	58	OUI
Travée	+2.443	4.62	0.327	0.9108	41	1235.31	30.12	OUI

ARMATURE TRANS: \Rightarrow Contrainte de cisaillement max: $\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{2966.8}{30 \cdot 7.47} = 2,4$

* Contrainte de cisaillement admissible: $\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,3 \text{ kg/cm}^2$ puisque $\sigma_b' < \bar{\sigma}_b$

* Contrainte admissible de A_t : $\bar{\sigma}_{at} = f_a \cdot \sigma_{en} = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

* calcul de armatures Transv: $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ (4 ϕ 8)

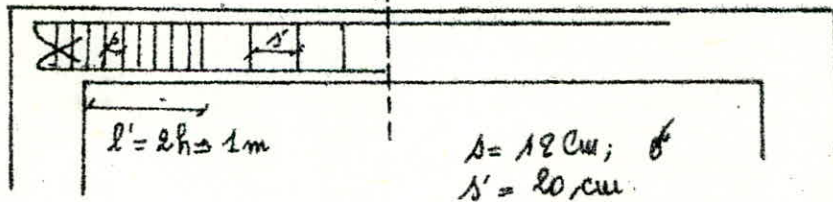
- Espacement max d'après L.R.P.A.81. $t_1 \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi; 30)$ de la zone nodale

$t_1 \leq 11,75 = 12 \text{ cm} \rightarrow t_1 = 10 \text{ cm}$ $t_2 \leq \frac{h}{2}$ (en zone courante).

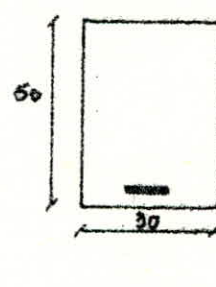
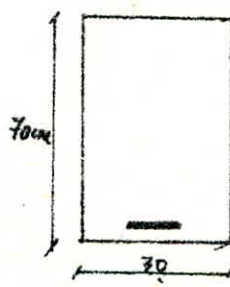
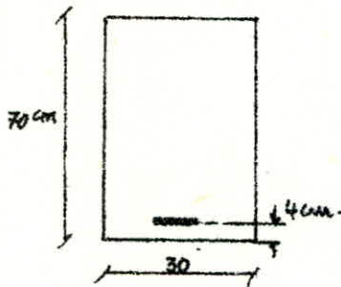
$t_2 \leq 23,5 \text{ cm} \rightarrow s = 20 \text{ cm}$ en dehors de zone nodale.

- Espacement d'après (C.C.B.A68) $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{2,01 \cdot 7 \cdot 47 \cdot 2400}{8 \cdot 2966} = 66 \text{ cm}$

l'espacement $t_{adopte} = \min \left\{ \frac{t}{t} \right\} = \begin{cases} 10 \text{ cm pour les zones nodale.} \\ 20 \text{ cm " " courante.} \end{cases}$



FERRAILLAGE DES POUTRES (II, III, VI)



SP1	-12.191	-12.191	-13.981	-13.981	-1.339	-1.339
	45.4724		47.742		+2.223	
SP2	-18.866	-18.866	-20.535	-20.535	-5.928	-5.928
	45.08		47.196		+2.444	

	Section	M (t.m)	μ	K	ϵ	σ'_b	$A_{sub}^{(cm^2)}$	$A_{min} (R.P.A)$	ϕ	A_{adopte}
Poutre I	SP1 Appui	-12.191	0.0499	38.2	0.906	73.3	7.28	6.30	3T20	9.42
	SP1 Travée	+15.472	0.0634	33.1	0.896	84.59	9.34	6.30	3T20	9.42
	SP2 Appui	-18.866	0.0515	37.6	0.9049	111.7	7.52	6.30	3T20	9.42
	SP2 Travée	+15.08	0.0412	43	0.9138	97.67	5.95	6.30	3T20	9.42
Poutre II	SP1 Appui	13.981	0.0573	35.2	0.9004	79.54	8.4	6.30	3T20	9.42
	SP1 Travée	17.742	0.0727	30.3	0.8896	92.41	10.79	6.30	3T25	14.72
	SP2 Appui	-20.535	0.0561	35.6	0.9012	117.97	8.22	6.30	3T20	9.42
	SP2 Travée	17.195	0.04699	39.7	0.9086	105.79	6.82	6.30	3T20	9.42
Poutre III	SP1 Appui	12.191	0.0499	38.4	0.9064	72.92	7.278	6.30	3T20	9.42
	SP1 Travée	15.472	0.0634	33.1	0.8960	84.59	9.344	6.30	3T20	9.42
	SP2 Appui	-20.728	0.0566	35.4	0.9008	118.64	8.300	6.30	3T20	9.42
	SP2 Travée	+15.08	0.0412	43	0.9138	97.67	5.95	6.30	3T20	9.42

on adopte les ferrailages de SP1.

VERIFICATIONS :

- flèche: - Poutre I $q / R_t = 70 \text{ cm} > \frac{l}{16} = \frac{960}{16} = 60 \text{ cm}$ (oui) $b / R_t = 70 > \frac{l}{10} \cdot \frac{M_t}{m_b} = 59,39$ (vérifié)

$c / A \leq \frac{b_0 \cdot R_t \cdot 43}{4200} = \frac{30 \times 66 \times 43}{4200} = 20,27 \text{ cm}^2$ (vérifié)

Poutre II $a / R_t = 70 \text{ cm} > \frac{l}{16} = \frac{960}{16} = 60 \text{ cm}$ (vérifié) $b / R_t = 70 > \frac{930 \cdot 17,742}{10 \cdot 25,86} = 63,8$ (oui)

$c / A \leq \frac{30 \times 66 \times 33}{4200} = 20,27$

* la condition de non fragilité est bien vérifiée ($A_{adop} > A_{min}$).

* Condition aux appuis: - béton: $C = 60 - (4+8) = 48 \text{ cm}$.

Poutre I $T(x) = 11,526 \text{ t} \rightarrow C_0 = \frac{2 \times 11,526 \cdot 10^3}{30 \times 102,75} = 7,478 \text{ cm}^2 \Rightarrow C > C_0$ (vérifié)

- Armatures inférieures: $A \geq \frac{11,526 \cdot 10^3}{2800} - \frac{12,191 \cdot 10^5 \times 8}{2800 \cdot 7,66} < 0$ (vérifié)

Pour la poutre II $C = 60 - (4+10) = 46 \text{ cm}$.

$C_0 = \frac{2 \cdot 13224}{30 \times 102,75} = 8,5 \text{ cm} \Rightarrow C \geq C_0$ (vérifié)

* Pourcentage d'acier: dans tous les cas on a $A_{adop} = 9,42 > A_{min} = 6,3 \text{ cm}^2$

* Condition de non entrainement des barres: On doit vérifier $\tau_d \leq \bar{\tau}_d = 2,1, 5, 5, 9 = 19,7$

$\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} = \frac{11526}{4 \cdot 3,14 \cdot 1,4 \cdot 66} = 9,93 \text{ kg/cm} \Rightarrow \tau_d < \bar{\tau}_d$ (vérifié).

Pour la poutre III $\tau_d = \frac{13224}{3 \cdot 3,14 \cdot 2 \cdot 66} = 10,636 \Rightarrow \tau_d < \bar{\tau}_d$

fissurations: $\omega_f = \frac{A}{b \times z_d}$ pour la poutre I et II $A = 9,42 \text{ cm}^2 \Rightarrow \omega_f = 0,03925$

$\sigma'_1 = \frac{4,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \cdot 0,03925}{20(1 + 0,3925)} = 3382,40 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

C ONTRAINTES :

Poutre II

Section	M(t.m)	A ^{act}	$\bar{\omega}$	K	E	σ_a	σ_b	Conclusion
Appui	12.191	8,406	0.406	36.2	0.9023	15375	57.9	Vérifiée
Travée	15.4724	10,3	0.52	31.2	0.8918	2552	81.8	Vérifiée

ARMATURES TRANSVERSALES

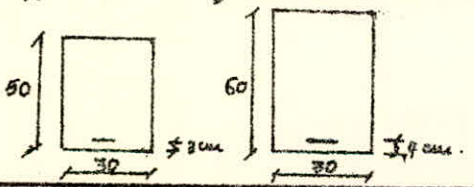
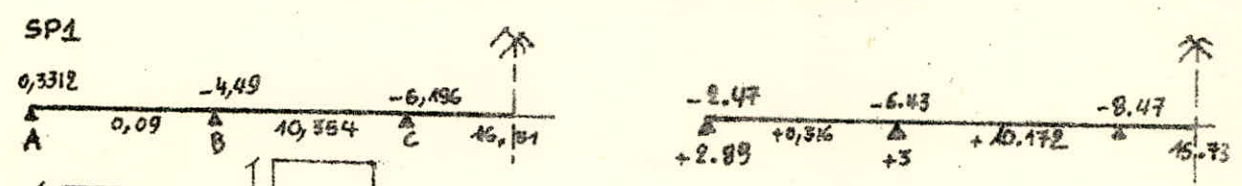
Poutre	T(t)	τ_b	$\bar{\tau}_b$	$\bar{\sigma}_{ab}$	t (R.P.A)		t_c	t adopté		Conclusion
					Zone nodale	non Z.N		Z.N	Z.N.N	
II	11.526	6.65	20.3	2400	15	33	24.36	15	20	Repartition uniforme
III	13.224	7.63	20.3	2400	15	33	21.06	15	20	" "

On adopte $t = 15$ cm en Zone nodale et $t = 20$ cm en Zone non nodale

verifications des
Contrainte pour la
poutre III

Section	M(t.m)	$\bar{\omega}$	K	E	A	σ_a	σ_b	Conclusion
Appui	13.981	0.475	32.9	0.8956	9.42	2511	76.319	Vérifiés
Travée	17.742	0.743	25.3	0.8759	14.72	2085	82.41	Vérifiés

FERRAILLAGE DES POUTRES LONG BLOC "A"



comme $M_{SP1} \times 1,5 > M_{SP2} \Rightarrow$ on ferrillera les poutres sous SPI

Section	M(t.m)	μ	K	E	σ_b	A ^{cal}	A ^{act}	A ^{min} (R.P)	A ^{adap}	ϕ
Appui A	2.89	0.023	60	0.9334	46.67	0.0	2.35	4.5	6.28	2T20
Appui B	4.5	0.036	46.4	0.9186	60.35	0.0	3.722	5.4	6.28	2T20
Appui C	6.196	0.0353	47.2	0.9196	59.32	0.0	4.3	5.4	6.28	2T20
Travée A	0.09	0.0005	460	0.9895	6.08	0,00	0,06	5.4	6.28	2T20
Travée B	10.354	0.058	34.6	0.8992	80.92	80.92	7.34	5.4	9.42	3T20
Travée C	16.31	0.0464	40	0.9091	70	70	11.442	5.4	12.56	4T20

VERIFICATIONS 1/ Pourcentage d'acier: Les sections d'aciers utilisés sont compris en $[6,28 \div 12,56]$; Telque le % d'après "R.P.A 81" est $[4,5 \div 37,5]$ cm
Alors le pourcentage est bien vérifié.

* CONDITION de non fragilité :

- Appui ① $A \geq b \cdot R \cdot 0,69 \cdot \frac{\sigma_b'}{\sigma_{en}} = 30 \cdot 47 \cdot 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} = 4,36$ (vérifié)

- Appui ② $A \geq b \cdot R \cdot 0,69 \cdot \frac{\sigma_b'}{\sigma_{en}} = 30 \cdot 56 \cdot 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} = 2,36$ (vérifié)

* flèche: q/ Poutre "I" - $R_f = 50 \text{ cm} > \frac{240}{16} = 15$ (vérifié).

- $R_f = 40 > \frac{l}{10} = 24$ (vérifié).

- $A \leq b \cdot R \cdot \frac{43}{\sigma_{en}} = \frac{30 \cdot 47 \cdot 43}{4200} = 14,4$ (vérifié).

b/ Poutre "II"

- $R_f = 60 \text{ cm} > \frac{l}{16} = \frac{600}{16} = 37,5 \text{ cm}$ (vérifié)

- $R_f = 60 \text{ cm} \geq \frac{l}{10} = 60 \text{ cm}$ (vérifié). et $A \leq 3 \times \frac{56 \cdot 43}{4200} = 17,2 \text{ cm}^2$ (oui)

* Condition aux appuis + béton: $c = 50 - (3 + 10) = 37 \text{ cm}$.

- Appui "A" $T = 3^t$; $C = 37 \text{ cm}$; $C_0 = \frac{2T}{b \cdot \sigma_s} = 3 \text{ cm} \rightarrow C > C_0$ (vérifié).

- Appui "B" $T = 8,918^t$; $C = 46 \text{ cm}$; $C_0 = 8,679 \text{ cm} \rightarrow C > C_0$ (vérifié)

- Armatures inférieures

Appui	M (t.m)	T (t)	z (cm)	A _{inf} (cm ²)	(T+M/z)/E _s	Conclusion
A	-2.89	3	40.25	6.28	-1.44 < 0	vérifié
B	-4.5	8.918	47.25	6.28	-0.094 < 0	"
C	-6.196	7.95	47.25	6.28	-1.67 < 0	"

* fissurations

	b ^(cm)	d ^(cm)	A (cm ²)	σ _y	σ ₁	σ ₂	σ _s	vérifications
Appui A	30	3	6.28	0.0340	3097.92	2019.1	2000	Oui
Travée AB	30	"	6.28	0.0348	3097.22	2019.4	"	Oui
Appui "B"	30	"	6.28	0.0340	3097.92	2018.4	"	Oui
Travée BC	30	"	9.42	0.0523	4120.8	2019.4	"	Oui

* contraintes

		M (t.m)	A (cm ²)	ω	ε	K	σ _a	σ _s '	verification
Poutre n° 31	Appui A	2.89	6.28	0.445	0.8986	34.3	1089.6	31.76	Oui
	Travée AB	0.09	6.28	0.445	0.8986	34.3	1093	32	"
Poutre n° 30	Appui B	4.49	6.28	0.378	0.9057	38	1409.6	37.1	"
	Travée BC	10.354	9.42	0.5607	0.8886	29.9	2208.8	73.87	"
2 ^e Poutre n° 30	Appui "E"	6.196	6.28	0.378	0.9049	37.6	1346.9	61.78	"
	Travée CD	16.31	12.56	0.747	0.888	29.8	2610.2	87.6	"

FERRAILLAGE DU PORTIGUE "LONG" "BLOC B"

SP2

-29.973	4.34	-26.177	0.19	-21.545	-25.271	0.595	-27.42	4.795	-19.200
0.5	5.677	2.5	2.543	2.5	4.589	2.5	0.740	4.740	2.5
+28.751		26.877		23.814		25.200		24.67	25.691

SP1

0.675	5.6	2.55	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
a	b	c	d	e	f	g	h	i
2.5	4.32	4.37	4.665	4.7				

Etant donné que les poutres Longitudinales ne sont pas portées par des poutres verticales et elles ne sont sollicitées principalement que par les forces latérales sismiques; donc elles doivent avoir des armatures symétriques. Mais que les moments en Travées sont très faibles par rapport aux moments sur appuis donc on calcule seulement les armatures sur appuis avec le moment max en valeurs absolues et on adaptera une section en travée au moins égale à la moitié des armatures sur appuis (R.P.A 81. Art 9.2.2.2).

SECTIONS d'aciers aux appuis

Poutre	Appui	M (t.m)	μ	E	K	σ_b	$A_{s,el}$	$A_{s,req}$	$A_{s,prov}$
6A	a	29.953	0.042	0.9132	42.6	98.59	8.48	6T40	12.06
	b	26.177	0.0368	0.910	46	94.3	7.38	6T4	9.23
6B	c	23.814	0.0335	0.9217	48.6	86.42	6.69	6T14	9.18
6C	d	26.2	0.0368	0.9160	46	94.3	7.38	6T14	9.23
6D	e	29.024	0.0347	0.9201	47.6	88.24	6.94	6T14	9.23
6E	f	19.350	0.027	0.9286	55	76.36	5.4	6T16	9.23

SECTIONS d'armatures adoptés

6T40	6T14	6T14	6T14	6T14	6T14	6T16	6T16
A	B	C	D	E	F	G	H
6T16	3T16	6T14	3T16	6T14	3T14	6T14	5T16
							6T14
							3T16
							6T16

Vérifications: a/ flèche: $P_e = 100^{cm} > \frac{480}{16} = 26.7 \text{ cm}$ (vérifié)
 $P_{te} = 100^{cm} > \frac{480}{10} = 48 \text{ cm}$ (vérifié)
 $A \leq b.p. \frac{4.5}{\sigma_{en}} = 30.32 \cdot \frac{4.3}{4200} = 28.25$ (vérifié)

b/ Condition de non fragilité: $A \geq b.p. \psi \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{P_e^2}{F_1} \right) =$

c/ Condition aux appuis: * béton: on doit avoir $C \geq \frac{2T}{b \cdot \sigma_b} = C_0$

$C = 60 - (8+7) = 45 \text{ cm.}$

Appui	a	b	c	d	e	f
T(t)	14.152	15.338	11.226	12.201	13.896	12.068
C(cm)	45	45	45	45	45	45
C ₀ (cm)	7.86	8.53	6.24	6.78	7.73	6.70

* Armatures inférieures

Section	a	b	c	d	e	f
M(t.m)	28.751	20.272	23.814	26.2	24.667	15.691
T(t)	14.152	15.338	11.226	12.201	13.896	12.068
$\frac{I}{\sigma_a} + \frac{M}{3 \cdot \sigma_a}$	11.604	9.458	8.48	10.41	10.37	7.28

Vérifier dans tous les cas

* fissurations

	A(ccat)	ω_f	σ_s (kg/cm ²)	σ_c (kg/cm ²)	verification
Appui "a"	12.06	0.03446	3844.2	2413.67	Oui
Travée a-b	6.03	0.0287	3346.6	2413.67	Oui

Pour les autres Section: la fissuration est bien vérifiée

* verification des Contraintes - SECTION avec armatures comprimées: $\hat{\omega} = \frac{100A}{b \cdot s}$

Appui	a	b	c	d	e	f
M	29.933	26.177	23.814	26.2	29.124	19.358
A	12.06	2.23	3.23	9.23	9.29	12.06
$\hat{\omega}$	0.3745	0.2866	0.2866	0.2866	0.2866	0.3745
E	0.966	0.9755	0.9155	0.9155	0.9155	0.9155
K	37.8	44.2	44.2	44.2	44.2	37.8
σ_a	2792.78	2471.0	2247.62	2472.62	2748.78	1827
σ_b	73.88	55.90	50.85	55.94	62.19	48.33

ARMATURES TRANS

$T_{max} = 15,338t ; \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{15,338 \cdot 10^3}{35 \cdot \frac{7}{8} \cdot 95} = 5.272 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma'_{b_{max}} = 373.88 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 102.75 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\tau}_b = 3.5 \cdot \bar{\sigma}_b = 3.5 \times 8,81 = 30.975$

d'où $\tau_b = 5.272 < \bar{\tau}_b = 30.975 \text{ Kg/cm}^2$ (vérifiée).

On prend pour A_t $\phi 8$ FE24 ($A_t = 2.01 \text{ cm}^2$) avec $\bar{\sigma}_{at} = \frac{1}{2} \sigma_{cu}$.

$\bar{t} \leq \min(\frac{R}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm}) = 19.2 \text{ cm}^2 \rightarrow$ en zone nodale.

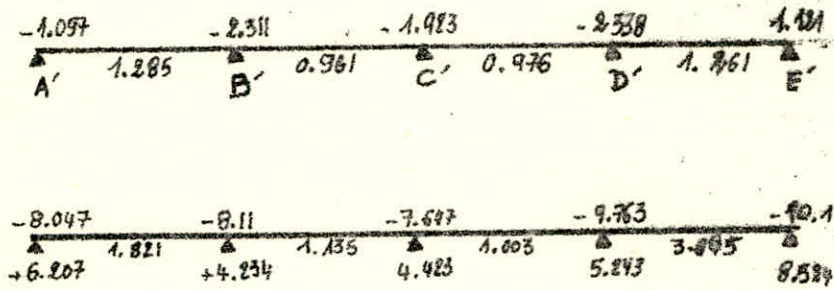
$\bar{t} \leq \frac{R}{2} = 47.5 \text{ cm} \rightarrow$ en zone courante.

* Espacement Théorique: $t = \frac{2.01 \cdot \frac{7}{8} \cdot 95 \cdot 2400}{15338} = 39.15 \text{ cm}$.

