

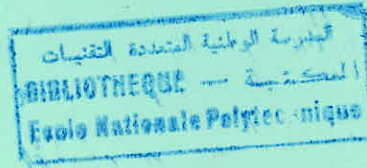
7/89

وزارة التعليم العالي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

200

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Genie CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CALCUL D'UN CENTRE CULTUREL
A STRUCTURE AUTOSTABLE

R + 3 (+ Sous - Sol).

7 PLANCHES

Proposé par : CTC

Etudié par :

Dirigé par :

HASSANINE : M.C

DJILALI

KHEDER : N

BERKANE

PROMOTION : JUIN 1989

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Genie CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CALCUL D'UN CENTRE CULTUREL
A STRUCTURE AUTOSTABLE

R + 3 (+ Sous - Sol)

Proposé par : CTC

Etudié par :

Dirigé par :

HASSANINE : M.C

DJILALI

KHEDER : N

BERKANE

PROMOTION : JUIN 1989

ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

Département : Génie - Civil

دائرة الهندسة المدنية

Promoteur :

الموجه :

Elèves Ingénieurs : M. HASSANINE
N. KHEDER

التلميذ المهندس :

مركز ثقافي

الموضوع :

الملخص : يتناول مشروعنا في دراسة بناية محضمة لمركز ثقافي سوف يبنى في الجزائر (ناحية 2 متوسطة الزلزال). المبنى يحتوي على خمسة طوابق مساحته 30×30 م². هيكله مستقر ذاتيا وعليه مقاومة كل المحولات منها الافقية والعمودية.

Sujet : Centre Culturel

Résumé : Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude des éléments résistants d'un bâtiment à usage culturel. Le bâtiment comporte 5 niveaux et sera implanté à Alger (Zone II) - Sa surface au sol est de 30×30 m² - Sa structure est auto-stable.

Subject : Cultural centre.

Resum : the subject of our final studies project consists of the study of the though element of a structure destiny for cultural use. this structure own five (5) sotereys with a area of 30×30 m². It's a self stable structure wich will be establish in Algiers (medium - sistimicity area).

بسم الله الرحمن الرحيم

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

~ Dedicaces ~

Je dedie ce modeste travail

A mes Parents Pour leurs Sacrifices

A ma famille

A tous mes amis

الطاهر ويفا

Je dedie ce modeste travail

A ma mère et mon père pour leurs sacrifices

A mes frères et sœurs

A toute ma famille

A tous mes Amis

نورالدين

~ Remerciements ~

Nous tenons à remercier vivement tous ce qui ont contribué à notre formation, notamment tous les enseignants de l'école.

Nous tenons aussi à remercier notre promotrice: M^{me} DJILALI-BERKANE pour son aide précieuse et son soutien durant tous le travail.

~ SOMMAIRE ~

INTRODUCTION :

- Présentation et description de l'ouvrage
- Caractéristiques mécaniques des matériaux
- Charges et surcharges
- Prédimensionnement - Notations

CALCUL DES ELEMENTS :

- Calcul de l'acrotère
- Calcul des dalles
- Calcul des longerons (poutrelles)
- Calcul des escaliers
- Calcul des balcons
- Calcul des gradins
- CALCUL DES POUTRES CROISEES

CHARGES VERTICALES :

- Exposé de la méthode de "CAQUOT"
- Calcul des efforts dans les portiques

ETUDE AU SEISME :

- Exposé de la méthode "HOLZER transformée"
- Détermination des caractéristiques propres de vibration :
 - . Evaluation des masses des niveaux
 - . Calcul des rigidités des niveaux
 - . Détermination du centre de torsion
 - . Détermination du centre de masse
 - . Calcul des excentricités
 - . Calcul des périodes de vibration
- Evaluation des forces sismiques
- Déformations horizontales
- Distribution des efforts sismiques sur les portiques
- Vérification au renversement.

CHARGES HORIZONTALES :

- Exposé de la méthode de "MUTO"
- Exposé de la méthode de déplacement

- Calcul des efforts dans les portiques

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS :

- Méthode
- Superpositions

FERRAILLAGE DES PORTIQUES :

- Ferrailage des poutres :
 - . Prescriptions et méthode de calcul
 - . Ferrailage
- Ferrailage des poteaux :
 - . Prescriptions et méthode de calcul
 - . Ferrailage

FONDATIONS :

- Semelles
- Voile périphérique
- Longrines

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

~ Dedicaces ~

Je dedie ce modeste travail

A Mes Parents Pour leurs Sacrifices

A ma famille

A tous mes amis

الطاهر
وفا

Je dedie ce modeste travail

A ma mère et mon père pour leurs sacrifices

A mes frères et sœurs

A toute ma famille

A tous mes Amis

نورالدين

~ Remerciements ~

Nous tenons à remercier vivement tous ce qui ont contribué à notre formation, notamment tous les enseignants de l'école.

Nous tenons aussi à remercier notre promotrice: M^{me} DJILALI-BERKANE pour son aide précieuse et son soutien durant tous le travail.

***** Présentation de l'ouvrage *****

Le projet qui nous a été proposé par le CTC comprend un bâtiment à usage culturel (centre culturel) qui sera implanté en zone de moyenne sismicité (zone II) Ce bâtiment couvre une surface de 30x30 m², et de 13.40 m de hauteur , il comporte cinq (5) niveaux

- Plancher terrasse
- Les étages intermédiaires à usage de loisir
- le sous sol à usage de dépôt

La structure unique travaille en son ensemble et doit être calculée comme une structure à trois (3) dimensions en utilisant les logiciels (SAP IV, SAP 80).

Néanmoins, une méthode approchée pour ce calcul sera exposée .

L'ossature couvrant la salle polyvalente a été conçue en poutres croisées, faisant partie des portiques autostables en béton armé.

***** Béton armé :**

Le béton utilisé sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé (CCBA 68), ainsi qu'à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie (RPA 81)

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

BETON

Le béton est dosé à 350 kg/m³ de ciment; CPA 325; et peut - contrôlé.