On prend $t = 18 \text{ cm}$ en zone nodale et aussi pour la zone courante.

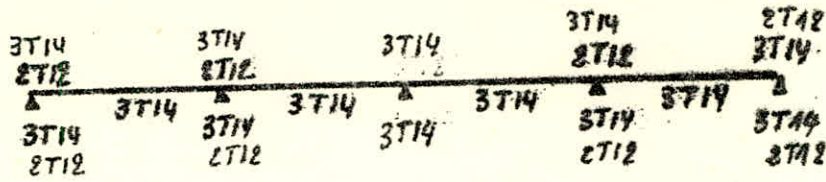
Vérification $A_t^{min} = 0.003 \cdot t \cdot b = 0.003 \cdot 18 \cdot 35 = 1.89 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

FERRAILLAGE DU PORTIQUE Long.



* SECTIONS d'aciers adoptés

Travée	Appui	M ^(t.m)	μ	E	K	σ'_b	Acal \leftrightarrow ϕ_{adep}	Achâssi
A'-B'	A'	8.047	0,043	0.9123	42	100	6,88	3T14 + 2T12
B'-C'	B'	8.11	0,043	0.9123	42	100	6.88	3T14 + 2T12
C'-D'	C'	7.647	0,041	0.9241	43,2	97,22	4.62	4, 238.
D'-E'	D'	9.763	0.0526	0.9038	37.1	113.2	6.88	3T14 + 2T12
D'-E'	E'	10.1	0.054	0.9031	36.6	114,75	6.88	2T12 + 3T14



VERIFICATIONS: - flèche. - $R_e = 50 > \frac{480}{16} = 30 \text{ cm. (vérifié)}$

- $R_e = 50 \text{ cm} > \frac{480}{10} = 48 \text{ cm (vérifié)}$ - $A \leq \frac{30 \cdot 47 \cdot 43}{4200} = 14.4 \text{ (vérifié)}$

* condition de non fragilité: $A \geq 30 \times 47 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,79}{4200} \left(\frac{50}{47}\right)^2 = 1,2 \text{ cm}^2 \text{ (vérifié)}$

* Condition aux appui * béton : on doit avoir $c \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}_b} = c_0$; $c = 50 \cdot 10 = 40$

Appui	A'	B'	C'	D'	E'
T(k)	5.357	5.357	5.37	6.1377	6.138
C(cm)	40	40	40	40	40
C ₀ (cm)	1.93	1.73	1.79	3.98	3.98

vérifié dans tous les cas.

* armatures inférieurs: $R_e = 50 \text{ cm}$; $h = 47 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

	A'	B'	C'	D'	E'
M(k.m)	6.207	4.234	4.423	5.843	8.524
T(k)	4.862	5.357	4.793	6.183	5.626
$\frac{1}{\sigma_a} + \frac{M}{3 \cdot Q}$	4.75	3.716	3.702	3.384	6.28

* fissurations.

Appui: $A = 6.88 \text{ cm}^2$; $\hat{\omega} = \frac{6.88}{2 \times 30 \times 3} = 0.03822 \rightarrow \sigma_1 = 4740 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$

Travée: $A = 4.62 \text{ cm}^2$; $\hat{\omega} = 0.0256 \rightarrow \sigma_1 = 3494.1 > \bar{\sigma}_a \text{ (vérifié)}$

Appui	A'	B'	C'	D'	E'
A (cm ²)	6.88	6.88	4.62	6.88	6.88
M(k.m)	8.047	8.11	7.647	9.763	10.1
ω	0.4879	0.4979	0.3876	0.4979	0.4879
E	0.8945	0.8945	0.9108	0.8945	0.8945
K	32.4	32.4	41	32.4	32.4
σ_a	2771.5	2803.8	3866.6	3375.3	3058.4
σ_b	85.54	86.53	94.3	87.89	94.39

Ferraillage des poutres

Poutres	Sens	Soll	M ^{l.m}	μ	ε	K	σ _b	A _{col}	A _{adop}	φ _{adop}
P19	transv	SP ₂	-6.305	0.0355	0.9104	47	83.3	3.55	4.62	3T14
		SP ₂	+3.97	0.0224	0.9346	61.5	68.2	2.19	4.62	3T14
		SP ₂	-5.220	0.0294	0.9259	52.5	80	2.92	4.62	3T14
		SP ₁	+3.56	0.0301	0.9250	51.5	54.3	2.00	4.62	3T14
P21	transv	SP ₂	-6.670	0.0376	0.9172	45.4	92.5	3.77	4.62	3T14
		SP ₂	+6.718	0.0378	0.9167	45	93.3	3.80	4.62	3T14 ³
		SP ₂	-5.706	0.0321	0.9228	49.8	84.3	3.20	4.62	3T14
		SP ₂	+3.869	0.0218	0.9352	62.3	67.4	2.15	4.62	3T14
		SP ₂	± 8.132	0.0457	0.9098	40.4	103.9	4.63	6.88	3T14 2T12
		SP ₂	+2.14	0.012	0.9610	87	48.2	1.17	4.62	3T14
		SP ₂	2.623	0.0148	0.9460	77.5	54.1	1.44	4.62	3T14
P23	transv	SP ₂	8.074	0.0454	0.9101	40.6	103.4	4.59	6.03	3T16
		SP ₂	8.169	0.0460	0.9094	40.2	104.4	4.65	6.03	3T16
		SP ₂	9.989	0.0562	0.9012	35.6	117.9	5.74	6.03	3T16
		SP ₂	1.757	0.0100	0.9552	96.5	24.8	0.96	6.03	3T16
P25	transv	SP ₂	8.595	0.048	0.9074	39	107.6	4.91	6.03	3T16
		SP ₂	9.012	0.0507	0.9057	38	110.5	5.15	6.03	3T16
		SP ₂	8.626	0.0486	0.9074	39	107.5	4.92	6.03	3T16
		SP ₁	0.99	0.0006	0.9885	420	6.6	0.78	6.03	3T16
P27	transv	SP ₂	-10.708	0.0602	0.8989	34.2	122.8	6.17	7.38	2T20 1T12
		SP ₂	+12.232 12.354	0.0695	0.8910	34.2	134.6	7.17	7.38	2T20 1T12
		SP ₁	+1.324	0.0112	0.9526	90.5	30.9	1.09	6.03	3T16
P29	transv	SP ₂	16.869	0.0951	0.8768	25.6	164.0	9.98	11.68	3T20 2T12
		SP ₂	18.918	0.1066	0.8703	23.7	177.2	11.29	11.68	3T20 2T12
		SP ₂	1.982	0.0112	0.9526	90.5	46.4	1.08	9.42	3T20

Armatures Transversales:

* on utilise des cadres et étriers verticaux $\phi 8$ FE 24. (cadre + 1 étrier) $\rightarrow A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

$T_1(\text{SP2}) = 6,183 \text{ t}$

$\sigma_b' = 94,39 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b' \rightarrow \bar{\sigma}_b' = (4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_b}) \bar{\sigma}_b' = (4,5 - \frac{94,39}{94,39}) 8,85 = 39,27 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b = 39,27 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2 \\ A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow t = 39,1 \text{ cm}$

$\bar{E} \leq \min(\frac{P}{4}; 12\phi, 30 \text{ cm}) = 16,8 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone nodale}$

$\bar{E} \leq \frac{P}{2} = 23,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone courante}$

On adopte $t = 15 \text{ cm}$ en Zone nodale.

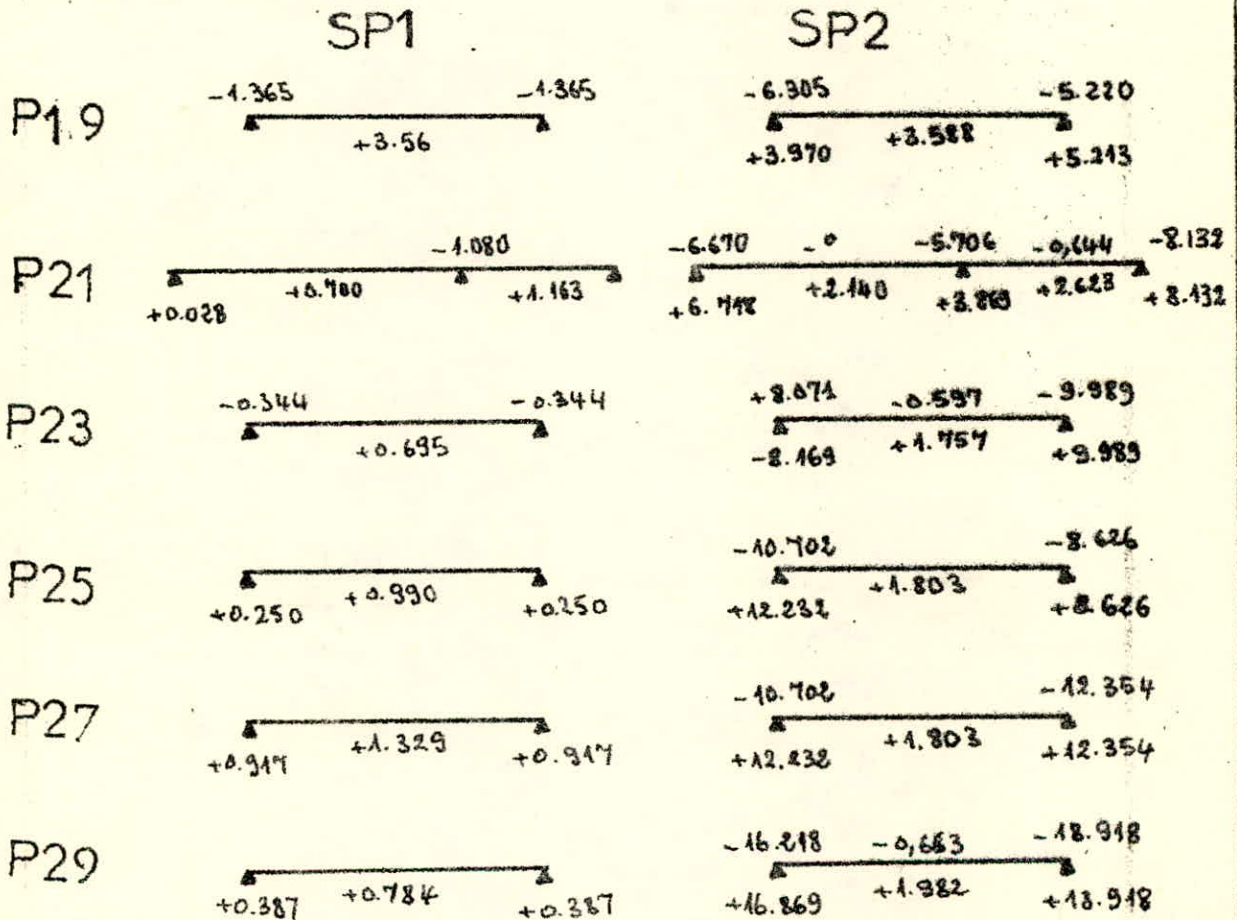
$t = 20 \text{ cm}$ en Zone Courante.

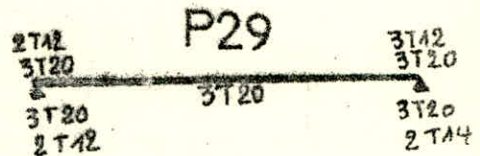
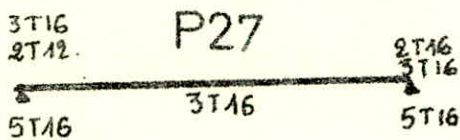
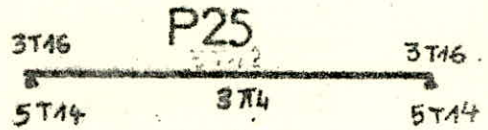
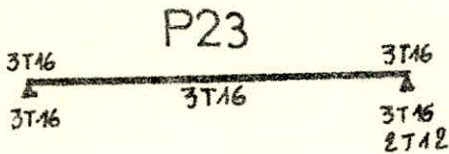
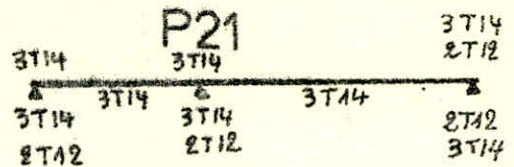
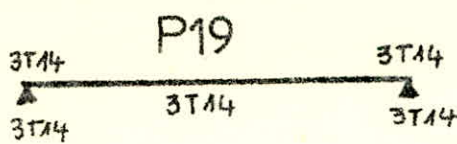
verification

$A_t^{min} \begin{cases} \text{Z.N} \rightarrow 0,003 \cdot t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 < 2,01 \text{ (verifie)} \\ \text{Z.C} \rightarrow 0,003 \cdot t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ (verifie)} \end{cases}$

Moments dans les Poutres transversales

- Moments de calcul:





VERIFICATIONS

1) vérification de la flèche : $h_f = 50 \text{ cm}$.

1) $h_f > \frac{e}{16} = \frac{240}{16} = 15 \text{ cm}$

2) $h_f > \frac{e}{10} \frac{M_E}{M_0}$ on a $h_f > \frac{e}{10} = \frac{240}{10} = 24 \text{ cm}$

3) $A < b \cdot h \frac{43}{\sigma_{\text{ten}}} = 30 \times 50 \times \frac{43}{4200} = 15,35 \text{ cm}^2$, $A_{\text{mq}} = 12,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Vérifiée donc aucune justification de flèche n'est nécessaire.

2) Condition de non fragilité : $A > \frac{0,69 \cdot 9,9 \times 30 \times 40}{4200} = 1,34 \text{ cm}^2$

3) Condition aux appuis : * on doit vérifier $\sigma > \frac{2T}{b \cdot \sigma'_b} = C_0$

$a = 50 \text{ cm}$. $b_0 = 30 \text{ cm}$ $d = 4 \text{ cm}$, $\bar{\sigma}'_b = 102,75$

POUTRE	P 19	P 21	P 23	P 25	P 27	P 29
T	3.869	8.071	8.987	8.556	10.908	6.484
C	39	39	38	38	38	36
C ₀	2.51	5.23	5.83	5.55	7.08	4.21

Armatures inférieurs

	P19		P21		P23	P25		P27		P29			
T	1.457	0.423	6.88	8.071	3.351	6.321	6.332	6.322	6.178	12.354	8.609	5.156	4.884
M	+3.97	+5.243	6.718	3.278	8.132	+7.535	9.989	+8.941	+8.626	11.97	12.354	16.768	18.918
A	2.96	3.18	5.62	3.86	5.75	6.00	7.47	6.79	6.75	10.02	9.35	11.14	12.35
A _{dep}	4.62	4.62	6.88	6.88	6.88	6.03	8.29	7.69	7.69	10.03	10.03	11.68	12.5

* Le Ferrailage final sera comme est indiqué ci-dessus :

vérification de la fissuration: $\hat{\omega} = \frac{A}{2b_0}$; $K = 4.5 \cdot 10^6$; $\eta = 1.6$ (H-A)

	P19	P21	P23	P25	P27	P29
A	4,62	4,62	6,03	4,62	6,03	9,42
$\hat{\omega}_f$	0,0256	0,0256	0,0335	0,0256	0,0335	0,0523
σ_1	3494	3494	3764	3490	3764	4120
σ_2	2413	2413	2257	2413	2257	2019

avec $d = 3cm$, $b = 30cm$

vérification des Contraintes

	M	A	$\hat{\omega}$	K	E	σ_a	σ_b
P19	-6.305	4.62	0.334	40.4	0.9098	3264	80.71
	+3.97	4.62	0.334	40.4	0.9098	2053	50.8
	-5.220	4.62	0.334	40.4	0.9098	2700	66.83
	+3.56	4.62	0.334	40.4	0.9098	1841	45.57
P21	-6.670	4.62	0.334	40.4	0.9098	3450	85.4
	+6.718	6.88	0.498	32.0	0.8936	2375	74.22
	-5.706	4.62	0.334	40.4	0.9098	2951	73.04
	+3.869	6.88	0.498	32.0	0.8936	2375	74.22
	+8.132	6.88	0.498	32.0	0.8936	2875	89.84
	+2.14	4.62	0,334	40,4	0,9098	1107	27,4
	2.623	4.62	0.334	40.4	0.9098	1356	33,5
P23	8.169	6.03	0.437	34.6	0.8992	3275	94.65
	9.989	6.03	0.437	34.6	0.8992	4005	115.7
	1.757	6.03	0.437	34.6	0.8992	704	20.35

	M	A	$\hat{\omega}$	K	E	σ_a	σ_b
P25	8.595	6.03	0.437	34.6	0.8992	3446	99.59
	9.042	7.69	0.557	30	0.8889	2866	85,5
	8.626	6.03	0.437	34.6	0.8992	3458	99.59
	0.99	6,03	0,437	34,6	0,8992	397	11,5
P27	-10.702	8.29	0.600	28.6	0.8853	3170	110,8
	+12.232	10.05	0.788	25.5	0.8765	3019	118,4
	+1.329	6.03	0.437	34.6	0.8992	533	15,4
P29	16.869	11.68	0.846	23.2	0.8691	3613	155,7
	18.918	12.50	0.905	22.3	0.866	3799	170,4
	-1.982	9.42	0.682	26.5	0.8795	520	19,6

Condition de non entrainement des barres:

Profile	P19		P21			P23	P25		P27	P29			
T	3.864	5.21	6.898	8.071	7.202	8.989	8.685	8.556	8.715	10.61	11.65	6.485	6.86
ηp	13.19	13.19	13.19	13.19	13.19	15.08	15.08	15.08	15.08	22.62	22.62	26.39	26.39
$T/\eta p z$	7.29	9.82	13	15.2	13.56	14.91	14.31	14	14.36	11.6	12.8	6.11	6.46
$\bar{\tau}_d$	26	26	26	26	26	26	26	20	26	26	26	28	26

Dans tous les cas la condition de non entrainement des barres est vérifiée.

- **Armatures Transversales:** $\sigma_{s\sigma P_2} \rightarrow \bar{\sigma}_b' = 1,5 \cdot 68,5 = 102,75 \text{ kg/cm}^2$
 $2\bar{\sigma}_b' = 205,5 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_b = 8,85 \text{ kg/cm}^2$. On utilise pour les armatures transversales des $\phi 8$ FE24, un cadre et 1 étrier $\rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$
 $\bar{\sigma}_{at} = 2/3 \cdot \bar{\sigma}_{en}$ (on suppose qu'on a reprise de bétonnage).

$$t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm} \right) = \frac{h}{4} = 11,75 \rightarrow \text{zone nodale}$$

$$t \leq h/2 = 23,5 \text{ cm (en zone courante)}$$

Profile	$T^{max}(t)$	$\bar{\sigma}_b'$	τ_b	$\bar{\tau}_b$	$\bar{\sigma}_{at}$	A_t	t_{cal}	Z_{nodal}	Z_{cour}
P19	5.21	80.71	4.31	20.65	2400	2.01	37.26	10	20 ^{cm}
P21	8.071	89.84	6.68	20.65	2400	2.01	24.05	10	20
					2400	2.01		10	20
P23	8.989	94.63	7.44	20.65	2400	2.01	21.6	10	20
P25	8.715	99.59	7.22	20.65	2400	2.01	22.3	10	20
P27	11.65	118.4	9.64	20.65	2400	2.01	16.66	10	20
P29	6.864	170.4	5.68	20.65	2400	2.01	28.18	10	20

vérifications

$$A_t^{min} = 0.003 \times b \cdot t = 0.003 \cdot 20 \cdot 30 = 1.8 < 2.01$$

$$A_t^{min} \text{ (en zone nodale)} = 0.003 \cdot 10 \cdot 30 = 0.9 \text{ (en zone courante)}$$

FERRAILLAGE DES POTEAUX

- Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée. Chaque poteaux est soumis à un effort normal N et à des moments fléchissants en tête et en pied dans le sens longitudinal et dans le sens transversal. Ces efforts et les moments de flexion ont été déterminé précédemment selon les différents sollicitation et pour chacun des genres on retiendra la combinaison la plus défavorable. Les moments dans la direction transversale respectivement longitudinale pouvant se renversant nous prévoyons des armatures symétriques par rapport au centre de gravité de la section du poteau.

Methode de calcul :

On a adopté la méthode de "P. CHARON" avec $\sigma_b' = \epsilon \sigma_{b0}' \rightarrow$ si $e_0 \geq \frac{R_{te}}{6}$; $e_0 = \frac{M}{N}$

* $\sigma_b' = (1 + \frac{e_0}{3e_1}) \sigma_{b0}' \rightarrow$ si $e_0 < \frac{R_{te}}{6}$; $e_1 = \frac{R_{te}}{6}$.

On peut avoir 3 cas des sollicitations :

- 1° $e_0 > e_1 \rightarrow$ section partiellement comprimée ;
- 2° $e_0 = 0 \rightarrow$ on a un compression.
- 3° $e_0 < e_1 \rightarrow$
 - Section entièrement comprimée (N: Compression).
 - Section " Tendue (N: Traction).

1/ section partiellement comprimée ($e_0 > e_1$).

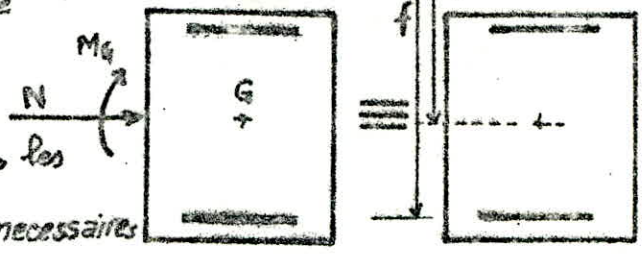
on ferraillera symétriquement, D'où la marche à suivre est la suivante : on calcul le moment fictif : $M_f = N \cdot f$ avec f : distance entre le passage de N et l'axe tendue.
 $f = \frac{R_{te}}{2} - d + e_0$

on calcul la section en flexion simple

Sous M_f . En remarquant que on

peut avoir 2 cas : * $\sigma_b' \leq \sigma_{b0}' \rightarrow$ les

armatures comprimées ne sont pas nécessaires



on calculera une section A_{fs} sous M_f . la section d'acier sous la flexion Composée sera

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\sigma_c}$$

* $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b \rightarrow$ les armatures comprimées sont nécessaires. On calculera les sections d'acier

A'_{f1} et A'_{f2} sous M_f . Les sections sous la flexion composée seront :

$$A'_{fc} = A'_{fs}$$

$$A'_{fc} = A'_{fs} - \frac{N}{\bar{\sigma}'_b}$$

2°/ Section entièrement comprimée ($e_0 \ll e_2$).

(Nco : Fraction

on ferraillera symétriquement. la marche à suivre est la suivante :

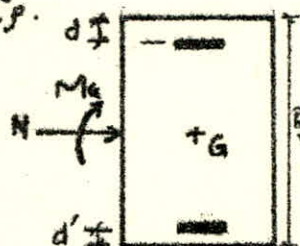
$\delta' = \frac{d'}{h_t}$; on calcul σ'_b comme spécifié précédemment et puis on calcul

Successivement : $\rho = \sigma'_b \cdot \frac{b \cdot h_t}{N}$; $\beta = \frac{6 M_e}{h_t \cdot N} = \frac{6 \cdot e_0}{h_t}$; $c = 0,28(1 - 2\delta')^2 \rho$.

$D = 0,3(\rho - \beta) - 0,9(1 - \rho)(1 - 2\delta')^2$; $E = -(1 + \beta - \rho)$;

$\omega = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4E \cdot c}}{2 \cdot c}$. Et enfin la section d'armatures

est obtenue par $A = A' = \omega \cdot \frac{b \cdot h_t}{100}$.



3°/ section en compression simple :-

La section en compression simple : la section d'armatures longitudinales doit

vérifier les 3 conditions suivants. a/ section théorique $A_L \geq \frac{1}{\eta} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}'_b} - B \right) /$

b/ Condition de sécurité : $A_L \leq \frac{B}{\beta}$ ($\frac{A_L}{B} \leq 5\% \rightarrow$ c.c.a.a.a) B : section du béton

c/ $A_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_b}$; d'où θ_i : coefficient qui tient compte de l'excès de la charge

$\theta_1 = 1,8 \rightarrow$ poteau d'angle ; $\theta_1 = 1,4 \rightarrow$ poteau de rive

$\theta_1 = 1 \rightarrow$ autres poteaux.

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$$

$l_c =$ longueur de flambement.

$a =$ plus petite dimension transversale.

$c =$ enrobage des aciers longitudinaux.

$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}}$ (dépend de la nuance des aciers longitudinaux).

4/ Pourcentage minimal d'armatures : $A_L/B = w_L \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\sigma_m}{\bar{\sigma}'_b}$

$\theta_1, \theta_2, \theta_3$ définis - ci - dessus.

σ_m : contrainte moyenne de compression de la pièce sous la sollicitation du 1^{er} genre sur la section du béton seul $\sigma_m = \frac{N}{B}$. mais pour les

sections partiellement comprimées σ_m sera déterminé en considérant le diagramme de "Navier"

6° Flambement des poteaux : la longueur de flambement est déterminée en fonction de la longueur du poteau l_0 et de la liaison de ses extrémités. Dans notre cas, on considère que les poteaux sont encastres à leur base et articulés à leur tête

$$l_c = 0,7 l_0.$$

Armatures longitudinales: doivent être des barres à H.A et les barres verticales doivent être sans crochets.

- Dans notre cas; C.a.d en Zone I (M'SILA) les % Totales des armatures doit être supérieur à 1% et inférieur à 4% si $\sigma_{sp} \leq 270$ bars et 5% si $\sigma_{sp} > 270$
- le diamètre minimal est de: 14 mm en Zone I
- la longueur de recouvrement est de: 50ϕ en Zone I
- les jonctions de recouvrement doivent être faits si possible à l'extérieur des zone nodales.

1.6) Armatures Transversales: - (C.C.B.A 68).

a) Nuance des aciers: les armatures Transversales seront constituées d'acier de faible diamètre; nous utiliserons des aciers $F_2 E22$ (Pour: facilité de façonnage).

$$\frac{\phi_{max}}{4} \leq \phi \leq \frac{\phi_{max}}{3} \rightarrow \phi$$

b) Espacement admissible: $\bar{E} = 15\phi_{min}$

c) Longueur de recouvrement CCBA 68 Art 50.51

elle sera prise égale à la longueur de scellement droit: $l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b}$

avec $\bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$ (FeE40); $\bar{\sigma}_d = 1,5 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b$; $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$; $\psi_d = 1,5$

d) Zone de recouvrement: le nombre de cours d'armatures Transversales n par mètre linéaire de poteau est de:

$$n \geq \left\{ \begin{array}{l} 3 \\ 0,4 \frac{\phi_{gmax}^2}{\phi_c^2} \cdot \frac{\sigma_{ent}}{\sigma_{ent}} \end{array} \right.$$

$\sigma_{ent} \rightarrow FeE40 \rightarrow 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $FeE24 \rightarrow \sigma_{ent} \rightarrow 2400 \text{ kg/cm}^2$

1.d) R.P.A. 81: les armatures Transversales des poteaux sont

calculées d'après la formule: $A_t = \frac{1.25 \cdot T \cdot s}{h_i \cdot \sigma_{en}}$ où T est l'effort Tranchant dans le poteau avec la formule: $T = \frac{M^s + M^i}{l_e}$ où M^s et M^i représentent respectivement les moments résistants limites des sections transversales supérieures et inférieures: $M = \alpha \frac{1}{2} (1 - 0,3 \alpha) \bar{P}^2 \cdot b \cdot \sigma_b \cdot 1,5$ et $\alpha = 0,42$ (vue précédemment en poutres).

- le pourcentage minimal des "A_t" dans la zone nodale doit être calculé avec $A_t = \rho_t \cdot A(b - 2d)$ avec d = dimension de l'enrobage

s = espacement des cadres en Cm ; b = dimension du poteau \perp à la force

$$\rho_t = 0,12 \frac{\sigma_{es}}{\sigma_{en}}$$

- l'espacement des armatures : (Espacement admissible)

dans la zone nodale : zone ∇ $E \leq \min(10 \phi, 15 \text{ cm})$

dans la zone courante : $E \leq 12 \phi_{\min}$

• Nota:

- la quantité d'armatures transversales minimales est donnée en générale

par : $A_t^{\min} = 0,004 \cdot t \cdot b$ l/b : Largeur du poteau.

- Pour l'espacement des armatures transversales on a utilisé le Règlement (C.C.B.A 68) et R.P.A 81 ; mais on a choisi le plus défavorable.

EFFORT	Poteau 1								Poteau 2							
			Nmax, Mcoresp		Nmin, Mcoresp		Mmax, Ncoresp				Nmax, Mcoresp		Nmin, Mcoresp		Mmax, Ncoresp	
	Soil	SP1	SP2		SP2		SP2		SP1	SP2		SP2	SP2	SP2	SP2	
sens	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long
N	20.53	3.68	24.546	24.069	11.289	-7.103	18.506	0.443	40.686	7.27	43.229	12.549	26.345	0.613	32.785	1.705
M	8.98	1.34	32.676	6.75	20.452	19.06	26.684	22.765	27.481	0.745	46.667	28.526	4.732	23.204	28.167	27.744
E ₀	43.75	36.17	133.12	23.07	181.17	185.01	144.19	513.88	67.54	10.24	104.86	227.31	18.151	378.5	85.914	16.30
F ₀	137	137	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	137	91.88	205.5	205.5	164.91	205.5	205.5	205.5
f	69.75	62.17	195.12	54.07	207.17	185.26	170.19	516.48	92.54	36.24	120.36	253.3	44.151	381.13	111.914	16.56
M _f	14.32	2.27	39.057	13.014	23.357	18.08	31.495	22.88	38.08	2.635	57.485	31.787	11.631	23.36	36.69	28.24
M	0.0403	0.0065	0.0341	0.0247	0.0444	0.0362	0.0393	0.0434	0.1084	0.0075	0.1091	0.0603	0.0821	0.0443	0.0696	0.0536
K	43.2	122	30.0	58.0	41.2	46.4	34.3	81.8	23.5	113	23.4	34.1	62.0	41.2	31.2	36.6
E	0.9141	0.968	0.8889	0.9315	0.9111	0.9186	0.8956	0.9120	0.8701	0.9609	0.8698	0.8982	0.9351	0.9111	0.8892	0.9031
σ ₀	64,8	23,0	140,0	70,4	101,9	90,5	122,4	132,1	113,1	24,8	170,5	123,2	67,7	101,9	134,6	144,7
R																
d																
e																
M																
y ₁																
σ ₀																
M ₁																
ΔM																
A'																
A _B	10.0	1.52	18.68	5.94	10.91	7.83	14.90	10.67	27.40	1.81	28.10	15.08	5.29	10.90	17.48	13.29
A _C	7.37	1.32	5.84	5.73	2.59	0.03	4.40	0.10	14.53	2.6	10.46	2.99	6.27	0.14	7.81	0.41
A _{CD}	2.67	0.2	12.84	0.22	8.22	8.86	10.50	10.57	13.37	<0	17.64	12.06	<0	9.36	9.68	12.88

Poteau 3									Poteau 4							
EFF	Nmax, Mcoresp		Nmin, Mcoresp		Mmax, Ncores				Mmax, Ncoresp		Nmin, Mcoresp		Mmax, Ncoresp			
Soil	SP1		SP2		SP2		SP2		SP1		SP2		SP2		SP2	
Sens	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long
N	54.83	11.42	60.764	16.665	34.347	+3.737	45.585	5.811	45.093	2.046	57.164	5.717	23.096	-1.691	44.88	-1.608
M	52.51	0.064	80.767	47.29	16.43	+39.46	53.57	47.35	52.68	0.723	73.764	29.718	20.043	29.045	56.663	24.206
e _o	95.77	0.56	132.92	283.9	47.00	10.57	117.52	814.8	116.73	35.74	129.21	619.81	16.78	1715.25	128.55	1504.4
$\bar{\sigma}_v$	137	E.c	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	137	137	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5
f	131.7		168.92	309.93	83.0	1083.3	153.52	840.8	152.83	61.34	165.21	545.71	122.28	1741.25	164.55	1530.6
Mt	72.26		102.64	51.619	28.508	40.427	69.982	48.863	68.915	1.225	94.441	31.204	28.357	29.446	72.53	24.624
u	0.117		0.1058	0.0735	0.0294	0.0575	0.07212	0.0676	0.1065	0.0019	0.0973	0.0494	0.0292	0.0419	0.0747	0.0351
K	23.0		23.9	30.1	52.5	35.1	30.5	31.2	23.7	235	25.2	41.2	52.5	42.6	29.8	47.2
E	0.865		0.8715	0.8891	0.9259	0.9002	0.8901	0.8918	0.8708	0.9080	0.8756	0.9111	0.9259	0.9139	0.888	0.9196
$\bar{\sigma}_v'$	121.7		175.7	139.5	80.0	119.7	137.7	134.6	117.8	11.9	166.7	104.9	80.0	98.6	140.9	89.0
k																
d																
e																
u																
y ₁																
e ₂																
M ₁																
DM																
K'																
A _{fs}	39.10		36.90	24.68	9.66	19.09	24.63	23.29	37.19	0.8	33.79	14.56	9.59	13.71	25.58	11.58
A _{fc}	19.58		14.47	3.97	8.18	0.89	10.90	1.38	16.1	0.7	13.61	1.31	5.5	0.46	10.5	0.38
A _{cal}	19.58		22.43	20.71	1.47	18.20	13.73	21.91	21.08	0.1	20.18	13.2	4.19	14.11	15.07	12.76

Poteau : 5

Poteau 6

Poteau 7

	N ^{max} ; M ^{corr}		N ^{min} ; M ^{corr}		N ^{max} ; M ^{corr}		N ^{min} ; M ^{corr}		N ^{max} ; M ^{corr}		N ^{min} ; M ^{corr}		N ^{max} ; M ^{corr}		N ^{min} ; M ^{corr}		N ^{corr} ; M ^{max}			
	SP1	SP2	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP2	SP2	SP2	SP2	SP2		
	TRANS	LONG	TRANS	LONG	TRANS	LONG	TRANS	LONG	TRANS	LONG	TRANS	LONG	TRANS	LONG	TRANS	LONG	TRANS	LONG		
N	45.26	3.38	47.45	16.28	31.57	-9.75	61.67	8.33	63.26	30.24	42.36	-13.9	59.84	6.262	62.43	25.72	40.72	-13.44	46.51	20.75
M	52.71	0.715	76.13	40.14	18.203	39.2	72.67	0.21	94.69	48.68	48.76	48.27	74.59	0.694	105.51	50.89	27.08	49.69	80.208	42.14
e ₀	1.16.5	21.5	1.80	2.465	0.5766	4.02	117.8	2.5	149.7	161	115	347.3	124.7	11.1	169	197.9	66.5	369.8	172.5	203.1
σ ₀	137	117.6	205.5	205.5	205.5	205.5	137	74.2	205.5	205.5	205.5	205.5	137	93.8	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5
f	1.485	0.475	1.92	2.725	0.896	4.28	1.498		1.87	1.87	1.47	3.773	1.567	0.371	2.01	2.23	0.985	3.96	2.045	2.29
M _f	67.21	1.58	91.104	44.38	28.305	41.73	92.38		114.9	56.54	62.27	51.88	93.76	2.32	125.5	57.58	40.11	53.18	95.119	47.54
M	0.116	0.0039	0.1098	0.032	0.0325	0.0624	0.159		0.132	0.0805	0.0715	0.0739	0.1615	0.005	0.144	0.082	0.046	0.076	0.109	0.068
K	22.4	158	23.3	33.1	49.6	33.4	18.1		20.6	28.4	30.7	30	17.9	140	19.4	28.1	40.2	29.6	23.3	31.7
E	0.8663	0.9711	0.895	0.896	0.9226	0.898	0.8489		0.859	0.885	0.8906	0.889	0.848	0.967	0.855	0.884	0.909	0.888	0.869	0.893
σ ₀	125	17.72	175	126.8	84.67	125.75	157.7		203.8	160.3	136.8	140	156.4	20.00	216.5	149.5	104.5	142	188.3	132.5
K							20.44						20.44		20.44					
α							0.4231						0.423		0.423					
E							0.8590						0.859		0.859					
M'							0.1817						0.1817		0.1817					
y ₁							30.47						30.47		30.47					
σ ₀							1515.7						1515.4		2273.2					
M ₁							77.43						77.43		116.19					
ΔM							14.96						16.34		9.336					
A'							15.43						16.85	1.64	6.42					
A _H	38.49	1.04	36.39	21.06	10.145	20.77	58.06		44.22	27.17	23.12	24.82	53.88	2.236	48.19	27.7	14.59	25.47	36.18	22.6
A _{FC}	16.16	1.18	11.84	3.87	7.516	2.44	22.03		15.06	7.2	10.08	3.31	21.37		14.86	6.12	9.69	3.2	11.07	4.94
A _C	22.33	<0	31.02	17.19	2.63	18.33	31.02		29.152	19.97	13.1	28.13	32.46	<0	33.33	21.58	4.8	28.67	25.11	17.7

118

Poteau 8

Poteau 9

Poteau 10

	SP2							SP1	N ^{max} ; M ^{corr}				N ^{min} ; M ^{corr}		N ^{corr} ; M ^{max}		SP1		SP2		SP2		SP2	
	N ^{max} ; M ^{corr}		N ^{min} ; M ^{corr}		N ^{corr} ; M ^{max}		SP2		SP2		SP2		M ^{corr} ; N ^{max}		N ^{min} ; M ^{corr}		M ^{corr} ; M ^{max}							
	Trans	Long	Trans	Long	Trans	Long	Trans		Long	Trans	Long	Trans	Long	Trans	Long	Trans	Long	Trans	Long	Trans	Long	Trans	Long	
N	59.7	62.42	29.89	40.52	-16.10	46.43	24.17	59.46	75.63	29.61	29.04	-15.76	57.49	23.89	14.03	3.31	28.35	13.43	-1.58	-6.93	22.54	10.82		
M	75.9	103.22	109.63	254.95	24.32	83.52	45.76	78.14	123.76	61.96	22.66	61.21	95.05	51.59	1.87	2.25	36.51	44.17	28.10	42.33	29.48	35.39		
Co	127.2	175.6	183.8	62	335.7	179.6	189.3	131.4	163.6	207.2	78.0	388.4	165.3	216.0	14	67.8	125.75	388.99	1777	610.7	130.78	326.9		
σ _v	137	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	137	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	92.5	137	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5		
f	1.59	2.08	2.06	0.94	3.58	2.12	2.11	1.63	1.96	235.2	110	4.14	1.97	2.42	0.46	0.94	1.57	3.55	18.09	6.37	1.73	3.43		
M ₁	95.1	128.58	61.51	38.03	57.09	98.38	51.07	97.15	147.93	69.65	31.95	65.31	113.43	57.81	6.46	3.11	44.58	47.64	28.6	44.13	36.69	37.12		
A	0.1638	0.1488	0.1016	0.0437	0.095	0.1130	0.034	0.1673	0.178	0.0998	0.036	0.093	0.1302	0.883	0.01011	0.0066	0.0512	0.0678	0.057	0.0879	0.042	0.058		
K	17.8	19.0	24.5	41.60	25.5	22.8	27.6	17.5	16.7	24.9	46.2	25.9	20.6	28	91	120	37.8	31.7	35.2	26.9	42.4	37		
Z	0.847	0.8523	0.8734	0.9117	0.8769	0.8664	0.8826	0.8462	0.842	0.8747	0.8183	0.8777	0.8603	0.8837	0.9628	0.863	0.9053	0.8928	0.9004	0.8807	0.9129	0.9038		
σ _b	157.3	221.0	171.4	101	164.7	184.2	152.2	160	241	168.7	90.91	162.2	203.88	250	30.77	23.33	111.11	172.42	85.35	126.26	99.05	117.5		
K	20.44	20.40						20.44	20.40															
α	0.423	0.423						0.423	0.4232															
ε	0.859	0.859						0.859	0.859															
μ'	0.182	0.182						0.182	0.182															
β ₁	30.5	30.5						30.47	30.47															
σ _h	1515.4	2273.2						1515.4	2273.2															
M ₁	77.43	116.14						77.43	116.14															
DM	17.66	13.494						17.7	31.79															
A'	18.21	9.25						20.34	21.85															
A ₁₁	54.87	52.21	32.25	13.8	28.00	37.49	24.6	55.72	59.37	33.86	11.50	31.64	43.601	27.82	3.36	2.06	16.28	29.69	14.57	24.1	13.29	17.46		
A ₁₂	21.33	14.86	7.12	9.65	3.85	11.07	5.75	21.23	18.91	7.4	6.915	3.94	13.69	5.69	5.0125	1.18	6.75	3.2	0.37	1.65	5.37	2.57		
A ₂	33.54	37.35	25.13	4.15	31.93	26.42	18.85	34.49	40.46	26.46	4.59	35.57	29.91	22.13	<0	0.88	9.53	19.42	10.63	22.58	7.9	14.89		