- résistance nominale de compression $\sigma_{28}' = 270 \text{ kg/cm}^2$
- résistance nominale à la traction $\sigma_{28}'' = 7 + 0,06 \cdot \sigma_{28}' \text{ kg/cm}^2$

* Contrainte de compression admissible : (CCBA 68 art.9.4)

$$\sigma_b' = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon \cdot \sigma_{28}'$$

Avec : $\alpha = 1$ ---> ciment CPA 325

$\beta = 5/6$ ---> Béton peut-contrôlé

$\gamma = 1$ ---> les éléments de la construction ont une épaisseur 4 fois plus grande que l'épaisseur du granulats.

δ ---> $\delta = 0,3$: en compression. S

$\delta = 0,6$: en f. S et en f. composé avec effort normal de traction.

$$\delta = \delta_1 \text{ si } \delta_1 < 0,6 \}$$

} en flexion composée avec "N compression"

$$\delta = 0,6 \text{ si } \delta_1 \geq 0,6 \}$$

$$\delta_1 = 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right)$$

e_1 = distance de la limite du noyau central au centre de gravité du béton seul dans le plan radial passant par le centre de torsion.

e_0 = excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au centre de gravité du béton seul.

ε /

$\varepsilon = 1$: en C. simple \forall section ou en f avec section rectangulaire.

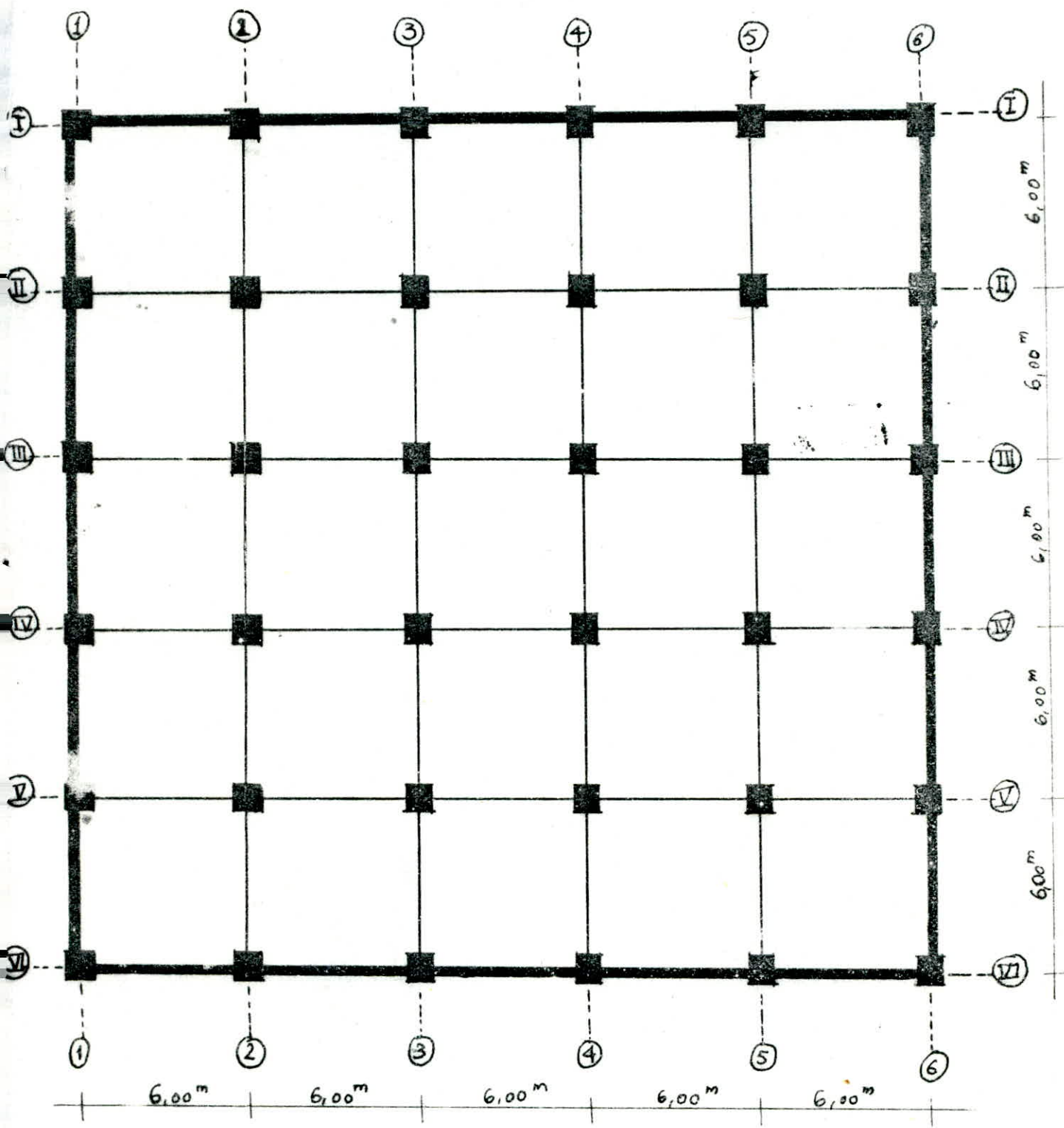
$0 \leq \varepsilon < 1$: dans les autres cas.