EFF	Poteau 11								Poteau 24							
	Nmax, Mcoresp		Nmin, Mcoresp		Mmax, Ncoresp				Nmax, Mcoresp		Nmin, Mcoresp		Mmax, Ncoresp			
soil	SP1		SP2		SP2		SP2		SP1		SP2		SP2	SP2	SP2	SP2
sens	tras	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long
N	14.01	11.57	14.562	14.616	11.745	5.047	12.263	11.335	5.446	3.069	6.735	5.494	1.348	0.47	4.05	0.63
M	12.2	2.91	6.87	4.85	8.84	7.223	19.176	8.073	1.737	0.267	6.545	3.131	7.689	3.381	7.882	3.422
σ_{σ}	0.87	0.245	0.47	0.33	0.75	1.44	1.56	0.712	0.245	0.087	0.97	0.57	5.70	7.19	1.95	5.43
σ_{σ}^2	137	137	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	137	98.33	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5
$f^{(m)}$	1.04	0.415	0.64	0.5	0.92	1.61	1.73	0.882	0.415	0.257	1.17	0.74	5.87	7.36	2.12	5.6
M'	14.56	4.75	9.319	7.308	10.805	8.077	21.215	9.997	2.26	0.789	7.678	4.065	7.912	3.459	8.586	3.628
A	0.142	0.046	0.0601	0.0476	0.0705	0.0526	0.138	0.0652	0.022	0.0077	0.05	0.0265	0.0516	0.0225	0.0559	0.023
K	19.5	40	34	39.4	31	37.1	20	32.5	62	111	38.4	55.5	37.6	61	34.2	60.5
E	1.855	0.909	0.898	0.908	0.891	0.904	0.857	0.895	0.9351	0.9603	0.9064	0.9291	0.9049	0.934	0.898	0.9338
σ'	142.8	137	123.5	106.6	135.5	113.2	210.05	129.23	45.16	25.22	109.3	75.67	111.7	68.85	182.8	69.42
K	20.44															
d	0.420															
E	1.857															
M'	0.184															
σ'	1661.1															
M ₁	13.611															
ΔM	0.934															
A'	1.654															
A _{fs}	16.28	5.05	6.678	5.18	7.80	5.75	15.70	7.19	2.333	0.79	5.45	2.815	5.626	2.38	6.15	2.43
A _{fc}	11.27	2.73	3.467	3.48	2.79	1.19	12.78	2.69	1.945	1.096	1.6	1.308	0.320	0.11	0.96	0.15
A _c	6.66	2.32	3.211	1.70	5.01	4.56	3.599	4.50	0.788	<0	3.87	1.507	5.306	0.27	5.29	2.28

Partie "C"

Partie "A"

Poteau 16

Poteaux 15

Soll	SP1		SP2		SP2		SP2		SP1		SP2		SP2		SP2	
	EFF		Nmax, Mcoresp		Nmin, Mcoresp		Mmax, Ncoresp				Nmax, Mcoresp		Nmin, Mcoresp		Mmax, Ncoresp	
sens	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long
N	3.14	6.36	5.40	7.89	0.245	3.653	4.770	0.744	15.704	12.82	16.75	11.801	9.561	6.112	13.86	4.53
H	1.66	0.015	13.321	9.527	9.848	7.948	9.543	11.99	13.98	0.484	6.996	5.711	17.53	6.04	20.96	5.978
e ₀	2.77	0.23	246.68	120.75	419.6	217.67	200.06	1572.5	0.89	0.033	0.417	0.484	1.816	0.988	1.514	1.34
σ'_v	133	E.C	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	1.37	79.79	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5
f	73.2		262.67	141.75	404.06	278.6	221.06	1593.4	1.06	0.203	0.587	0.654	1.986	1.158	1.684	1.51
M _t	2.312		14.455	11.184	9.899	8.715	10.944	11.045	16.65	2.6035	9.883	7.718	19.157	6.0386	20.963	6.724
M	0.0117		0.0488	0.0377	0.0334	0.0294	0.0356	0.0400	0.1628	0.0854	0.0611	0.0509	0.05	0.0394	0.1367	0.0418
K	88.5		38.8	45.4	48.8	52.5	46.8	48.8	73.5	57	32.8	38.4	21.3	44.2	20.1	41.4
E	0.951		0.9071	0.9172	0.9216	0.9259	0.9191	0.9150	0.0948	0.9246	0.8854	0.9064	0.8622	0.9150	0.8576	0.9114
σ'_v	31.6		108.2	90.5	86.1	80.0	89.7	86.0	38.09	49.12	128	109.4	147.9	95.02	208.9	101.45
\bar{k}																20.43
d																0.423
E																0.859
M																0.1817
y ₁																/
σ_0																1661.1
M ₁																13.631
ΔM																/
A'																12.98
A _{fs}	1.79		8.25	6.71	5.56	4.87	5.94	6.71	17.03		7.103	5.48	14.304	4.24	15.45	4.81
A _{fc}	1.12		1.28	1.98	0.06	0.87	1.14	0.18	5.61		3.98	2.22	2.29	1.45	12.15	1.06
A _{cd}	0.77		6.97	4.43	5.50	4.00	4.80	6.53	11.43		3.116	2.65	12.019	3.15		3.75

Poteau 15A									Poteau 17									
EFF	N _{max} , M _{coresp}				N _{min} , M _{coresp}				M _{max} , N _{coresp}				N _{max} , M _{coresp}		N _{min} , M _{coresp}		M _{max} , N _{coresp}	
Soil	SP1		SP2		SP2		SP2		SP1		SP2		SP2	SP2	SP2	SP2		
sens	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long		
N	10.34	2.671	11.779	-4.747	8.905	0.073	8.659	0.477	7.056	2.677	10.077	4.991	+2.90	-0.115	3.965	0.247		
M	0.49	1.831	11.343	14.179	6.392	10.988	10.651	12.977	0.648	1.680	19.145	14.741	+9.124	11.16	10.871	13.099		
σ_{θ}^m	4.74	46.1	96.30	298.7	71.78	149.15	123.0	2720.5	9.18	62.75	120.52	295.35	311.4	95.79	274.2	53.03		
σ_{θ}^s	>137	137	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	93.65	137	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5		
f		67.09	117.3	319.7	92.78	149.36	144.0	2741.5	30.48	83.75	141.52	316.35	332.4	96.00	295.2	53.24		
Mf		1.792	13.816	16.176	8.268	10.993	12.669	13.073	2.199	2.242	14.261	15.789	9.739	11.09	11.705	12.150		
u		0.009	0.0466	0.0512	0.0279	0.0368	0.0421	0.0441	0.0108	0.0113	0.0481	0.0531	0.0329	0.0372	0.0395	0.0444		
K		107.5	39.9	37.8	54.0	46.0	48.4	41.2	92.5	90.0	39.2	36.8	49.2	45.60	44.20	41.20		
E		0.954	0.9080	0.9053	0.9275	0.9180	0.9129	0.911	0.9535	0.9524	0.9077	0.9035	0.9221	0.9175	0.9155	0.9011		
σ_{θ}^s		26,0	70.17	111.11	77.77	91.30	86.77	101.95	30,3	32,1	107,2	114,1	85,4	32,1	95,0	102,3		
R																		
d																		
E																		
u																		
σ_{θ}^s																		
M _i																		
ΔM																		
A'																		
A _{fs}		1.45	7.87	6.68	4.610	6.15	7.07	7.43	1.74	1.83	8.13	9.04	5.47	6.23	6.62	7.47		
A _{fc}		0.95	2.80	1.13	2.12	0.02	2.06	0.11	2.52	0.96	2.40	1.18	0.70	0.03	0.94	0.06		
A _{sdop}		0.50	5.07	7.75	2.49	6.13	5.01	7.32	<0	0.87	5.43	7.66	4.77	6.26	5.68	7.41		

Poteau 17A RSP2 SP2 SP2 SP2 Poteau 18A SP2 SP2 SP2 SP2

	SP1		N ^{max} ; M ^{corr}		N ^{min} ; M ^{corr}		N ^{corr} ; M ^{max}		N ^{min} ; M ^{max}		SP1		N ^{max} ; M ^{corr}		N ^{min} ; M ^{corr}		N ^{corr} ; M ^{max}		N ^{min} ; M ^{max}	
	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long
N(t)	8.298	8.86	11.153	11.502	3.69	3.983	8.82	8.61	5.34	5.71	11.94	2.24	18.68	9.48	1.49	-1.014	4.33	-1.1	13.45	4.23
M(t.m)	0.683	1.60	7.286	9.88	6.69	6.915	5.703	8.13	4.61	8.17	0.04	1.047	9.51	11.23	7.88	12.36	9.45	10.23	7.92	9.42
e ₀ (cm)	8.2	18	65.4	85	168.1	187	64.6	84.4	86.2	143.2	0.33	49	51	208	528.4	1218.5	218.2	328.6	58.85	222.5
σ ₀	90.97	117.8	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	60.4	137	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5
F(cm)	30.2	40	87.4	107	190.1	209	86.6	115.4	108.2	165.2	22.33	71	73	230	550.4	2240.5	240.2	950.5	80.85	244.5
M ₁ (t.m)	2.506	3.54	9.75	12.41	7.57	7.73	7.64	10.02	5.78	9.43	2.662	1.59	13.64	12.31	8.21	22.7	10.4	10.53	10.87	10.352
μ	0.01215	0.01717	0.0315	0.04	0.024	0.026	0.025	0.032	0.0184	0.030	0.013	0.008	0.044	0.04	0.026	0.073	0.033	0.034	0.0352	0.0335
K	86.5	71.5	50.5	43.8	58.5	58	57.5	50	68.5	52	83.5	30	41.4	43.8	55.0	30.2	48.6	48.2	47.2	48.6
ε	0.9507	0.9422	0.924	0.915	0.932	0.931	0.931	0.923	0.940	0.925	0.949	0.987	0.914	0.915	0.929	0.890	0.921	0.920	0.9196	0.9214
σ ₀	32.37	39.16	83.17	95.89	71.79	72.4	73	84	61.31	80.77	33.5	9.33	101.4	95.85	75.36	139.1	86.6	87.14	89.0	86.42
k																				
d																				
ε																				
μ'																				
y ₁																				
σ _a																				
M ₁																				
ΔM																				
A'																				
A _{fs}	2	1.29	5.34	6.87	4.11	4.2	4.16	5.5	3.12	5.16	2.13	1.22	7.58	6.87	4.47	12.93	5.72	5.79	6.0	5.7
A _{fc}	2.96	3.16	2.65	2.76	0.95	0.88	2.1	2.05	1.27	1.36	4.25	0.8	4.45	1.28	0.35	0.24	1.03	0.264	3.203	1.01
A _C	<0	<0	2.69	4.11	4.33	3.32	2.06	3.45	4.39	6.52	6.39	2.02	12.03	8.15	4.83	17.17	6.75	6.06	9.203	6.71

Poteau 18

Poteau 20

EFF	Poteau 18								Poteau 20											
	Nmax, Mmax		Nmin, Mmax		Nmax, Mmax		Nmax, Mmax		Nmax, Mmax		Nmin, Mmax		Nmin, Mmax		Nmax, Mmax					
Soll	SP1		SP2		SP2		SP2		SP1		SP2		SP2		SP2					
Sens	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long				
N(H)	14.72	11.20	14.22	13.91	8.57	5.34	20.80	8.01	7.74	10.88	5.75	5.29	14.63	10.979	-3.18	-1.13	-2.96	-0.61	11.887	8.53
M(H-m)	0.52	1.61	8.90	10.71	8.54	7.73	10.13	3.185	9.93	8.83	0.344	2.311	10.49	15.262	10.83	12.56	9.01	16.07	+8.769	12.613
Co	3.5	14.7	62.6	77	238.7	145.2	53.3	115	129.2	86.2	6	43.6	71.7	139.00	340	1111	304.4	2464	73.77	147.9
$\bar{\sigma}_p'$	78.1	108.8	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	84.95	188	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5
f	25.5	36.7	84.5	99	260.7	167.2	75	137	161.1	108.2	28	65.6	93.7	161	362	1133	326.4	2489	95.77	169.9
M _y	3.754	4.112	12.2	13.77	9.323	8.923	15.38	10.98	11.69	11.09	1.64	3.474	13.71	17.676	11.54	12.81	9.661	15.21	11.234	14.487
M	0.0182	0.0199	0.038	0.044	0.03	0.028	0.049	0.036	0.038	0.036	0.008	0.0168	0.044	0.057	0.037	0.041	0.0312	0.049	0.0368	0.0428
K	69.00	65.5	44.6	41	51.5	53.0	38.4	47	44.6	46.8	109	72	41.4	35.4	45.6	42.5	51.0	38.8	46.0	41.4
E	0.9405	0.9379	0.916	0.911	0.925	0.928	0.906	0.919	0.916	0.919	0.959	0.9425	0.911	0.901	0.9175	0.913	0.924	0.907	0.918	0.9114
$\bar{\sigma}_b'$	40.57	48.75	94.20	68.29	92.2	79.24	109.2	89.36	94.17	89.7	25.68	38.88	101.45	118.1	92.1	98.82	82.35	108.25	91.3	101.45
K																				
d																				
E																				
M'																				
y _i																				
σ_a																				
M _i																				
ΔM																				
A _i																				
A _{fs}	3.033	3.33	6.65	7.66	5.11	4.88	8.59	6.03	6.50	6.113	1.24	2.8	7.62	9.94	6.37	7.11	5.295	8.49	6.28	8.05
A _{fc}	5.257	4.01	3.38	3.31	0.85	1.27	4.88	1.91	1.84	2.44	2.055	1.89	3.48	2.614	0.61	0.269	0.705	0.705	2.83	2.03
A _c	<0	<0	3.26	4.35	4.26	3.61	3.71	4.02	4.66	3.67	<0	0.91	4.14	7.326	7.128	6.84	6.194	5.194	3.45	6.02

Poteau 21

Poteau 22

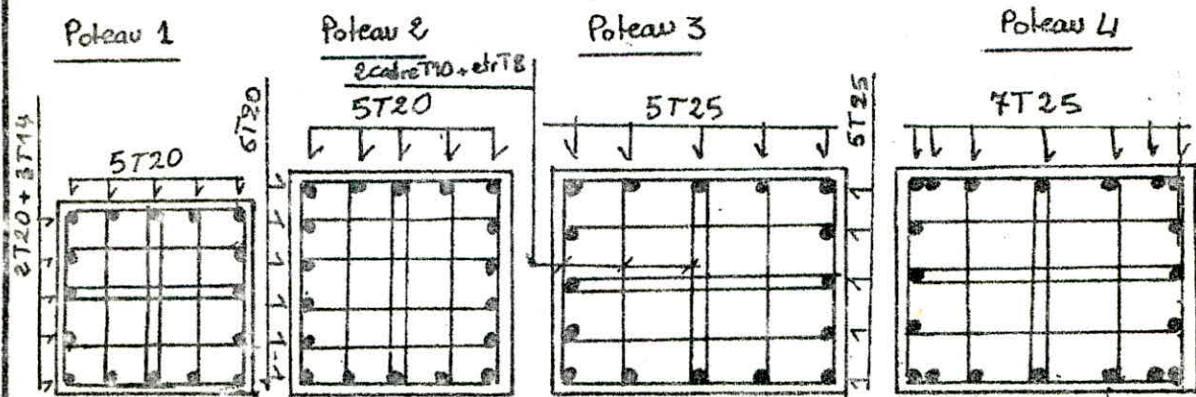
	SP1		SP2		SP2		SP2		SP		SP1		SP2		SP2		SP2		SP2	
	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long	trans	long
N(t)	5.588	4.881	14.25	40.27	-3.14	-1.14	11.57	6.682	2.922	7.96	5.03	+6.87	16.85	12.23	-6.84	-1.90	-5.96	-2.21	13.781	9.57
M(t.m)	0.986	0.041	12.132	15.44	11.64	15.64	10.4	15.13	9.73	13.35	4.63	0.83	10.35	12.67	24.50	10.70	17.75	15.50	15.49	15.565
$e_0^{(m)}$	17.6	0.84	85.1	131.2	37.1	177.5	87.1	236.5	355.8	167.9	32.4	6.44	109	152.7	315	382	2.979	7.06	112.4	162.6
P_0'	115.74	70.8	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	137	80.05	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5
f(m)	39.6	22.04	107.1	153.2	343	1192.6	607.1	6307	3756.15	189.0	56.5	25.04	139	174.7	337	1004	21.03	20.06	134.4	184.4
M_0 (t.m)	2.213	1.115	15.27	15.63	12.34	13.68	12.63	15.20	10.37	15.11	1.74	4.39	22.4	11.36	23.15	19.12	1.07	0.641	10.522	17.602
A	0.0107	0.0054	0.049	0.051	0.055	0.059	0.041	0.053	0.035	0.05	0.012	0.105	0.071	0.055	0.078	0.061	0.005	0.002	0.0099	0.057
K	93.00	134	38.8	38	43.8	4.44	43.2	37.2	48.6	38.8	82.6	120	115	118	89.6	37.6	140	280	128	35.4
E	0.954	0.9664	0.9071	0.951	0.915	0.911	0.914	0.904	0.921	0.910	0.900	0.963	0.961	0.962	0.880	0.897	0.967	0.978	0.965	0.901
σ_0'	30.11	20.895	108.2	110.5	95.89	101.4	97.8	112.9	86.42	108.25	37.9	23.33	76.52	35.6	140.9	125	30	19.1	33.00	118.65
K																				
α																				
E																				
M'																				
y_1																				
σ_0																				
M_1																				
ΔM																				
A'																				
A_{fs}	1.76	0.876	8.54	8.77	6.83	7.61	6.99	9.121	5.71	8.44	2.19	1.1	11.65	11.25	13.2	10.79	0.78	0.332	9.72	9.933
A_{fc}	1.946	1.743	5.1	2.44	0.73	0.272	2.75	0.16	0.6%	1.89	1.796	1.88	4.01	2.91	1.63	0.45	1.42	0.525	3.28	2.28
A_c	<0	<0	3.44	6.33	7.58	7.88	4.24	8.96	5.014	6.54	<0	<0	7.64	8.34	14.83	11.25	2.2	0.857	6.44	7.653

Tableaux recapitulatifs du ferrailage des poteaux

Poteau	Amin		Atot	Aadop	RPA		Ferrailages	
	Long	transv			Amin	Amax	Long	transv
1	2,92	3,77	6,69	26,60	25 cm ²	100 cm ²	2T20 3T14	5T20
2	4,95	10,78	12,73	56,52	36 cm ²	144 cm ²	5T20	6T20
3	4,15	3,14	4,29	78,56	48 cm ²	192 cm ²	5T25	5T25
4	5,23	6,54	11,77	62,80	48 cm ²	192 cm ²	5T20	7T20
5	6,26	4,50	7,76	64,4	48 cm ²	192	4T25 2T20	4T25 2T20
6	6,35	2,08	8,43	88,38	48 cm ²	192	6T25	7T25
7	4,55	1,30	5,85	94,46	48 cm ²	192	6T25 1T14	7T25
8	5,67	1,89	7,56	137,48	48 cm ²	192	7T25	8T25
9	5,67	1,89	7,56	127,66	48 cm ²	192	8T25	9T25
10	2,47	2,36	4,84	55,26	36 cm ²	144	5T25	2T25 2T14

	Amin Long	Amin tran	Atot	Aadop	RPA Amin	RPA Amax	ALong	ATransv
11	2,12	1,75	3,97	28,14	25	100	5T16	4T16
13	2,37	1,94	4,34	32,16	25	100	4T16	6T16
14	0,78	0,49	1,27	28,14	25	100	5T16	4T16
15	1,07	0,90	1,97	28,14	25	100	5T16	4T16
15A	1,58	0,47	2,05	42,95	25	100	2T20 2T16	2T20 2T14
16	0,79	0,96	1,75	32,16	25	100	5T16	5T16
17	1,08	0,51	1,57	28,14	25	100	5T16	4T16
18	4,78	1,35	3,13	28,14	25	100	5T16	4T16
20	1,47	1,11	2,58	28,14	25	100	5T16	4T16
21	1,43	1,83	2,46	28,14	25	100	5T16	4T16
22	1,69	1,23	2,92	40,20	25	100	8T16	6T16
24	0,83	0,55	1,38	28,14	25	100	5T16	4T16

Exemples de Ferrailages



Armatures Transversales.

et vérification de la résistance à l'effort Tranchant

$$\bar{\tau}_b = 0.15 \cdot \sigma_{cb} = 0.15 \cdot 270 = 40.5 \text{ kg/cm}^2$$

Pot	l_c (cm)	I (cm ⁴)	B (cm ²)	λ	λ	n	T (t)	z (cm)	τ_b (kg/cm ²)	$\bar{\tau}_b$
24	4.34	$813.3 \cdot 10^5$	0.16	0.115	37.74	2	2.04	32.4	3.15	40.5
11	4.34	$813.3 \cdot 10^5$	0.16	0.115	37.74	2	6.168	32.4	9.52	40.5
13	4.34	$813.3 \cdot 10^5$	0.16	0.115	37.74	2	5.426	32.4	8.37	40.5
5	6.3	$256 \cdot 10^4$	0.48	0.231	27.28	2	16.153	66.5	9.10	40.91
6	5.845	$256 \cdot 10^4$	0.48	0.231	29.30	2	23.102	66.5	11.58	40.91
7	5.670	$256 \cdot 10^4$	0.48	0.231	23.64	2	24.54	66.5	12.3	40.91
8	5.460	$256 \cdot 10^4$	0.48	0.231	23.64	2	26.81	66.5	13.49	40.91
9	5.145	$256 \cdot 10^4$	0.48	0.231	22.27	2	30.324	66.5	15.2	40.91
10	5.04	$108 \cdot 10^4$	0.48	0.231	29.133	2	11.235	66.5	7.64	40.91

Espacement admissible.

Pot	$2 \times T_{01}$	z	A_c	Cadr + étriers	R.P.A		R.P.A		t_c		t_c	
					Zone courante		Zone nodale					
					\bar{E}	t_{adp}	\bar{E}	t_{adp}	\bar{E}	t_{adp}		
PARTIE "A"	24	2.04	32.4	2.04	1 cadr + 2 étrier	19.2	15	38.3	15	15	$\frac{2.71}{4.75} = 1.35$	$\frac{2.71}{1.35} = 1.35$
	11	6.168	32.4	2.04	"	30	20	25.3	15	15	1.35	1.8
	13	5.426	32.4	2.04	"	30	20	28.8	15	15	1.35	1.8
PARTIE "B"	5	32.46	66.5	3.14	2 cadr	24	20	27.01	15	15	1.35	1.8
	6	46.207	66.5	4.71	3 cadr	24	20	28.47	15	15	1.35	1.8
	7	49.08	66.5	3.14	"	24	15	17.87	15	15	1.35	1.35
	8	53.82	66.5	3.14	2 cadr + 1 étrier	24	15	16.3	15	15	1.35	1.35
	9	60.648	66.5	4.71	"	24	20	21.69	15	15	1.35	1.8
	10	22.478	66.5	4.71	"	24	20	51.8	15	15	1.35	1.8

ETUDE DU SOL

Introduction:

Contexte géologique: M'sila se situe dans la vaste cuvette fermée qui est le chott EL HODNA, sous laquelle disparaissent les plis de l'Atlas Saharien.

- Le bassin de M'sila est constitué avec l'ensemble du chott et hodna une zone subsidente comblée par la formations post Nécènes

- Dans la région de M'sila, le terrain est constitué d'alluvions plus ou moins caillouteuses et consolidées passant vers le chott el hodna à des niveaux plus fins

La site de cet ouvrage est constitué essentiellement par des alluvions récentes (limons fins, avec quelques nappes de galets et de sables)

Contexte sismique: le bassin de M'sila constitue avec l'ensemble du chott el Hodna une zone subsidente comblée par des formations post-miocènes.

La région de M'sila est une zone de sismicité élevée et de ce fait il faut tenir compte dans les règles sismiques.

à titre de rappel des principaux séismes (les plus récents)

le 1^{er} janvier 1965 à 21h 38^{mn}, situation: 15km de l'ouest de ville de M'sila, Magnitude $M = 5,25$ Profondeur 7km.

Par ailleurs, M'sila se situe sur une zone d'accident qui limitent au Nord la fosse subsidente actuelle du chott et hodna

- le mouvement épirogéniques de surrection des Monts du Hodna sont l'origine du séisme 1/1/65.

cette surrection est étroitement liée aux mouvements subsidents des bassins environnants, de plus M'sila ressent fortement les ébranlements provenant des régions avoisinantes jugées elles aussi fortement sismiques (Mont Hodna, Bibans, ...)

Reconnaissance de Site:

La reconnaissance géotechnique a porté sur la réalisation de deux sondages carottés profonds de 20m.

Cinq essais de pénétration dynamique ont complété cette reconnaissance.

- Coupe de Sondages: Voir schéma ci-dessous

Sous une couche de limons argileux à sableux de 4,5m au niveau de S1 et 3m du niveau de S2 nous rencontrons essentiellement des alluvions (sable gravier et bloc)

Par ailleurs il est à signaler la présence d'une formation conglomératique au niveau S1 (16 à 20m) formation non décelée en S2

De plus aucune présence d'eau dans les 2 sondages n'a été décelée lors du relevé piézométrique, les coupes de sondages confirment bien le contexte géologique local

essais de pénétration:

Les courbes pénétrométriques donnent la valeur de la résistance à la pénétration dynamique (R_{pen} en bars) en fonction de la profondeur (en m) par station.

Station Profondeur	01	02	03	04	05
0,6 m	185	299	264	326	282
1,2 m	160	233	289	241	233
1,8 m	257	152	152	152	152
2,4 m	533	203	600	660	270
3,00 m	Refus	Refus	Refus	Refus	Refus

I Description de l'essai: ce type d'essai consiste à faire pénétrer dans le sol par battage des tiges métalliques à l'aide d'un mouton tombant en chute libre répétitivement d'une hauteur fixe H. L'appareil utilisé c'est le Penetromètre dynamique Lourd type BORRO B2.

L'appareil enregistre le nombre de coups N nécessaire à obtenir un enfoncement de longueur fixe L.

II Exploitation des résultats: Grâce à l'analogie avec les pieux réels, on peut appliquer à ces essais la formule de battage dite des Hollandais, pour calculer la résistance de pointe R_p en fonction de la Profondeur:

$$R_p = \frac{N}{L} \times \frac{M^2 \cdot H}{(P+M)} \times \frac{1}{A}$$

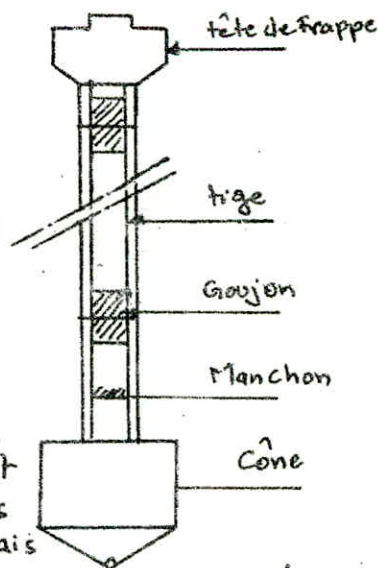
- avec:
- M: masse du Mouton en Kg
 - H: hauteur de chute de Mouton en cm
 - P: masse des tiges + Mandrin en Kg
 - A: section de La Pointe en cm^2
 - L: Enfoncement de référence en cm
 - N: nombre de coups nécessaire pour enfoncer La Pointe d'une Profondeur L

Les résultats des essais de pénétration dynamique sont représentés sur des graphes qui expriment la résistance de pointe R_p , en bars, en fonction de la profondeur, en mètres

III Caractéristique de l'appareil:

- Masse du mouton: $M = 63,5 \text{ Kg}$
- Hauteur de chute: $H = 50 \text{ cm}$
- Enfoncement de référence: $L = 20 \text{ cm}$
- Diamètre des tiges $D = 32 \text{ mm}$
- Diamètre du cône $D = 45 \text{ mm}$
- Angle sommet du cône $\alpha = 90^\circ$
- Masse du cône 634 g
- Masse du manchon 585 g
- Masse du goujon 153 g
- Masse de la tige 6115 g
- Masse de la tête de frappe 938 g

Remarque: Le frottement latéral de la pointe est négligeable, Mais le frottement sur les tiges peut dans certains cas être inclus dans le résultat des hollandais et qui entraînerait une surestimation de R_p



CALCUL DES FONDATIONS

Introduction : Les Fondations que nous allons étudier sont des fondations superficielles.

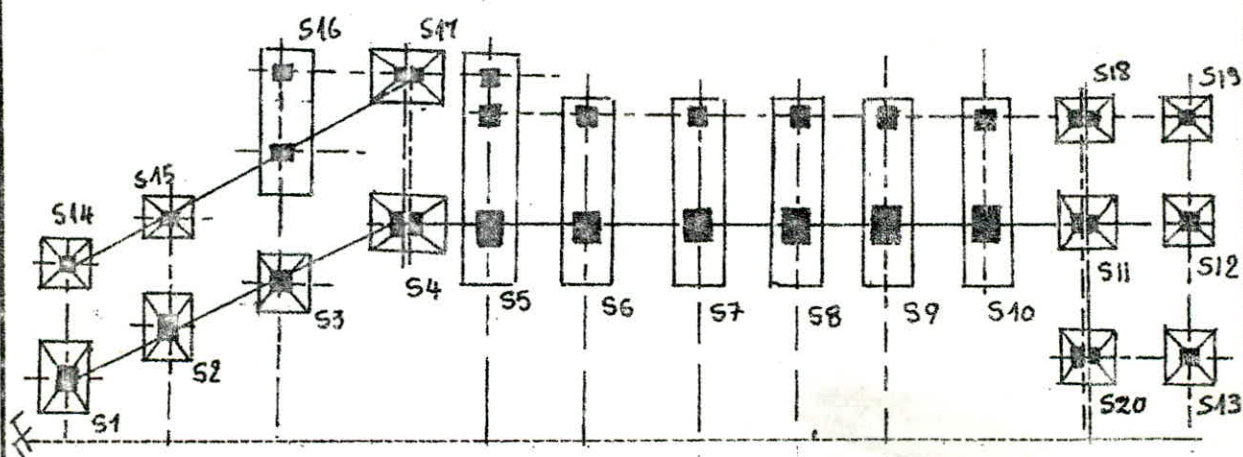
Nous avons Trois Types de Semelles.

- Semelles isolées sous poteaux.
- Semelles continues sous deux poteaux
- Semelles continues sous trois poteaux

Choix de les semelles:

- Semelle isolée sous un poteau : Ce type de semelle a été choisi du fait que les poteaux sont suffisamment espacés de façon à ne pas craindre l'interférence des contraintes.
- Semelles continues : Ce type de semelle a été choisi parce que parmi les poteaux il y a certains qui sont rapprochés ; donc il y a risque d'interférence des contraintes.

Calcul : Le calcul se fait en compression simple sous $N = \max(1,5 N_{(P1)}, N_{(SP2)})$



- Notation
- * N : Charge Transmise au sol.
 - * $\bar{\sigma}_s$: contrainte admissible du sol.
 - * L : Longueur de la semelle.

on remarque que le Tassement se fera avec la méthode globale.

Semelle continue sous 2 poteaux

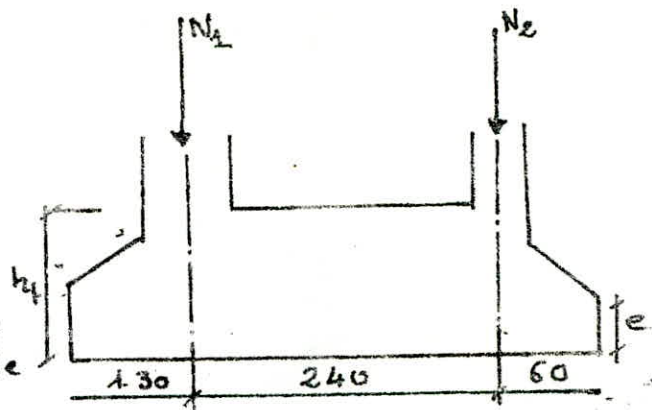
Semelle E.

$$\left. \begin{array}{l} N_1 = 63.149 \text{ t} \\ N_2 = 11.050 \text{ t} \end{array} \right\} \rightarrow \text{sous } SP_2$$

Dimensionnement de la semelle

$$R = N_1 + N_2 = 74.199 \text{ t}$$

Soit L = Longueur de la semelle
 B = Largeur de la semelle



La résultante R est excentré, d'où on choisit une semelle excentré du côté de la plus grande charge.

Détermination de la largeur B de la Semelle:

$$\sigma_s = \frac{N}{B \cdot L} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{\gamma D + \frac{\gamma B}{2} N_8 + \gamma D(N_9 - 1) + c N_c}{F} \quad (1)$$

γ : densité du sol = 1.87 t/m^3

D : envergure = 2.20 m

c : cohésion = 0

F : coefficient de sécurité = 3

N_8, N_9, N_c , facteur de capacité portante, sans dimension

ϕ : angle de frottement = 22° .

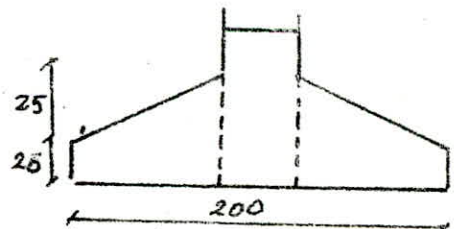
$$\phi = 22^\circ \Rightarrow N_8 = 6.68, N_9 = 7.83, N_c = 16.9$$

et pour vérification de l'équation (1) $\rightarrow B = 200 \text{ cm}$.

$$\text{d'où : } \bar{\sigma}_s = \frac{1.87 \times 2.2 + 1.87 \times 1 \times 6.68 + 1.87 \times 2.2 \times (7.83 - 1)}{3}$$

$$\bar{\sigma}_s = 1.76 \text{ kg/cm}^2$$

le fonctionnement de cette semelle qui doit être assez rigide de fait dans les 2 directions, la hauteur de la poutre de rigidité doit être tel que:



$$h_f = \left(\frac{l}{3} \div \frac{l}{9} \right) \text{ ou : } l: \text{ distance entre axe des poteaux}$$

$$h_f = \left(\frac{240}{6} \div \frac{240}{9} \right) = (40 \div 26.66) \text{ cm on prend } h_f = 70 \text{ cm}$$

ce qui ne fera qu'augmenter la rigidité et $d = 5 \text{ cm} \rightarrow h = 65 \text{ cm}$.

hauteur de la semelle:

$$h \gg \frac{B-b}{4} = \frac{200-50}{4} = 37.5 \rightarrow h = 40 \text{ cm } h_f = 45 \text{ cm}$$

$$e \gg 6\phi + 6 \text{ avec } \phi = 16 \text{ cm} \rightarrow e \gg 15.6 \text{ cm } e = 20 \text{ cm}$$

Bilan et Position des efforts sur La semelle:

$$N_{\text{tot}} = N_1 + N_2 + (\text{Poids des terres} + \text{Poids de semelle})$$

Poids Propre de La semelle:

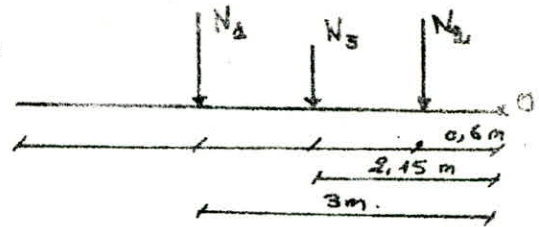
$$P_s = 2,5 \times 4,3 \left(0,2 \times 2 + (2 + 0,5) \times \frac{0,25}{2} + 0,5 \times 0,25 \right) = 9 \text{ t.}$$

Poids des terres:

$$8 \times 1,87 \times 4,3 \times 2 = 32,164 \text{ t.}$$

$$N_3 = 32,164 + 9 = 41,164 \text{ t}$$

Resultante des effort normaux et position de celle resultante: -



$$N_{\text{tot}} = N_1 + N_2 + N_3 = 115,363 \text{ t}$$

$$\sum M/O = 63,149 \times 3 + 11,05 \times 0,6 + 41,164 \times 2,15 = 284,58 \text{ t.m} = 0$$

$$\rightarrow x = \frac{284,58}{115,363} = 2,46 \text{ m}$$

$$\text{L'excentricite: } e = |(2,46 - 2,15)| = 0,31 \text{ m.}$$

$$e = 0,31 \text{ m} < \frac{L}{4} = \frac{4,30}{4} = 1,075 \text{ m.} \rightarrow \text{verifié}$$

Pour les semelles continues sous poteaux, La repartition des Contrainte sur le sol est en fonction de La raideur de La semelle, pour etudier La raideur d'une semelle continue sous poteaux, nous utiliserons La theorie de La Poutre sur sol elastique.

on calcule en Premier Lieu La longueur elastique de La semelle « l_e »

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k \cdot b}}$$

I: Moment d'inertie de La semelle

E: Module d'elasticite du beton

k: coefficient de raideur du sol

= 4 Kg/cm² (sol moyen)

b: largeur de La semelle.

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 2 \times 10^5 \times 200 \times 40^3}{4 \times 200 \times 12}} = 180,72 \text{ cm.}$$

si $l_e \leq \frac{l}{2}$, La calcul se fait en supposant une repartition lineaire des contraintes sur le sol, et il n'ya pas lieu de faire les calcul relatif à La Poutre sur sol elastique.

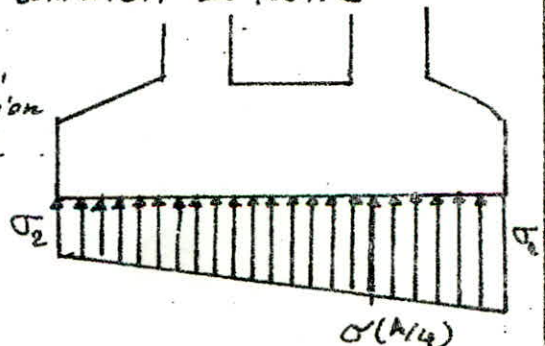
l: distance entre les charges qui sollicitent La Poutre

$$l = 240 < \frac{l}{2} \times 180,72 = 283,8 \text{ cm,}$$

donc on peut supposer une repartition lineaire des contraintes sur le sol.

$$e = 0,31 < \frac{L}{6} = \frac{4,3}{6} = 0,71 \text{ m}$$

⇒ repartition trapezoidale



Calcul de σ_1 et σ_2

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{tot}}{L \cdot B} \left(1 \pm \frac{e \times 6}{L} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{115,363 \times 10^3}{430 \times 200} \left(1 + \frac{6 \times 0,3}{4,3} \right) = 1,903 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{115,363 \times 10^3}{430 \times 200} \left(1 - \frac{6 \times 0,3}{4,3} \right) = 0,780 \text{ Kg/cm}^2$$

Vérification de contrainte dosol

$$\sigma(L/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 1,903 + 0,780}{4} = 1,63 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = 1,76 \text{ Kg/cm}^2$$

Vérifié

Ferraillage de la Semelle:

a) Longitudinalement: elle agit comme une poutre renversée avec les poteaux comme appuis, soumise à une charge "q" uniformément répartie

$$q = \sigma(L/4) \cdot B = 1,63 \times 200 = 326 \text{ Kg/cm} \quad \ell = 32,6 \text{ Kg/m}^2$$

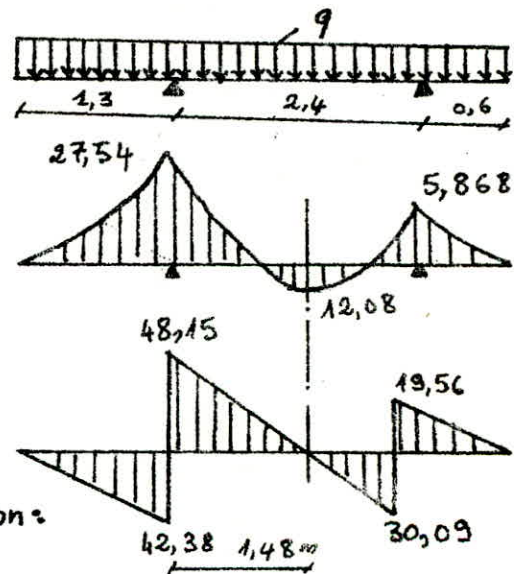
Calcul des efforts

Schema statique

diagrammes de M et T

M

T



Armatures longitudinal de traction:

$$M_{\max} = 27,54 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 27,54 \times 10^5}{2800 \times 60 \times 65^2} = 0,0582 \rightarrow k = 34,9 \quad E = 0,8998$$

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / k = \frac{2800}{34,9} = 80,2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Vérifié}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E \cdot h} = \frac{27,54 \times 10^5}{2800 \times 0,8998 \times 65} = 16,8 \text{ cm}^2 \rightarrow (10T16) A = 20,1 \text{ cm}^2$$

Moment en travée $M = 12,08 \text{ t.m.}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 12,08 \times 10^5}{2800 \times 60 \times 65^2} = 0,0255 \rightarrow k = 57 \quad E = 0,9303 \Rightarrow A = \frac{12,08 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9303 \times 65} = 7,13 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / k = 2800 / 57 = 49 < \bar{\sigma}_b$$

soit 5T14 (7,69 cm²)

Verifications:

1/ Condition aux appuis: $A \geq (T + M/z) \bar{\sigma}_a$

$$A = 20,1 \text{ cm}^2$$

Appui (1) $M = -27,54 \text{ t.m}$ $T = 48,15 \text{ t}$

$$(T + M/z) / \bar{\sigma}_a = (48150 - \frac{27,54 \times 10^5}{7/8 \times 65}) / 2800 < 0,15 \text{ m}^2 =$$

Appui (2) $M = -5,868$

$$T = 30,09$$

Verifiée.

$$(T + M/z) / \bar{\sigma}_a = (30090 - \frac{5,868 \times 10^5}{7/8 \times 65}) / 2800 = 7,06 \text{ cm}^2$$

Verifiée.