* Résultats : $\sigma_{b_0}' = 68,5 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_{b_0}'' = 137 \text{ kg/cm}^2$

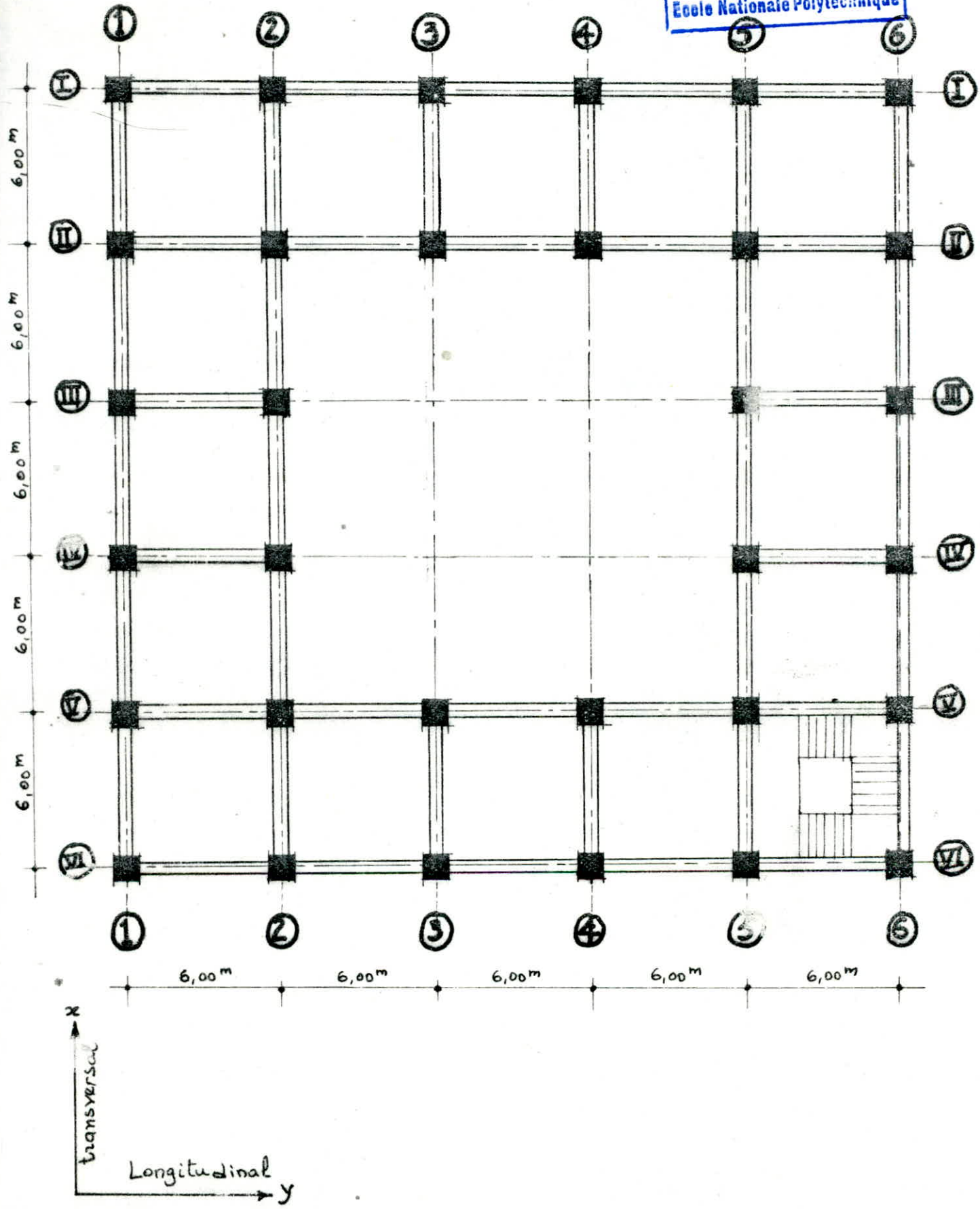
* contrainte de traction de référence (C.C.B.A art.95)

$\sigma_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma_{28}'$ avec : α, β, γ ---> définis ci-dessus

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{28}'} = 0,02578$$



Plan Sous - Sol



Plan Etage Courant

***** Aciers :**

On utilise l'acier à haute adhérence (H.A) et de l'acier doux .

***** Ossature :**

Notre bloc est contreventé par des portiques autostables (six dans chaque sens).

***** Planchers :**

Les planchers seront constitués par des dalles pleines reposant sur des longerons, (poutrelles) et des poutres .

***** Maçonnerie :**

- Murs intérieurs (double cloison, et cloison simple)
- briques creuses de (10-15 Cm).
- Murs extérieurs : double cloisons (15+10 cm) avec vide de 5 cm .

- Le poids des murs extérieurs sera de 330 kg/m²
- Intérieur (Double_cloison) pour la salle polyvalente

Elles sont composées de briques creuses

- . Briques séparées par une lame d'air de 20 cm

2 x brique_creuse de 15 cm ■ 220kg/m²

- . Platre de part et d'autre du mur sont

440 kg/m²

20x2 ■ 40 kg/m²

PREDIMENSIONNEMENTS

1°/ - Les poteaux :

Selon l'article 4.2.11 du RPA 81 ; les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq (25 \text{ cm en zone I et II})$
- $1 \leq b_1, h_1 \leq 3$
- $A = b_1, h_1 \geq \frac{N'}{\sigma_{bc}} = \frac{k N'}{\sigma_{2,7}}$ { 5 en zone III
avec k { 4 en zone II
 { 3 en zone I

- . Dans notre cas $k = 4$ et $\sigma_{bc} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$
- . n'est obtenu en faisant la descente de charge
- . on a deux sortes de poteaux

Ps : qui entourent la salle polyvalente au sous-sol

Pa : tous les autres poteaux restant

Ps = (60x60) cm et Pa = (50x50) cm

2°/ Les poutres :

. Poutres secondaires (PS) ; poutres secondaires de gradin (PSG). On suppose qu'elles sont simplement appuyées dont seul le béton travaille en compression et on applique la formule de P. Charon (f simple) : $h \geq \sqrt{\frac{M}{\mu' \sigma_{bc} \cdot b}}$

M : moment isostatique

$k = \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{2,7}}$ ---> tableau de P. Charon

. Poutres (P.P) ; poutre de gradin (P.G) - Même procédé que les poutres secondaires.

. tout en respectant les prescriptions du RPA 81

PS = (20x40) cm ; (PSG) = 20x45) cm.