2/ Condition de non entrainement:

$$\tau_d = \frac{T_{\max}}{n.p.z} = \frac{48,15 \times 10^3}{50,27 \times 7/8 \times 65} = 16,84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_d < \bar{\tau}_d \Rightarrow \text{verification}$$

3/ Armatures transversales

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b.z} = \frac{48,15 \times 10^3}{60 \times 7/8 \times 65} = 14,11 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' = 80,2 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 68,5 < \bar{\sigma}_b' < 137 \Rightarrow \bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_{b0}}) \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{80,2}{68,5}) 5,9 = 19,64 \text{ Kg/cm}^2 > \tau_b$$

donc on peut utiliser des armatures transversale \perp a la ligne moyenne soit (2cadre + 1elrier) T10

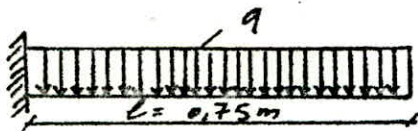
$$A_t = 4,61 \text{ cm}^2, \text{ avec } \bar{\sigma}_{at} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$l'espacement t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{4,61 \times 7/8 \times 65 \times 2800}{48,15 \times 10^3} = 15,24 \text{ cm}$$

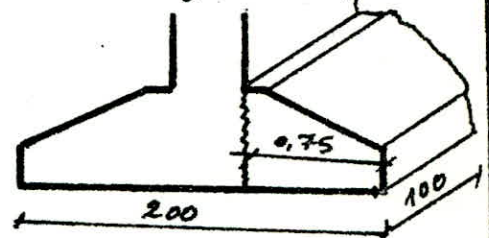
$$\text{Espacement admissible } \bar{t} = \begin{cases} t_1 = 0,2 h = 13 \text{ cm} \\ t_2 = (1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) h = 18,3 \text{ cm.} \end{cases}$$

on prend un espacement constant le long de la poutre $t = 15 \text{ cm}$

Armatures perpendiculaires a la poutre de rigidité



$$q = \sigma(L/4) \times 1,00 = 16,3 \times 1 = 16,3 \text{ t/ml}$$



$$M_{max} = \frac{q l^2}{2} = 16,3 \times \frac{0,75^2}{2} = 4,58 \text{ t.m}$$

$$T_{max} = q l = 16,3 \times 0,75 = 12,56 \text{ t.}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 4,58 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 40^2} = 0,0153 \rightarrow \begin{matrix} K = 16,5 \\ \epsilon = 0,9454 \end{matrix}$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{16,5} = 36,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{4,58 \times 10^5}{2800 \times 0,9454 \times 40} = 4,33 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T12 \quad (A = 4,52 \text{ cm}^2)$$

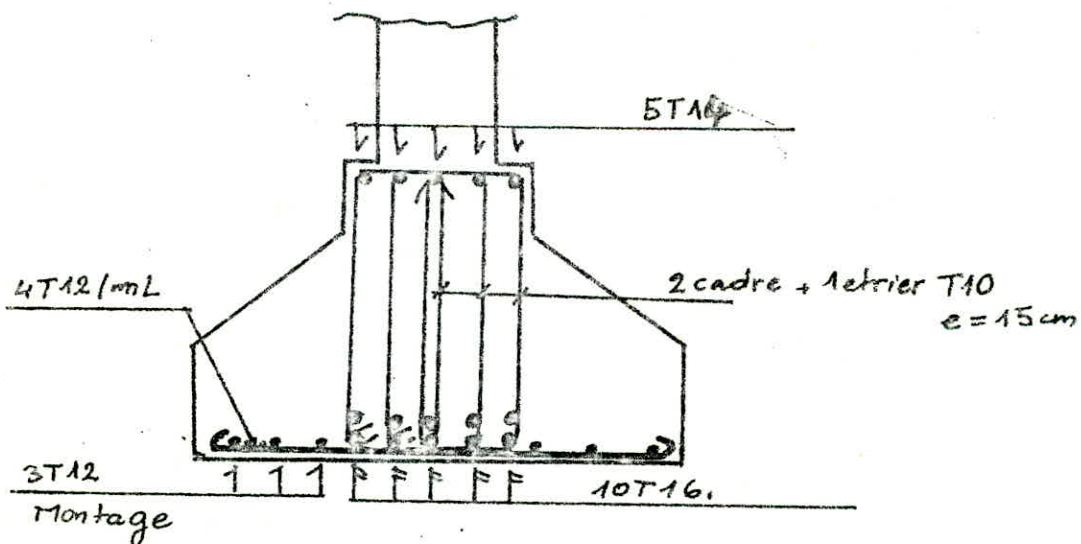
Verification au cisaillement au niveau de l'encastrement

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{12,56 \times 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 40} = 3,58 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = 36,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0} \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \times 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

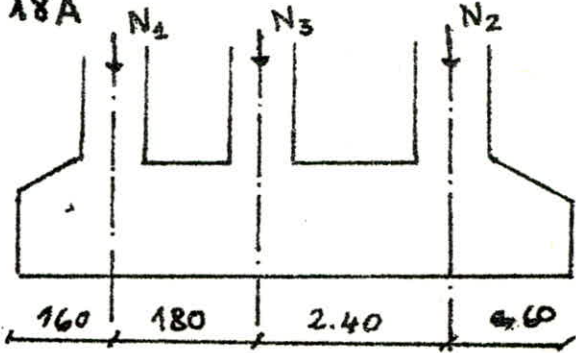
$\tau_b < \bar{\tau}_b \rightarrow$ pas de risque de cisaillement



Semelle continue sous 3 Poteaux

S5 sous P5 - P18 - 18A

Sous SP₄ { $N_1 = 68,734 \text{ t}$
 $N_2 = 23,88 \text{ t}$
 $N_3 = 16,958$



Dimensionnement de La semelle:-

L: Longueur de La semelle

b: Largeur de La semelle

Prenons $L = 6,4 \text{ m}$, $\sigma_s = \frac{N_s}{B.L} \geq \bar{\sigma}_s = \gamma D + \frac{\gamma B/2 N_s + \gamma D(N_q - 1) + c N_c}{3}$

$N_s = 68,734 + 23,88 + 16,958 = 109,572 \text{ t}$

$\gamma = 1,87 \text{ t/m}^3$, $D = 1,5 \text{ m}$ (ancrage), $N_q = 6,68$, $N_c = 7,83$, $c = 0$

Pour verifier La formule Precedente, et en tenant compte de Poids de La semelle + terres et L'excentricite, et apres iteration, $B = 2,4 \text{ m}$

$h_f = (\frac{L}{6} \div \frac{L}{9}) = (\frac{240}{6} \div \frac{240}{9}) = (40 \div 26,66) \text{ cm}$

Soit $h_f = 45 \text{ cm}$ ce qui fera augmenter La rigidite et $e = 25 \text{ cm}$

- Bilan et Position des effort sur La semelle

$N_{tot} = N_1 + N_2 + N_3 + (\text{Poids de La semelle} + \text{Poids des terres})$

Poids de La semelle

$2,5 \times 0,4 (0,25 \times 2,4 + \frac{0,3}{2} (2,4 + 0,5))$

$P_s = 16,56 \text{ t}$

Poids des terres

$P_T = 1,8 \times 2,4 \times 6,4 \times 1,4 = 38,70$

d'où $N_4 = 16,56 + 38,70 = 55,26 \text{ t}$

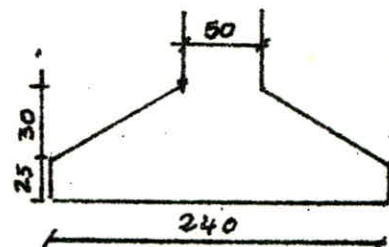
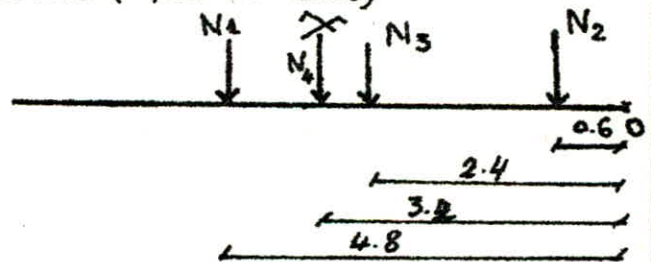
Resultante des effort normaux, et position de cette resultante

$N_{tot} = R = 68,734 + 23,88 + 16,958 + 55,26$

$N_{tot} = 164,839 \text{ t} = R$

$\sum M/O \Leftrightarrow 23,88 \times 0,6 + 16,858 \times 2,4 + 55,26 \times 3,2 + 68,734 \times 4,8$

$- R x = 0 \Rightarrow x = \frac{561,782}{164,839} = 3,408 \text{ cm}$



excentricité: $e = |3,408 - 3,2| = 0,208 \text{ m} < \frac{L}{4} = \frac{6,4}{4} = 1,6 \text{ m}$

Calcul de la longueur élastique:

Verifié

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 240 \times 45^3 \times 2 \cdot 10^5}{4 \cdot 12 \cdot 240}} = 197,4 \text{ cm}$$

$e_{\text{max}} = 240 \text{ cm} < \frac{\pi}{2} l_e = 310 \text{ cm} \Rightarrow$ La répartition des contraintes

sur le sol peut être considéré comme linéaire et il n'y a pas lieu de faire les calculs relatifs à la poutre sur sol élastique.

Calcul des contraintes:

$e = 0,208 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{6,4}{6} = 1,06 \text{ m} \Rightarrow$ diagramme trapézoïdale
la section est entièrement comprimée

$$\sigma_1 = \frac{764,839 \times 10^3}{240 \times 640} \left(1 + \frac{6 \times 20,8}{640}\right) = 1,283 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{764,839 \times 10^3}{240 \times 640} \left(1 - \frac{6 \times 20,8}{640}\right) = 0,864 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul des contraintes

$$\bar{\sigma}_m = \sigma \left(\frac{L}{4}\right) = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 1,283 + 0,864}{4} = 1,178 \text{ kg/cm}^2$$

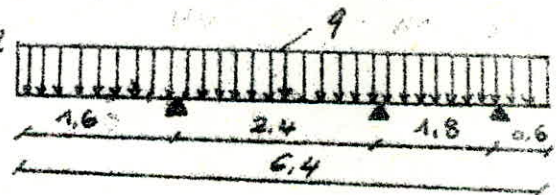
$\Rightarrow \bar{\sigma}_m < \bar{\sigma}_s = 1,2 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ vérifiée.

Calcul des efforts:

a- sens longitudinal: La semelle agit comme une poutre renversée avec les poteaux comme des appuis, soumise à une charge q uniformément répartie

$q = \bar{\sigma}_m \cdot B = 1,178 \times 240 = 282,7 \text{ kg/ml}$

$\Rightarrow q = 28,27 \text{ kg/ml}$



Schema statique

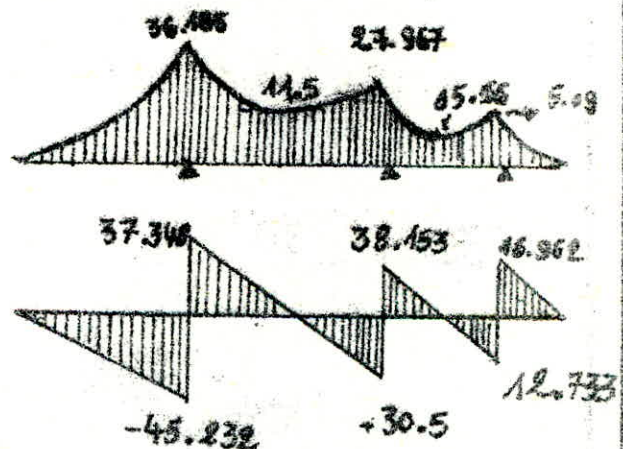


diagramme M et T

Ferraillage:

Armature longitudinales de traction

$$\mu = \frac{15 M_{max}}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 36.185 \times 10^5}{2800 \times 60 \times 55^2} = 0,1068 \rightarrow K = 23,7$$

$$\epsilon = 0,8708$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{23,7} = 118,14 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

⇒ Pas d'armatures comprimées

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon \cdot h} = \frac{36.185 \times 10^5}{2800 \times 0,8708 \times 55} = 26,98 \text{ cm}^2$$

Soit 8 T20 + 2 T14 ⇒ (A = 28,21 cm²) avec t = 10 cm

Armatures transversale

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b_0 z} = \frac{45.233 \times 10^3}{60 \times \frac{7}{8} \times 55} = 15,66 \text{ Kg/cm}^2$$

Puisque $\bar{\tau}'_b < \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \rightarrow \bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}) \bar{\sigma}'_b$

$$\bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{118,14}{137}) \times 5,9 = 16,37 \text{ Kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b \rightarrow$ on peut utiliser des cadres et étrier ⊥ a la ligne moyenne

Soit 2 cadre T10 + 1 étriers T8 A_t = 4,84 cm²

Espacement: $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_a}{T} = \frac{4,84 \times 7 \times 55 \times 2800}{45.233 \cdot 8} = 12,37 \text{ cm}$

Espacement admissible $\bar{t} = \max \left\{ \begin{aligned} t_1 &= 0,2h = 11 \text{ cm} \\ t_2 &= (1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b}) h = 39,2 \text{ cm} \end{aligned} \right.$

$$\bar{t} = 39,2 \text{ cm}$$

On prend un ecartement constant sur toute la longueur de la semelle t = 12 cm.

Verification:

1) Condition aux appuis:

$$A = 28,21 \text{ cm}^2 > (T + \frac{M}{z}) / \bar{\sigma}_a = (45233 - \frac{36.185 \times 10^5}{\frac{7}{8} \times 55}) / 2800$$

2) Condition de non entrainement des barres

< 0 Verifiée

$$\tau_d = \frac{T_{max}}{n p z} = \frac{45.233 \times 10^3}{59,07 \times \frac{7}{8} \times 55} = 15,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 24 d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

} $\tau_d < \bar{\tau}_d \rightarrow$ Verifiée

Arma-jures \perp a La Poutre de rigidité:-

Le calcul se fait pour une bande de 1m, on utilise la methode des consoles

Schema statique:

$$q_m = \bar{\sigma}_m \times 100 = 1,178 \times 100 = 117,8 \text{ Kg/cm}$$

$$q_m = 11,78 \text{ Kg/ml}$$

La section d'apogee estant la section d'encastrement

$$M_{\max} = q \frac{\ell^2}{2} = 11,78 \times \frac{0,95^2}{2} = 5,32 \text{ t.m.}$$

$$T_{\max} = q \ell = 11,78 \times 0,95 = 11,19 \text{ t}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 5,32 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 40^2} = 0,0178 \rightarrow \varepsilon = 0,9412$$

$$K = 70$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2800}{70} = 40 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{5,32 \times 10^5}{2800 \times 0,9412 \times 40} = 5,05 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \text{ T12/ml}$$

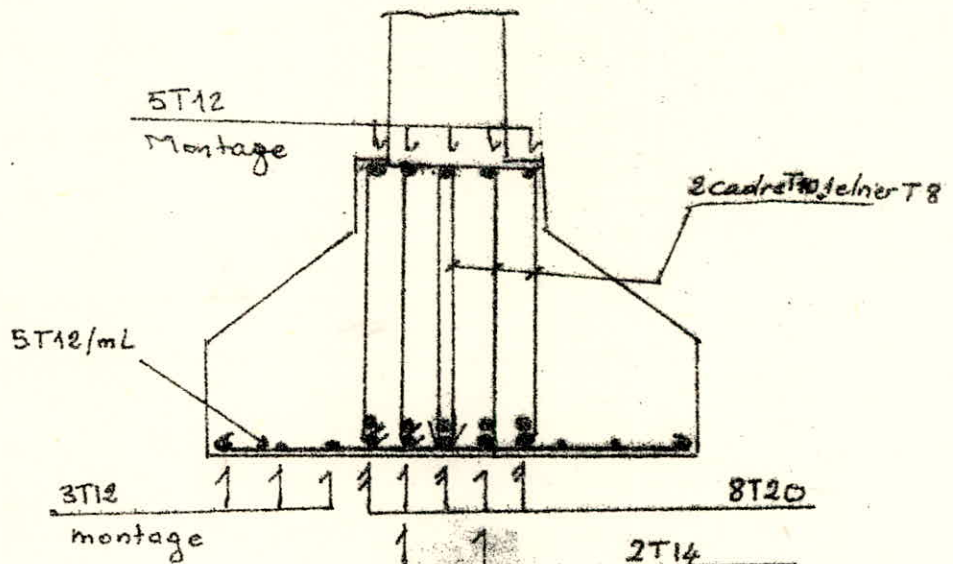
(A = 5,65 cm²)

Verification au cisaillement

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b z} = \frac{11780 \times 8}{100 \times 7 \times 40} = 3,36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' < \bar{\sigma}_{b0}' \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b' = 3,5 \times 5,9 = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b < \bar{\tau}_b \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$



Calcul des tassements par la méthode globale du Module de réaction du sol

Hypothèse de Westergaard

Le calcul de la distribution des contraintes et des tassements sous une surface chargée devient très difficile lorsque la surface en question n'est pas parfaitement flexible. On a utilisé à cet effet la théorie simplifiée due à Westergaard. Westergaard admet qu'en chaque point de la surface chargée la contrainte verticale q qui règne dans le terrain est proportionnelle au tassement observé s ,

$$q = K_s \cdot s$$

K_s : coefficient de proportionnalité appelé coefficient de raideur ou module de réaction qui est en principe une caractéristique intrinsèque du sol. sa dimension (Kg/m^2)

- Boussinesq a calculé le tassement s d'une plaque infiniment rigide reposant sur un milieu élastique de coefficient E' et ν , la plaque est circulaire, de rayon R , elle supporte une pression q constante.

Le tassement peut être donné par la formule

$$s = f \frac{1 - \nu'^2}{E'} \cdot B \cdot q \quad \text{dans la quelle}$$

E', ν' : sont les caractéristiques intrinsèques du sol

s : tassement en cm.

B : largeur de la semelle en cm.

q : contrainte moyenne appliquée à la semelle $q \leq q_{adm}$ (Kg/cm^2)

f : coefficient de forme sans dimension, qui dépend des dimensions de la semelle et sa rigidité et pour les semelles souples de la position du point considéré.

La formule précédente peut être écrite : $q = K \cdot s$

K : module de réaction du sol.