. Plancher RDC. --> { PP1 = (30x60) cm centraux
et 1er étage { PP2 = (30x55) rive

. Plancher étage courant PP2 = (30x55)cm

. Plancher terrasse de la salle polyvalente PPt = (45x120)cm

DESCENTE DE CHARGE : Poteau centralNIVEAU N°5

		<u>Kg</u>
Surcharge :	100x9x6	5400
Acrotère :	0,10x0,6x3x2500	27486
Plancher terrasse :	509x9,0x6	4581
Poutres :	0,45x1,20x9x2500	12150
Longerons :	2500x0,4x0,2x6x4+600	5400
Poteaux :	2500x0,50x0,50x2,25	<u>1406,25</u>
Total :		56423,25

NIVEAU N°4

Revenant du plancher n°5		56423,25
Plancher courant :	527x3x3	4743
Poutres :	0,3x0,55x3x2500x3	3712,5
Longerons :	0,2x0,40x2500x3x3	1800
Poteaux :	0,5x0,5x2500x3,45	2156,25
Surcharges :	100x3x8	<u>1800</u>
Total :		70365

NIVEAU N°3

Revenant du plancher n°4		70365
Plancher :	527x3x3	4743
Poutres :	0,3x0,55x3x2500x3	3712,5
Longerons :	0,2x0,4x2500x3x3	1800
Balcon :	2,25x0,15x6x2500	<u>5082,5</u>
Surcharge :	400x6x3	<u>7200</u>
Total :		95340,5

NIVEAU N°4

Revenant du plancher n°3		95340,5
Plancher :		4743
Poutres :		4050
Longerons :		1800
Gradins :		7287,5
Poteau		2625
Surcharge :		<u>7200</u>
Total :		123046

NIVEAU N°1

Revenant du plancher :		123046
Plancher :	527x6x6	18972
Poutres :	0,3x0,6x3x2500x4	5400
Longerons :	0,2x0,4x2500x3xb	3600
Poteau	2,80x0,6x0,6x2500	2500
Surcharge :	400x6x6	<u>14400</u>
Total :		167938
Poids des cloisons cumulés :		<u>26532</u>
Total :		194470 kg

Prédimensionnement du poteau central :

$$\sigma_b = \frac{N}{A} \leq \sigma_{b0}' = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \quad N = 194470 \text{ kg}$$

$$A \geq \frac{N}{\sigma_{b0}'} = \frac{194470}{68,5} = 2838,97 = 2839 \text{ cm}^2$$

On prend un poteau carré :

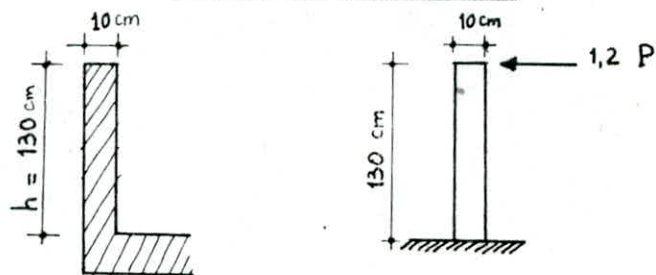
$$\text{---> } a^2 \geq 2839 \text{ ---> } a > 53,3 \text{ cm}^2$$

On adoptera une dimension de 60x60 pour tous les poteaux contournant la salle polyvalente à la base.

De la même manière on obtient pour des poteaux (restant)(50x50) cm

CALCUL DES ELEMENTS

Calcul de l'acrotère



- Le poids propre : $G = 0,1 \times 1,30 \times 2500 = 325 \text{ kg/ml}$
(effort de compression)
- Surcharge $P = 100 \text{ kg/ml}$
(applique horizontalement et qui est due à la main courante)

$$N = G = 325 \text{ kg}$$

$$M = 1,2 \times 100 \times 1,30 = 156 \text{ kg.m}$$

La section dangereuse sera au niveau de l'encastrement

$$\text{- Excentricite: } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{156}{325} = 0,48$$

$$e_1 = \frac{e}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,017$$

$e_0 > e_1 \rightarrow C$ se trouve à l'extérieur du noyau central

----> section partiellement comprimée

$$\text{- } M_f = N \cdot e_a$$

$$e_a = e_0 + h_t - d \quad \Rightarrow \quad M_f = N e_a = 325(48+5-2) = 16575 \text{ kg.cm}$$

$$= 165,75 \text{ kg.m}$$

Calcul de la section en flexion simple avec $M = 165,75 \text{ kg.m}$

$M_{rb} =$

$$h = h_t - d = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_a} = \frac{15 \cdot 137}{15 \cdot 137 + 2800} = 0,4646$$

$$M_{rb} = 0,5 \cdot 137 \cdot 0,4646(1 - 0,4646) \cdot 100 \cdot 8 = 2,03 \cdot 10^5 \text{ kg.cm} > M_f$$

Conclusion : Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

Armatures tendues (M.P Charon)

$$\mu = 15.M \sqrt{\bar{\sigma}_a} \cdot b.h^2 = \frac{15.165,75.100}{2800.100.64} = 0,01387 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9476 \\ K = 80,5 \end{array} \right.$$

$$\text{d'ou } A_{fc} = A_{fc} - \frac{N}{a} = 0,7809 - \frac{325}{2800} = 0,665 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 bh \rightarrow A \geq 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} 100.8 = 0,92 \text{ cm}^2 > 0,665 \text{ cm}^2$$

Conclusion : On adoptera 4T6/ml ($A = 1,13 \text{ cm}^2$) avec un espacement $e = 25 \text{ cm}$.

On prévoit également des armatures perpendiculaires aux armatures principales (ces premières sont constructives)

Verification de la contrainte du beton

$$\sigma'_b = \sigma_a / K = 2800 / 80,5 = 34,78 \text{ kg/cm}^2 \ll \bar{\sigma}'_b = 162 \text{ kg/cm}^2$$

Condition de non fissuration

$$\tilde{\omega}_f = 0,00283 \quad (\rightarrow \text{verifiée})$$

Verification de l'effort tranchant

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M_1}{Z} \quad \text{avec } Z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} . 8 = 7 \text{ cm}$$

$$T + \frac{M_1}{Z} = 1,2 \cdot 100 - \frac{15600}{7} = -2108,57 \text{ kg} < 0$$

----> inutile de faire la verification

Verification du seisme local de l'acrotère :

D'après le "RPA81" art 3.3.9, on doit vérifier le seisme local dans les éléments secondaires de la structure; l'acrotère sera vérifiée sans l'action de la force horizontale :

$$F_p = Z.I.C_p.W_p$$

W_p : poids de l'élément ----> $W_p = 325 \text{ kg}$

$$A \text{ (groupe d'usage II, zone II) } = 0,15$$

$$Z = \frac{0,15}{0,25} = 0,6$$

$$A \text{ (groupe d'usage II, zone III) } = 0,25$$

A : coefficient d'accélération de zone

(les valeurs de A sont tirées du tableau art 3.3.11 (RPA 81)

$$I = \frac{\text{Valeur du coef. A pour le groupe d'usage du batiment}}{\text{Valeur du coef. A pour le groupe d'usage II}} = \frac{0,15}{0,15} = 1$$

$$C_p : \text{Facteur de force horizontale} \rightarrow C_p = 0,8$$

$$F_p = Z.I.C_p.W_p = 0,6.1,0,8.325 = 156 > 1,2 P = 120 \text{ kg/ml}$$

Conclusion : Donc on fait le calcul de notre element sous la charge elementaire horizontale $F = 156 \text{ kg/ml}$

$$N = G = 325 \text{ kg}$$

$$M = 156 \times 1,3 = 202,8 \text{ kg.m}$$

- Excentricite : $e_o = \frac{M}{N} = \frac{202,8}{325} = 0,625$; $e_o > e_i \rightarrow C$ se trouve a l'exterieur du noyau
 \rightarrow section partiellement comprimee

$$e_i = \frac{e}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,017$$

$$- M_f = N.e.a$$

$$e.a = e_o + h_t - d \Rightarrow M_f = N.e.a = 325 (62,4 + 5 - 2) = 212,55 \text{ kg.m}$$

Calcul de la section en flexion simple avec $\alpha = 0,4646 \rightarrow M_{rb} = 2,03.10 \gg M_f$
 \rightarrow Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

Armatures tendues (M.p.Charon)

$$\mu = 15 \cdot \frac{212,55 \cdot 100}{2800 \cdot 100 \cdot 8} = 0,01779 \rightarrow \begin{cases} K = 16,7 \\ \varepsilon = 0,4732 \end{cases}$$

$$A_{f_s} = \frac{M_f}{\sigma_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{21255}{2800 \cdot 0,4732 \cdot 8} = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'ou } A_{f_c} = A_{f_s} - \frac{N}{\sigma_a} = 2 - \frac{325}{2800} = 1,884 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilite :

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h \rightarrow A \geq 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 8 = 0,92 \text{ cm}^2$$

Conclusion : On adoptera 4T8/ml ($A = 2,01 \text{ cm}^2$) avec un espacement $e = 25 \text{ cm}$.

On prévoit également des armatures perpendiculaires aux armatures principales (ces premieres sont constructives).

. Verification de non fissuration

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2db} = \frac{2,01}{2.2.100} = 0,005025$$

$$\sigma_1 = \frac{K.\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\tilde{\omega}_f} = \frac{10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot \frac{0,005025}{1+0,05025} = 956,91 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot K.\eta \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{\phi} = 2,4 \cdot \frac{10^6 \cdot 1,6 \cdot 7}{8} = 2839,72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2839,72 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{verifiee}$$

. Verification de l'effort tranchant

$$A.\bar{\sigma} \geq T + \frac{M_1}{Z} \text{ avec } Z = 7/8 h = 7/8 \cdot 8 = 7 \text{ cm}$$

$$T + \frac{M_1}{Z} = 156 - \frac{20280}{7} = -2741,14 \text{ kg} < 0$$

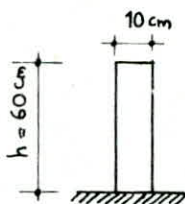
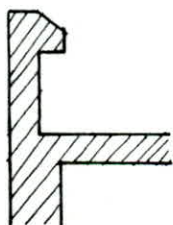
-----> inutile de faire la verification

Les etapes de calcul sont les memes que pour le (1)

Les efforts sollicitant l'acrotiere (2) sont :

- Le poids propre $G = 0,1 \times 0,6 \times 2500 = 150 \text{ kg/ml}$ (effort de compression)
- Surcharge : $P = 100 \text{ kg/ml}$ (applique horizontalement et qui est due a la main courante)

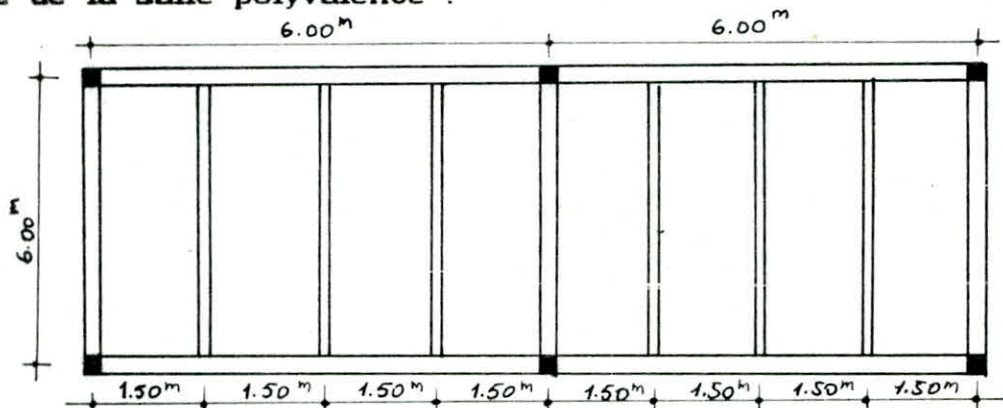
apres calcul on trouve le ferrailage adequat qui est 4T6/ml
($A = 1,13 \text{ cm}^2$) avec un espacement $e = 25 \text{ cm}$



Calcul des dalles

1/ Sollicitations :

1.a/Dalle de la salle polyvalente :



Coffrage :