à défaut d'essai de plaque, et pour déterminer la valeur K on utilise les résultats donnés par :

TERZAGHI.

pour Sable peu consistant

$$K_d = 1,6 \text{ t}/\text{m}^2$$

$$K_0 = 40 \text{ MN}/\text{cm}^2$$

$$\text{avec } K = K_0 \left(\frac{B + 30}{2B} \right)^2$$

Verification du tassements:

Semelle: 6 ($K_D = 40 \text{ MN/cm}^2$, $B = 200 \text{ cm}$)

$$K = K_D \left(\frac{B+30}{2B} \right)^2 = 40 \left(\frac{200+30}{2 \times 200} \right)^2 = 13,225 \text{ MN/cm}^2 = 1,3225 \text{ kg/cm}^2.$$

Tassement réel sous la semelle

$$q_{\text{Max}} = 1,903 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow S_M = \frac{q_M}{K} = \frac{1,903}{1,322} = 1,439 \text{ cm} < S_{\text{adm}}$$

$S_{\text{adm}} = 5 \text{ cm.}$

$$q_{\text{min}} = 0,780 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow S_m = \frac{q_m}{K} = \frac{0,78}{1,322} = 0,59 < S_{\text{adm}}$$

$S_{\text{adm}} = 5 \text{ cm.}$

Calcul de tassement différentielles:

Sous la semelle:

$$\delta = \frac{\Delta S}{L} < \frac{1}{500} \text{ (tassement différentielle admissible)}$$

$$\delta = \frac{\Delta S}{L} = \frac{1,44 - 0,59}{430} = 0,00197 < \frac{1}{500} = 0,002. \\ \Rightarrow \text{vérifié.}$$

Semelle 5:

$$q_{\text{Max}} = 1,283 \text{ kg/cm}^2 \quad B = 240 \text{ cm}$$

$$q_{\text{min}} = 0,864 \text{ kg/cm}^2 \quad L = 640 \text{ cm.}$$

$$K = 40 \left(\frac{240+30}{2 \times 240} \right)^2 = 12,65 \text{ MN/cm}^2 = 1,265 \text{ kg/cm}^2$$

Tassement sous la semelle.

$$S_M = \frac{q_M}{K} = \frac{1,283}{1,265} = 1,01 \text{ cm} < S_{\text{adm}} = 5 \text{ cm.}$$

$$S_m = \frac{q_m}{K} = \frac{0,864}{1,265} = 0,68 \text{ cm} < S_{\text{adm}} = 5 \text{ cm}$$

tassement différentielles

$$\delta = \frac{\Delta S}{L} = \frac{S_M - S_m}{L} = \frac{1,01 - 0,68}{640} = 0,00052 < \frac{1}{500} = 0,002$$

Tassement entre les 2 semelle:

$$S_1 = \frac{3S_{M1} + S_{m1}}{4} = \frac{3 \times 1,44 + 0,78}{4} = 1,275 \text{ cm.}$$

$$S_2 = \frac{3S_{M2} + S_{m2}}{4} = \frac{3 \times 1,01 + 0,68}{4} = 0,927 \text{ cm.}$$

$$\Delta S = S_1 - S_2 = 1,275 - 0,927 = 0,348 \text{ cm} < 5 \text{ cm.}$$

La vérification au tassement est satisfait

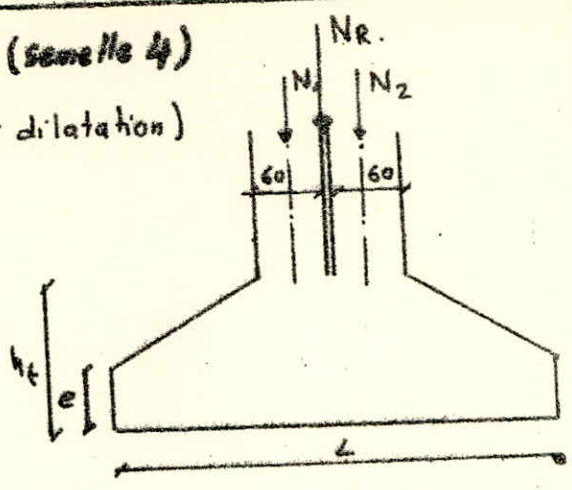
semelle isolée sous poteau (semelle 4)

Semelle isolée sur 2 poteau (joint dilatation)

$N_1 = 48,586 \text{ t}$
 $N_2 = 47,139 \text{ t}$

Dimensionnement de La semelle
 $R = N_1 + N_2 = 95,725 \text{ t}$

L: longueur de La semelle
 B: largeur de La semelle



on prendra, L, B de même rapport que a, b

soit $\frac{b}{a} = \frac{80}{120} = \frac{2}{3} \Rightarrow b = \frac{2}{3} a \Rightarrow B = \frac{2}{3} L$

Determination de La Largeur B.

$$\sigma_s = \frac{N}{B \cdot L} = \frac{N}{\frac{2}{3} B^2} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{K D + \gamma \frac{B}{2} N r (1 - 0,2 \frac{B}{L}) + 8 D (N q - 1)}{3}$$

avec $D = 1,5 \text{ m}$

$N r = 6,68, N q = 7,83, c = 0, \frac{B}{L} = 0,67, \gamma = 1,87$

d'où on tire que pour $B = 260 \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 1,4$

hauteur de La semelle.

$L = 1,5 B$ d'où $L = 390 \text{ cm}$.

$h \geq \frac{A - a}{4} = \frac{390 - 120}{4} = 67,5 \text{ cm}$, soit $h = 70 \text{ cm}$ $h_t = 45 \text{ cm}$.

$e \geq 6\phi + 6$ avec $\phi = 16 \text{ cm}$ $e > 15,6 \text{ cm}$, $e = 25 \text{ cm}$.

Poids Propre de La semelle

$P_s = 1,5 \times 3,9 (0,25 \times 2,6 + (2,6 + 0,8) \times \frac{0,5}{2}) = 14,63 \text{ t}$.

Poids des terres

$1,87 \times 3,9 \times 2,6 \times 1,25 = 23,7 \text{ t}$

d'où L'effort total sur La semelle $N_T = 95,725 + 14,63 + 23,7$

$\Rightarrow N_T = 134,057 \text{ t}$.

d'où La contrainte sous La semelle $\sigma'_s = \frac{134,057 \times 10^3}{390 \times 260} = 1,33 \text{ Kg/cm}^2$

Verification du tassement.

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 1,4 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow$ Verification.

$S = \frac{\sigma_s}{K}$, $K = K_0 \left(\frac{B+30}{2B}\right)^2 = 40 \left(\frac{260+30}{2 \cdot 260}\right)^2 = 12,44 \text{ MN/cm}^2 = 1,244 \text{ Kg/cm}^2$

tassement réel sous La semelle

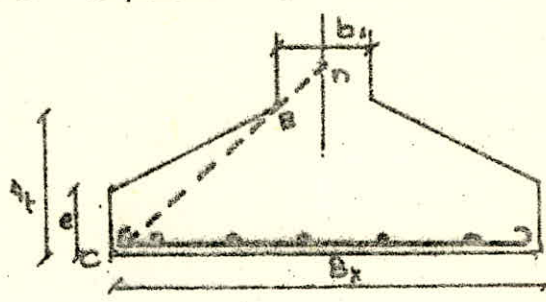
$S = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{1,33}{1,244} = 1,07 \text{ cm} < S_{adm} = 5 \text{ cm}$.

Ferraillage: Le calcul des armatures se fera par la méthode des bielles, cette méthode consiste à admettre que l'effort provenant du poteau, se transmet par l'intermédiaire des bielles obliques de béton ayant leur origine en n

n: le point de rencontre de l'axe du poteau avec la droite joignant le point c où commence le crochet des barres en point B où la semelle rejoint le parement du poteau.

La méthode des bielles conduit aux résultats suivants,

Pour une semelle rectangulaire (Bx x By) les efforts de tractions dans les aciers sont:



dans le sens x : $F_x = \frac{N_b (B_x - b_x)}{8(h_t - d_1)}$

dans le sens y : $F_y = \frac{N_b (B_y - b_y)}{8(h_t - d_2)}$

les armatures seront constituées de deux nappes superposées et parallèles aux côtés Bx et By, ces armatures seront

$A_x = F_x / \bar{\sigma}_a$, $A_y = F_y / \bar{\sigma}_a$

pour noter cas

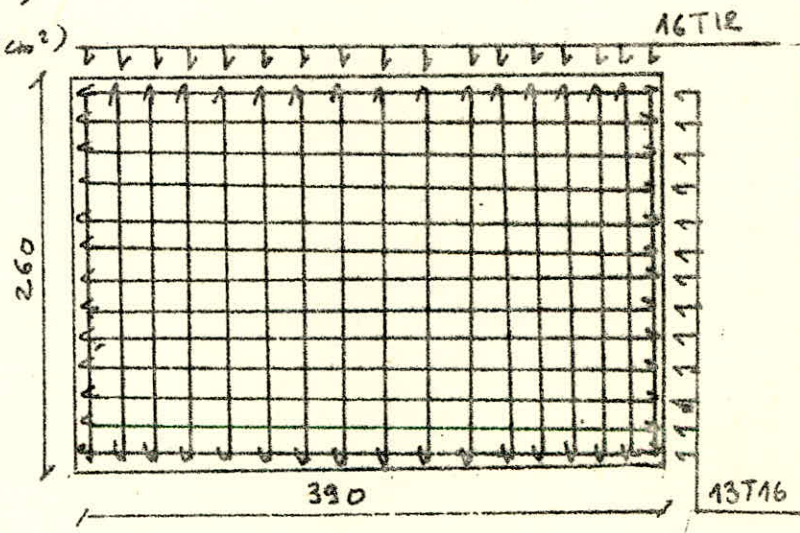
$F_x = \frac{134,057 \times 10^3 (390 - 120)}{8(70 - 5)} = 69,61 \text{ t} \rightarrow A_x = \frac{69610}{2800} = 24,86 \text{ cm}^2$

$F_y = \frac{134,057 \times 10^3 (260 - 80)}{8(70 - 6,5)} = 47,56 \rightarrow A_y = \frac{47500}{2800} = 16,96 \text{ cm}^2$

Soit $A_x = 13716 (26,13 \text{ cm}^2)$

$A_y = 16712$

$A = (18,08 \text{ cm}^2)$



Calculs des semelles isolées.

Semelle S ₁ , N = 24,223 t	Semelle S ₂ N = 47,956	Semelle S ₃ N = 66,252	Semelle S ₄ , S ₁₅ N = 12,950 t
--	--------------------------------------	--------------------------------------	--

1- Dimensionnement de la semelle

$$\frac{a}{b} = 1 = A = B$$

determination de la largeur B

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N}{B^2} \leq \bar{\sigma}_s = \gamma D + \frac{\gamma \frac{B}{2} N \gamma (1 - 0,2 \frac{B}{L}) + \gamma D (N \gamma - 1)}{B}$$

$$\frac{B}{L} = 1, D = 1,8 \text{ m.}$$

Semelles	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄ S ₁₅
Largeur de semelle B	180 cm	230 cm	250 cm	140 cm
contrainte admissible $\bar{\sigma}_s$	1,4 kg/cm ²	1,48 kg/cm ²	1,52 kg/cm ²	1,23 kg/cm ²
Poids semelle + Poids Ferres	14,96 t	22,96 t	25,216 t	7,87 t
charge Total	39,183 t	70,916 t	91,486 t	20,22 t
contrainte sous la semelle	1,21 kg/cm ²	1,34 kg/cm ²	1,46 kg/cm ²	1,04 t
s tassement sous la semelle	0,89 cm	1,05 cm	1,16 cm	0,71 cm
e	20 cm	20 cm	20 cm	15 cm
h	35 cm	45 cm	50 cm	30 cm

D'après le tableau ci dessus, les verification des contraintes ont été satisfaites ainsi que de tassement sous chaque semelle.

le tassement différentielle maximum est $\Delta s = s_3 - s_7 = 0,45 \text{ cm} < s_{adm}$

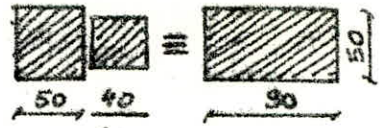
2- Ferrailage des semelles:

le ferrailage se fait par la méthode des bielles exposé ci dessus:

semelles	S ₁	S ₂	S ₃	S ₇ S ₁₇
charge (t)	39,183	70,916	91,486	20,22
$F_x = F_y = (t)$	18,192	33,488	43,456	7,583
$A_x = A_y \text{ cm}^2$	6,5	14,96	15,52	2,71
ϕ	8T12	12T12	14T12	6T12

Semelle-11-12-13-18-19-20

M = 2,5 t
N = 2,5 t



Le calcul se fera de même manières que La semelle isolée sous poteaux, d'où on obtient les resultat suivant.

Semelles	18	11	20	12, 13, 19
e	20 cm	20 cm	25 cm	30 cm
h	40 cm	40 cm	50 cm	40 cm
BxL (cm)	120x240	120x240	150x300	140x140
$\bar{\sigma}_s$	1,69	1,69	1,79	1,67
P _{sem} + P _{pierres}	18,213	18,213	23,085	11,963
N _T	35,116	42,755	71,466	27,667
σ_s (Kg/cm ²)	1,22	1,48	1,59	1,42
S	0,78	0,95	1,10	0,96

avec D = 2,6 m. et B/L = 0,55

D'après le tableau ci dessous toute les verifications ont été satisfaites.

Ferraillages:

Le ferraillages se fera Par La methode des brielles

semelles	18	11	20	12, 13, 19
charge N (t)	35,116	42,755	71,466	27,667
F _x	7,682 t	9,353	16,080	9,88
F _y	16,461 t	20,041	35,733	9,88
A _x	2,74 cm ²	3,34 cm ²	5,74	3,53 cm ²
A _y	5,88 cm ²	7,15 cm ²	12,76 cm ²	3,53 cm ²
Φ _x	10T10	10T10	10T10	6T10
Φ _y	6T12	7T12	9T14	6T10

LONGRINES

Les longrines seront calculées conformément à l'article (4.2.3.3. R.P.A 81)
 Les longrines doivent pouvoir équilibrer une force axiale de compression ou de traction au moins égales à 10% (pour les terrains meubles) de la plus grande charge verticale.

dans notre cas la plus grande charge verticale est $N^{max} = 68.734^t$

$$\Rightarrow N = \frac{N^{max}}{10} = 6.8734^t$$

on prendra des longrines de (30x30) - les plus petit.

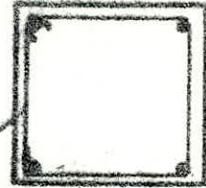
* En Compression :

$$\sigma_b' = \frac{6.8734 \cdot 10^3}{30 \times 30} = 7.64 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A_g' = \frac{1}{15} \left(\frac{6.8734 \cdot 10^3}{\bar{\sigma}_b'} - B \right) = \frac{1}{15} \left(\frac{6.8734 \cdot 10^3}{68,5} - 30 \times 30 \right) = < 0$$

* En Traction : $A_g \geq \frac{N}{\sigma_a} = \frac{6.8734 \cdot 10^3}{2800} = 2,455 \text{ cm}^2$

On prend 4 T 14 ($A = 6,16 \text{ cm}^2$)



Condition de non fragilité

avec un espacement $t = 16 \text{ cm}$.

$$A_g \geq 0,69 \cdot 30 \times 27 \cdot \frac{5,9}{2800} = 1,177 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

VOILE PERIPHERIQUE

Prescription "R.P.A 81"

Les ossatures au dessous de niveau de base ; formées de poteaux courts (vides sanitaires) doivent comporter une voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base en Zone II. et III.

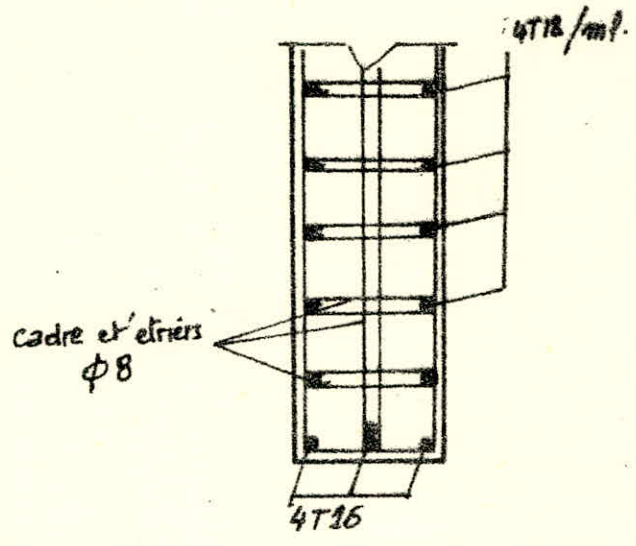
Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessus :-

- épaisseur ≥ 15 cm.
- Armatures Longitudinales fixées supérieures et inférieures de section de section $\geq 0,2\%$ de la section Transversale Totale du béton avec recouvrement $\geq 50\phi$; équerre de renforcement dans les angles.
- Armatures Longitudinales de peau de section ≥ 2 cm² par face et par ml de hauteur.

• FERRAILLAGE : $h = 190$ cm ; $e = 20$ cm.

$$A_l = \frac{0,2 \cdot 190 \cdot 20}{100} = 7,6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 4T16 \text{ (} A = 8,04 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$A_l \text{ de peau } \geq 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{soit } 4T12 \text{ (} A = 4,52 \text{ cm}^2 \text{)}/\text{ml} \text{ et par face.}$$



calcul du voile

on adopte un voile au niveau des fondations des grands poteaux
 Pour augmenter leur rigidité et Pour reprendre la charge de la rampe
 et les moments au niveau inférieure des poteaux

- Le voile sera soumis au moment $M = 68,86 \text{ t.m}$ (SP2)

$$b = 25 \text{ cm} , h = 97,5 \text{ cm.}$$

Ferraillage du voile (Armature Horizontale)

$$u = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 68,86 \times 10^5}{4200 \times 25 \times 97,5^2} = 0,1035$$

$$\rightarrow K = 24,2 ; \quad \varepsilon = 0,8725$$

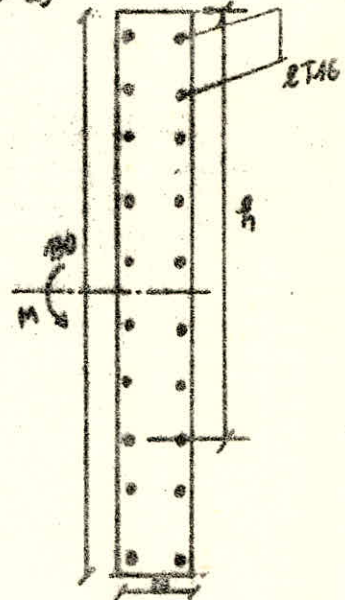
$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4200}{24,2} = 173,6 < 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

\Rightarrow Pas d'armatures comprimées.

- calcul d'armatures Tendues :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{68,86 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8725 \times 97,5} = 19,27 \text{ cm}^2$$

- on adopte 10T16 ($A = 20,10 \text{ cm}^2$)



- Calcul d'armatures verticales: le voile stabilise de gran
 - des salles dans le sens Transversale; donc il est sollicité au moment
 dû à la rampe; et un effort normal dû à son Poids Propre et Poids
 de la rampe.

Pour 1 ml on détermine les efforts.



- charge Transmis par la rampe: $q = 1,261 \text{ t/ml}$ (Pour 1 ml).

- Poids propre du voile = $0,25 \times 2,5 \times 1,3 = 0,812 \text{ t}$

- Poids Total = $0,812 + 1,261 = 2,073 \text{ t}$

- Moment = $M^{\max} = 3,059 \text{ t.m}$

- calcul des armatures sous "N" et "M"

- en appliquant la formule classique de Navier:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot Y}{I} \quad \text{et} \quad I = \frac{b h^3}{12} = \frac{100 \times 25^3}{12} = 130208 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{2073}{25 \times 100} + \frac{3,059 \cdot 10^5 \times 12,5}{130208} = 0,829 + 29,366 = +30,195 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0,829 - 29,366 = -28,531 \text{ kg/cm}^2$$

Le voile est partiellement comprimé.

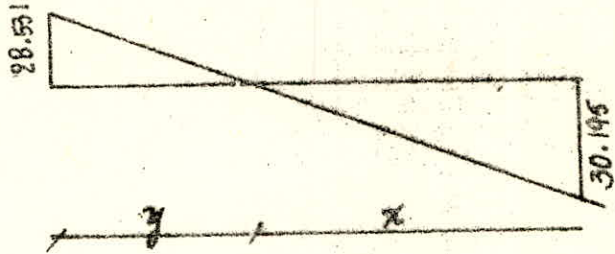
Détermination de volume des Contraintes de Traction :

$$\frac{x}{y} = \frac{30,195}{28,531} = 1,058$$

$$x + y = 25 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow x = 12,852$$

$$y = 12,148$$



volume de Contraintes :

$$F_a = \frac{30,195 \times 12,852 \times 100}{2} = 19403,3 \text{ kg} \Rightarrow A = \frac{F_a}{\sigma_a}$$

$$A = \frac{F_a}{\sigma_a} = 6,93 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T14 \quad (A = 7,69 \text{ cm}^2)$$

avec Ferrailage symétrique.