- Epaisseur d'un panneau $h_0 = 8 \text{ cm}$

$$l_x = 1,30 \text{ m} \quad l_y = 5,70 \text{ m} \quad (\text{entre-nu d'appuis})$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,30}{5,70} = 0,228 < 0,4$$

-----> Notre dalle porte dans un seul sens (le sens de la petite portee)

Charge et surcharges :

- Charges permanentes $g = 527 \text{ kg/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $P = 500 \text{ kg/m}^2$

$$\text{D'apres l'article de (CC.BA.68) 55.1} \quad \frac{P}{g} = \frac{500}{527} = 0,94877 = 0,14252$$

---> dalle portante dans un seul sens avec surcharge moderee

---> On applique la methode forfaitaire

- Sollicitation ponderee du premier genre " totale " :

$$S_1 = g + 1,2 \times P = 527 + 1,2 \times 500 = 1127 \text{ kg/m}^2$$

- Sollicitation totale ponderee du 2^{eme} genre

$$S_2 = g + 1,5 \times P = 527 + 1,5 \times 500 = 1277 \text{ kg/m}^2$$

---> $\frac{S_2}{S_1} = \frac{1277}{1127} = 1,13 < 1,5$ -----> La sollicitation SP_1 est la plus defavorable, il est inutile d'envisager la sollicitation SP_2).

Determination des sollicitations :

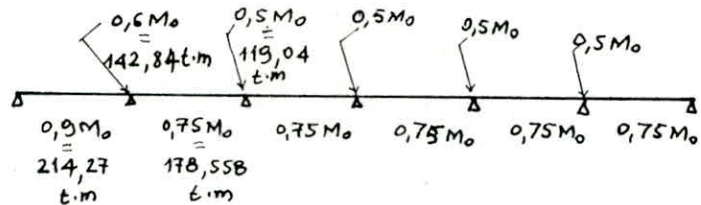
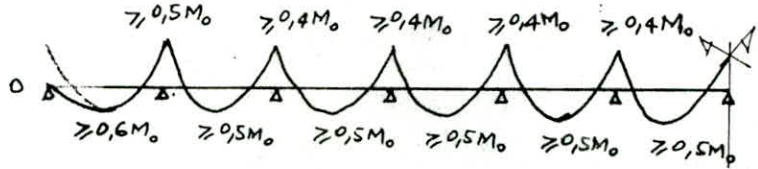
$\rho = 0,228 < 0,4$ -----> la dalle travaille dans le sens de la petite portee (ex) et se calcule comme une poutre continue dans ce sens (bande de 1 m de largeur)

methode forfaitaire du C.C.B.A 68 (arti 55)

$$M_i + \frac{M_{i-1} + M_i}{2} \geq 1,15 M_0$$

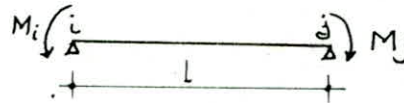
----> avec M_0 : moment isostatique $= \frac{g l^2}{8} = \frac{1127 \cdot 1,3^2}{8} = 238,08 \text{ kg.m}$

Moments flechissants :



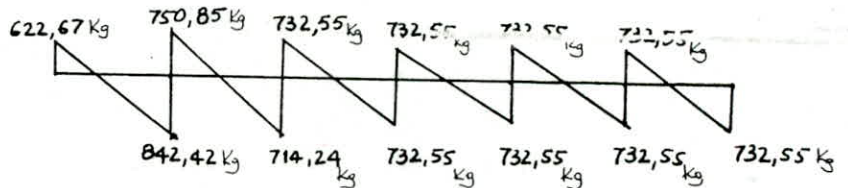
$$T_{id} = g l / 2 + \frac{M_i - M_j}{l}$$

$$T_{jg} = - g l + \frac{M_i + M_j}{l}$$



Effort tranchant :

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



I.1.b Dalle d'autres salles :

Epaisseur du panneau $h_0 = 8 \text{ cm}$

$l_x = 1,30 \text{ m}$ $l_y = 5,70 \text{ m}$ (entre-axe d'appuis)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,30}{5,70} = 0,228 < 0,4$$

----> Notre dalle travaille dans un seul sens (le sens de la petite portee)

Charges et surcharges :

- charge permanente : $g = 527 \text{ kg/m}^2$
- surcharge d'exploitation : $P = 400 \text{ kg/m}^2$

D'après l'article de C.G.B.A.68 5.51 $\frac{P}{\epsilon} < 2$
 $\frac{400}{527} < 2$
 ===> dalle portante dans un seul sens avec surcharge modérée donc on applique la méthode forfaitaire.

- Sollicitation pondérée du premier genre
 $SP1 = \epsilon + 1,2 \times P = 527 + 1,2 \times 400 = 1007 \text{ kg/m}^2$
- Sollicitation totale pondérée du 2^{ème} genre :
 $SP2 = \epsilon + 1,5 \times P = 527 + 1,5 \times 400 = 1127 \text{ kg/m}^2$

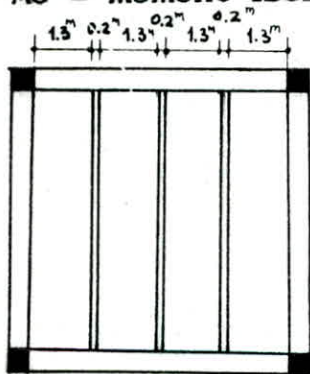
$\frac{SP2}{SP1} = \frac{1127}{1007} = 1,119 < 1,5$ ----> La sollicitation SP1 est la plus défavorable ; il est inutile d'envisager la sollicitation SP2.

Détermination des sollicitations :

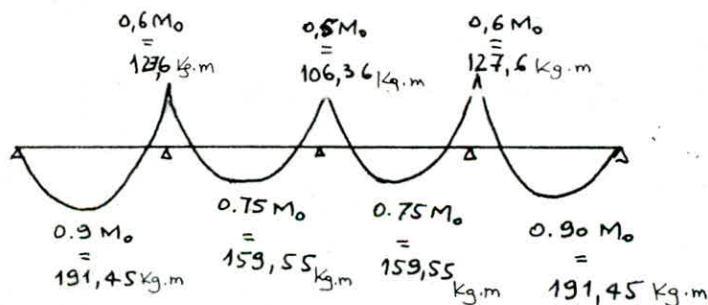
$\rho = 0,228 < 0,4$ ----> la dalle travaille dans le sens de la plus petite portée (l_x) et se calcule comme une poutre continue dans un seul sens. (bande de 1 m de largeur)

Méthode forfaitaire du C.G.B.A.68 (article 55)

$M + \frac{M_{i-1} + M_i}{2} \geq 1,15 M_0$ ---->
 avec $M_0 = \text{moment isostatique} = \frac{\epsilon l_x^2}{8} = \frac{1007 \times (1,3)^2}{8} = 212,728 \text{ kg.m}$

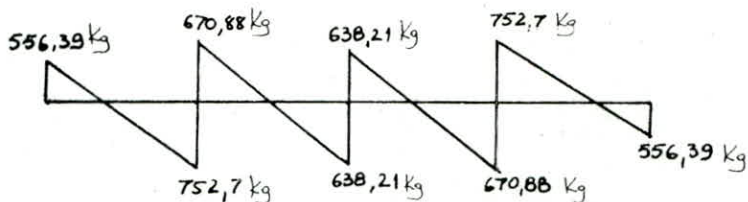
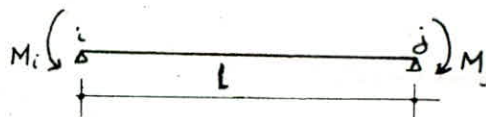


Moment Flechissant



Effort Tranchant

$T_{id} = \epsilon \frac{1}{2} \frac{M_i - M_j}{l} + \frac{1}{2} \frac{M_j - M_i}{l}$
 $T_{jg} = -\epsilon \frac{1}{2} \frac{M_j - M_i}{l} + \frac{1}{2} \frac{M_i - M_j}{l}$



I.2/ Determination des armatures :

I.2.a / Ferrailages des dalles portant dans un seul sens
(Polyvalente et autre salle)

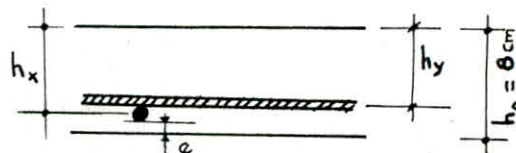
a.1 / Armatures

Le diametre des barres est au plus egal a $\frac{h_o}{10}$

$$\phi \leq \frac{h_o}{10} = \frac{80}{10} = 8 \text{ mm}$$

$$e \geq < 1 \text{ cm}$$

$\phi < \phi <= 8 \text{ mm}$) on prend $\phi = 8 \text{ mm}$



$$h_x = h_t - e - \frac{\phi}{2} = 8 - 1 - 0,4 = 6,6 \text{ cm}$$

$$h_y = h_x - \phi = 6,6 - 0,8 = 5,8 \text{ cm}$$

- Panneau de rive :

a/ Armatures inferieures dans le sens de la petite portee :

Methode P. Charon :

Moment en travée : $M_{tx} = 214,27$

$$\mu = \frac{15 M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_x^2} = \frac{15 \times 21427}{2800 \times 100 \times (66)^2} = 0,0263$$

$$\mu = 0,0263 \rightarrow K = 56 \rightarrow \epsilon = 0,9296$$

$$A_x = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h_x} = \frac{21427}{2800 \times 0,926 \times 6,6} = 1,247 \text{ cm}^2/\text{ml} \approx 4 \text{ T8/ml} \approx 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2500}{56} = 50 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 162 \text{ kg/cm}^2$$

b/ Armatures inferieures dans le sens de la grande portee :

$$A_y \geq \frac{A_x}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2/\text{ml} \approx 4\text{T6/ml} \approx 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on prend forfaitairement 4T6/ml (e = 25 cm)

c/ Armature superieure sur appuis de continuite :

$M_{xa} = M_{ya} = 142,84 \text{ kg.m}$

$$\mu = 0,0175 \rightarrow K = 70,5 \rightarrow \epsilon = 0,9416$$

$$A = \frac{14284}{2800 \times 0,9415 \times 6,6} = 0,821 \text{ cm}^2$$

On prend forfaitairement 4T6 /ml = 1,13 cm² e = 25 cm

d/ Armature sur appuis de rive :

On prend forfaitairement A / Ma = 0,2 Mo = 47,615 Kg.m
Ma = 0,2 Mo ≈ 47,615 Kg.m

$$\text{On trouve : } A = \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{4761,5}{5,77 \times 2800} = 0,294 \text{ cm}^2$$

-----> 3T6/ml (A=0,84cm²; e = 33 cm)

- Panneau intermediaire :

a/ Armature inferieure dans le sens de la plus petite portee :

$$M_{tx} = 176,558 \quad \text{----->} \quad \mu = 0,0219 \quad \text{----->} \quad K = 62 ; \quad \varepsilon = 0,9351$$

$$A_x = \frac{M_x}{\bar{\sigma} \cdot \varepsilon \cdot h_x} = \frac{17855,8}{2800 \times 0,9351 \times 6,6} \approx 1,033 \text{ cm}^2 \quad \begin{matrix} 4T8/ml \\ e = 25 \text{ cm} \end{matrix}$$

On prend forfaitairement : 4T8/ml → A = 2,01 cm²
(e = 25 cm)

b/ Armature inferieure dans le sens de la grande portee :

$$A_y \geq \frac{A_x}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 / \text{ml} \approx 4T6/ml = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prend 4T6/ml (e = 2,5 cm)

c/ Armatures superieures sur appuis de continuite

$$M_{xa} = M_{ya} = 119,039 \quad \text{----->} \quad \mu \approx 0,0146 \quad \text{----->} \quad K = 78 \\ \varepsilon \approx 0,9462$$

$$\text{On prend } 4T6/ml \quad \text{--->} \quad A = 0,68 \\ A = 1,13 \text{ cm}^2$$

a.2 / Verifications :

. Condition de non fragilite :

La notion de pourcentage de non fragilite explicite pour les poutres (section rectangulaire) s'applique pour les dalles.