EPURES D'ARRET DES BARRES

L'épure d'arrêt des barres est obtenu en divisant la poutre en tranches de 1m, et en calculant le moment le plus défavorable des combinaisons SP_1 et SP_2 .
cette enveloppe a une forme parabolique, et elle subit un déplacement de $\frac{z}{2}$ pour tenir compte de l'influence de l'effort tranchant, la translation a lieu parallèlement à l'axe des abscisses.

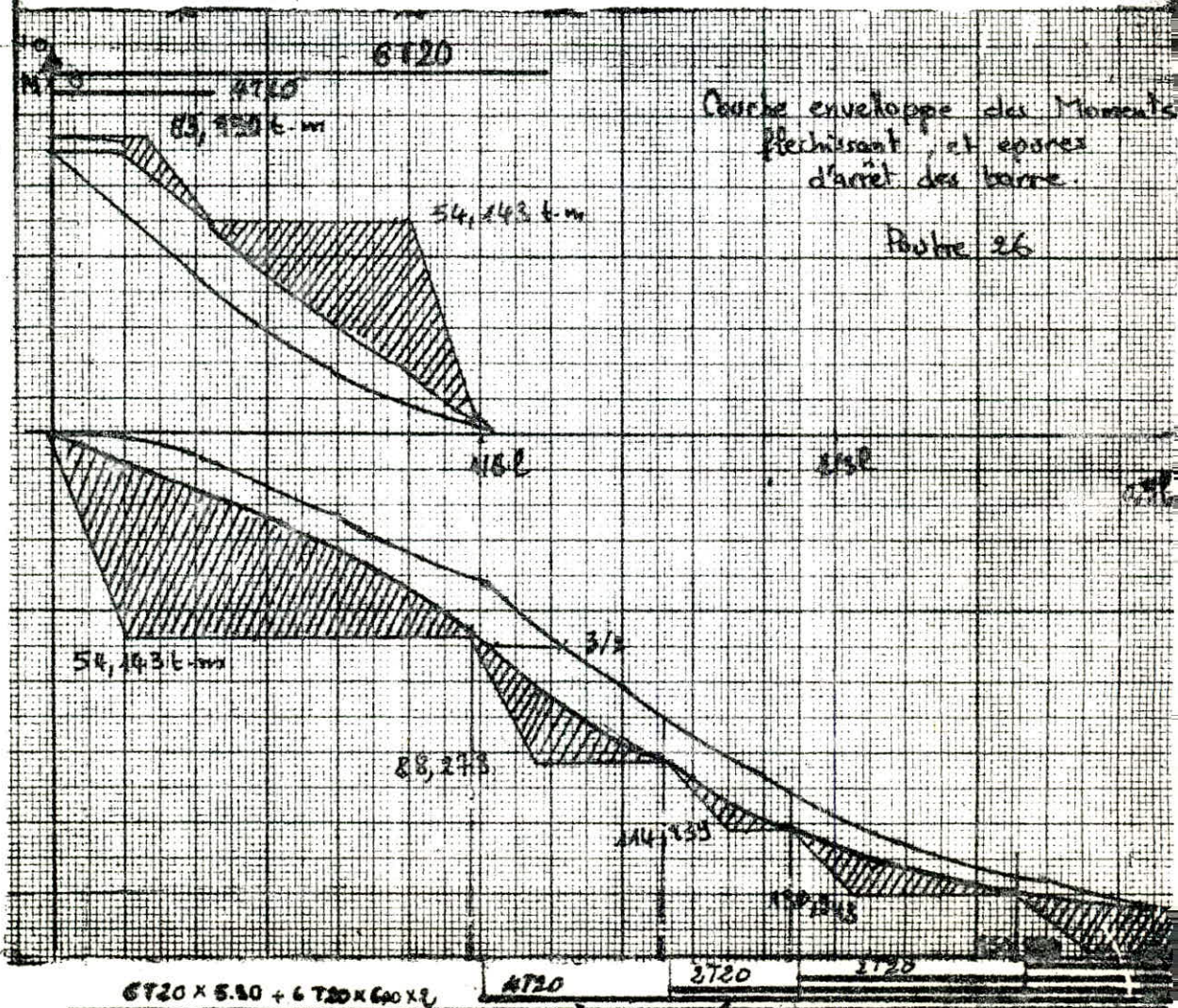
- Les moments résistants des barres sont comparés à l'enveloppe des moments flechissant décalée de $\frac{z}{2}$
- Pour déterminer l'épure d'arrêt des barres, il faut calculer la longueur de scellement droit des barres.

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} \quad \phi = 20 \text{ mm} \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

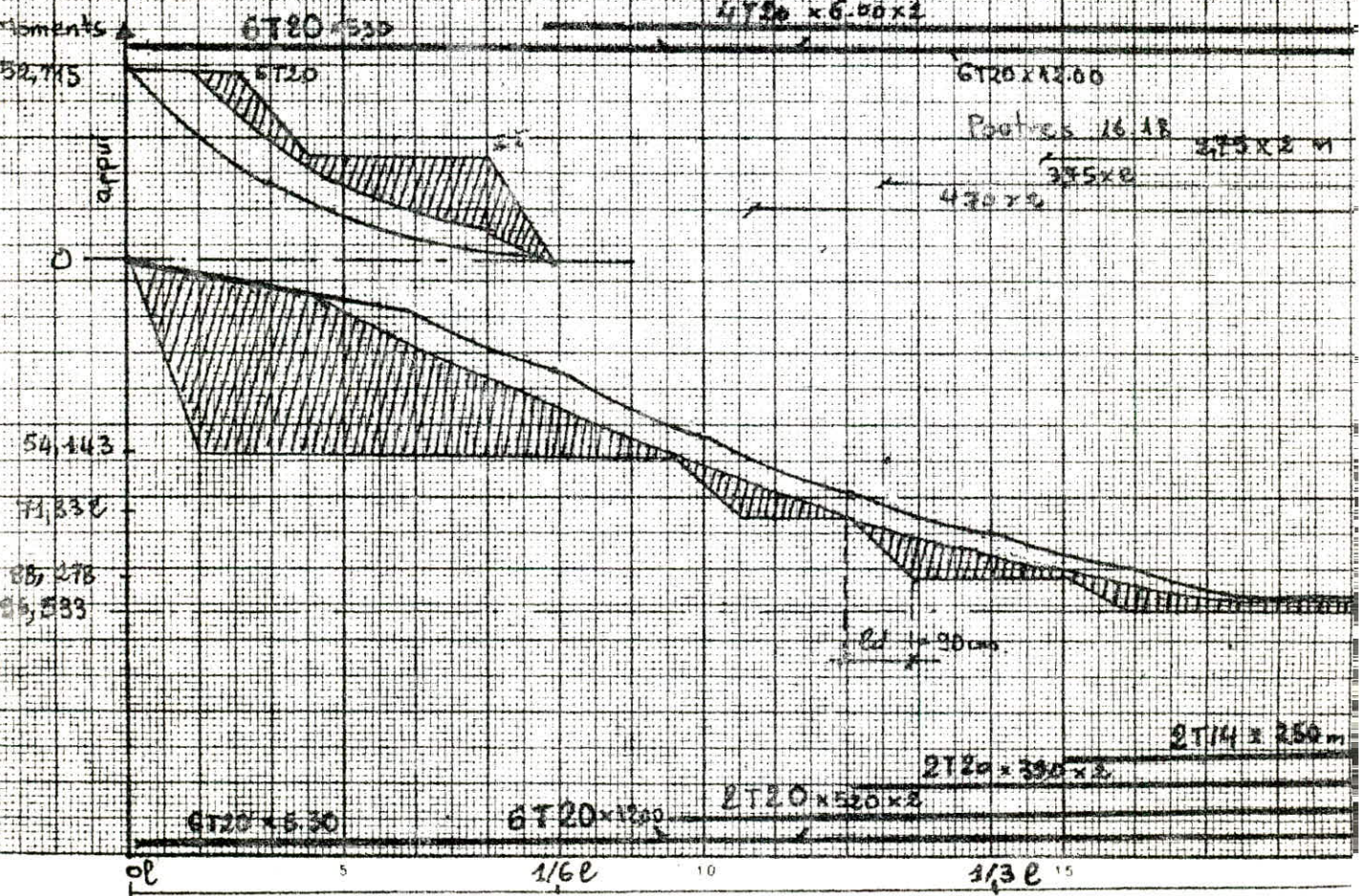
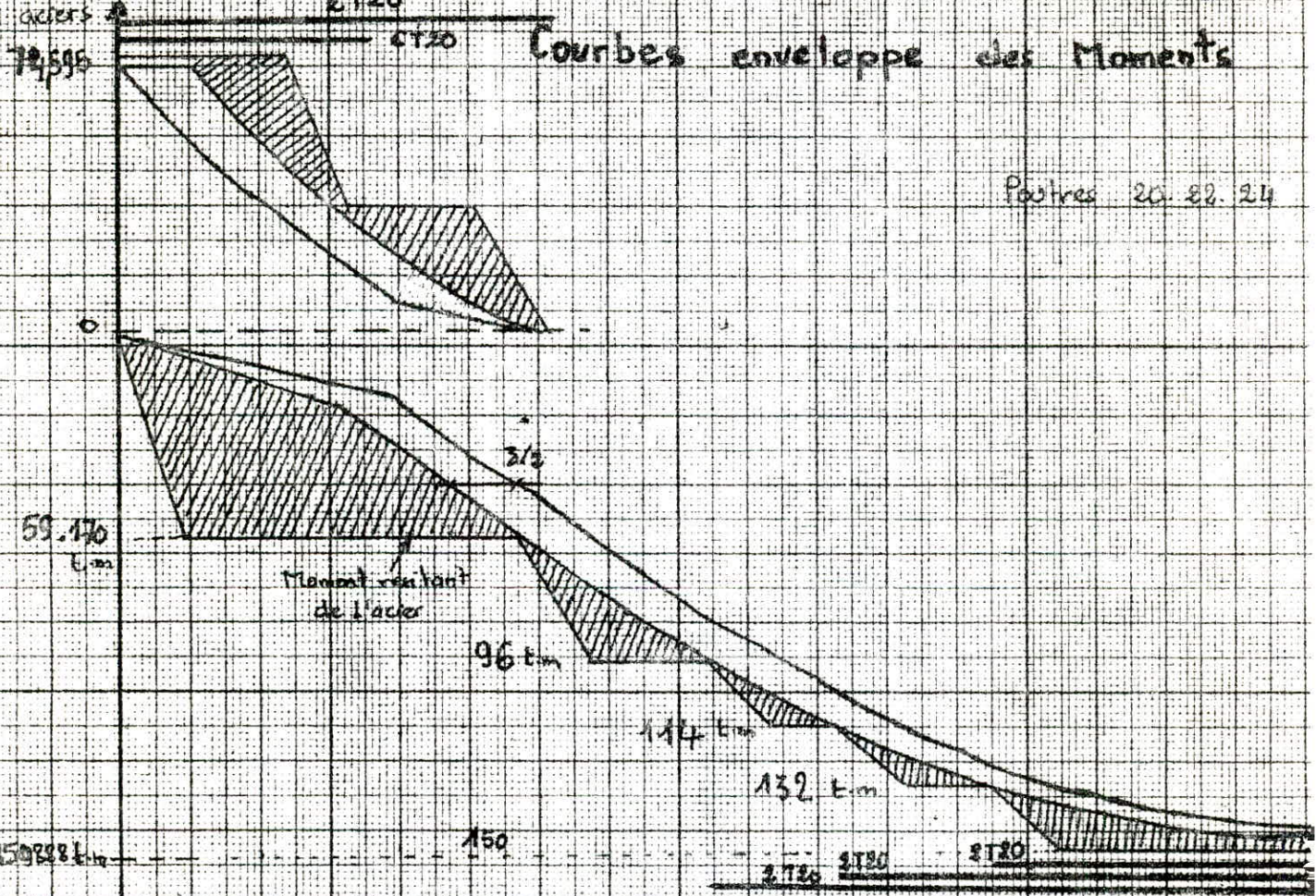
$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1,5^2 \times 5,9 = 16,6 \text{ kg/cm}^2$$

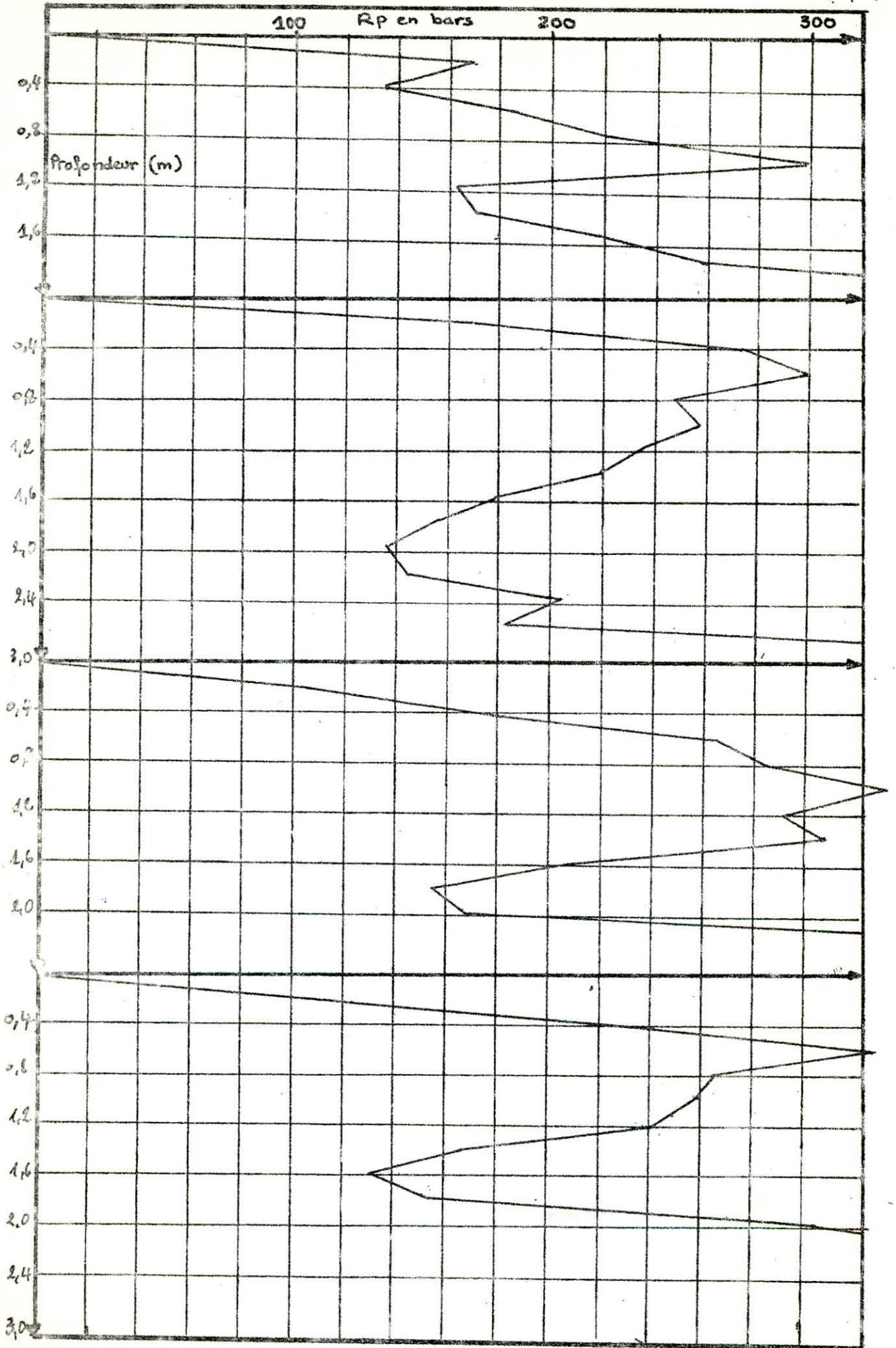
$$\text{soit } l_d = \frac{20}{4} \times \frac{2800}{16,6} = 84 \text{ cm} \quad \text{soit } l_d = 90 \text{ cm.}$$

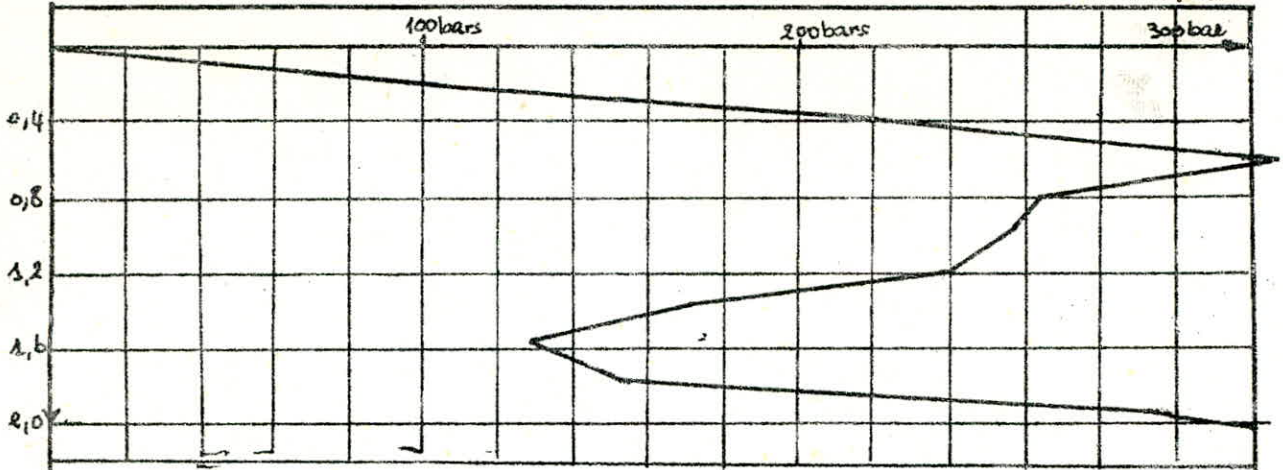
cette sécurité est nécessaire car l'épure d'arrêt des barres tient compte de la résistance de barres partiellement ancrées la valeur de l_d , prise par excès, donne une sécurité contre les défauts de mise en place sur chantier



Moments (t.m)







- Les résultats des essais de pénétration dynamique montrent que les trois premiers mètres présentent une résistance à la pénétration élevée.

en effet toutes les valeurs de R_p sont largement supérieures à 100 bars, les refus étant obtenu au contact de la formation d'alluvions grossières

Fondation de l'ouvrage

Les fondations sont constituées par des semelles isolées et des semelles filantes, rigidifiées par des longrines

Contraintes admissibles sur le sol

Les contraintes du sol sera comprise entre 1 et 2 bars fixé à 1,2 bars selon le décapage

notre calcul est basé, pour la détermination de la contrainte admissible, sur les caractéristiques géotechniques du sol connues à la suite d'essais

- densité ou poids spécifique du sol $\gamma = 1,87$
- l'angle de frottement interne $\phi = 22^\circ$ (en moyen)
- la cohésion $c' = 0$

Méthode de calcul

notre sol est à dominante sableuse (pulvérulents) qui se consolident très rapidement le calcul doit être fait après consolidation, en partant des caractéristiques c' et ϕ'

on supposant que les semelles sont sollicitées par des charges verticales centrées, les contraintes admissibles sont données par les expressions.

$$\text{Semelles continues} \quad q = \gamma_h d \times \frac{B}{L} \gamma N_\phi + \gamma D (N_\phi - 1) + c' N_c$$

$$\text{Semelle isolées} \quad q = \gamma D + \frac{(1 - 0,2 \frac{B}{L}) \gamma B}{F} N_\phi + \gamma D (N_\phi - 1) + (1 - 0,2 \frac{B}{L}) c' N_c$$

COUPES DE SONDAGE

I

II

recuper.	Profondeur (m)	LOG	Description	troupe	prof. (m)	LOG	Description
75%	0,5		Limon argileux, sableux brun	60%	3m		Limon graveleux Sableux, brun
			Limon graveleux, Sableux, brun				
40%	4,5		Sable grossier grisâtre	40%	12,4m		Blocs et galet $\phi_{max} = 20cm$
	5,6		graviers				
	6,0		blocs et galets $\phi_{max} = 20cm$				
	16m		Sable argileux brun				Sable consolidé
	16,7		Conglomérat et passées de Sable consolidé		18m		Blocs et graviers $\phi_{max} = 20cm$
	20m				20m		gravier dans matrice argileuse
	20m		Fin de Sondage		20m		Fin sondage