. La section necessaire est multipliee par le facteur $\frac{2-\rho}{2}$

$$\% \text{ min d'acier } \tilde{\omega}_l = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{tn}} \cdot \frac{2-\rho}{2};$$

$$\text{avec : } \rho = \frac{1}{l_y} \cdot \frac{1,3}{5,70} = 0,228 \quad \frac{2-\rho}{2} = 0,885$$

$$\tilde{\omega}_l = 0,69 \times \frac{1}{4200} \times 0,885 = 1,018 \times 10^{-3}$$

$$\tilde{\omega}_l = \frac{A}{b \cdot h} \implies A = \tilde{\omega}_l \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 6,6 \approx 0,66 \text{ cm}^2$$

On doit verifier (C.C.B.A 68 art. 19.2)

$$A_{\text{calcul}}^{\text{min}} > A$$

$$\frac{A}{b \cdot h_t} \geq \frac{1,2}{\sigma_{tn} - 2200} \implies A_{\text{cal}}^{\text{min}} = 1,13 \text{ cm}^2 > 0,66 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A}{b \cdot h_t} = \frac{1,13}{100 \times 8} = 1,41 \times 10^{-3} > \frac{1,2}{4200 - 2200} = 0,6 \cdot 10^{-3}$$

Ecartements des armatures :

$$\text{Sens x : } 4T8/\text{ml} \implies e = 25 \text{ cm} < \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 3h_0 = 3 \times 10 = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Sens y : } 4T6/\text{ml} \implies e = 25 \text{ cm} < \begin{cases} 45 \text{ cm} \\ 4h_0 = 4 \times 10 = 40 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{verifie})$$

Arret des barres :

Les armatures inferieures dans chaque sens peuvent etre arretees par moities, la longueur du lit est egale a $0,8 l_x = 1,04 \text{ m}$ (suivant sens principal x) et a $l_y - 0,2 l_x$.
 $l_y - 0,2 l_x = 5,70 - 0,2 \cdot 1,3 = 5,44 \text{ m}$ (suivant sens secondaire y); l'autre moitie etant totalement ancree au-dela de la ligne d'appui.

Les armatures superieures (chapeaux) ont une longueur egale au max

$$\max \left\langle \begin{aligned} l'_d &= \frac{\bar{\sigma}_a \cdot \phi}{\tau_d} = \frac{2800 \cdot 0,6}{19,68 \cdot 4} = 21,34 \text{ cm} \\ \frac{l_x}{5} &= \frac{130}{5} = 26 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

$$\text{avec } \bar{\tau}_d = 1,25 \cdot \phi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot (1,5)^2 \cdot 39 = 16,58 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\phi_d = 1,5 \implies \text{HA})$$

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \cdot \phi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot (1,5)^2 \cdot 5,9 = 16,59 \text{ Kg/cm}^2$$

($\phi_d = 1,5 \rightarrow \text{HA}$)

Effort tranchant :

$$T_{\max} = 842,426 \text{ kg} \rightarrow \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{842,426}{100 \cdot 5,775} = 1,459 \text{ k/cm}^2$$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 6,6 = 5,775 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 7 = 8,05 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b$$

----> Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Sur appuis

$$T + \frac{M}{Z} = 842,426 - \frac{119,039 \cdot 10^2}{5,775} = -1218,85 < 0$$

----> Aucune vérification de section des armatures inférieures et leur ancrage n'est nécessaire

Fissuration :

$$\tilde{\omega}_{f \min} = \frac{A^{\min}}{2 d d} = \frac{2,01}{2 \cdot 1,4 \times 100} = 7,2 \cdot 10^{-9}$$

$$\sigma_1 = \frac{K \nu}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = 1,5 \cdot 10^6 \frac{0,0072 \cdot 1,6}{1 + 0,072 \cdot 8} = 2014,92 \approx 2015 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \frac{K \nu \bar{\sigma}_b}{\phi} = 2,4 \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6^6 \cdot 5,9}{8} = 3192,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

Vérification de la flèche :

C.C.B.A 68 (art.61.22) : On peut admettre qu'il n'est pas utile de donner une justification de flèche des hourdis si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h_0}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} \implies \frac{h_0}{l_x} = \frac{8}{130} = 0,0615 > \frac{0,3 M_0}{20 M_0} = 0,045$$

$$2) \tilde{\omega}_0 = \frac{A}{b \cdot h} < \frac{20}{\sigma_{ex}} \implies \tilde{\omega}_0 = 3,045 \cdot 10^{-9} < \frac{20}{4200} = 4,76 \cdot 10^{-9}$$

====> Inutile de faire la vérification à la flèche

CALCUL DE LA DALLE

La dalle triangulaire sera calculée par la méthode des lignes de rupture $m=Q/18=qa^2/36$

soit une plaque encastree sur deux cotes de l'angle droits, qu'on multiplie pour un coefficient de majoration $\gamma = 1,7$

$$M_{apx} = M_{apy} = 0.5(m \cdot \gamma)$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.5 \times 1.7 (m \cdot \gamma)$$

- Salle de projection :

- Charge permanente

- Dalle pleine $e = 15$ cm

375 kg/m²

- revêtement

150 kg/m²

G = 525

- surcharge

P = 500

On obtient une charge uniformément répartie

$$q = G + 1,2 P = 1125 \text{ kg/m}^2$$

$$m = Q/18 = 1125 \text{ kg.m}$$

$$M_{atx} = 1625,625 \text{ kg.m}$$

. Ferrailage de la dalle :

$$\mu = \frac{15 M}{b h^2 \bar{\sigma}_a} = 0,0477 \rightarrow \epsilon = 0,9881; k = 39,4$$

$$\text{d'où } A = \frac{M}{\epsilon h \bar{\sigma}_a} = 4,73 \text{ cm}^2 = 9 \text{ T } 10 = 7,06$$

$$e = 11 \text{ cm.}$$

. Ferrailage aux appuis : Aa

$$Aa = 2,72 \text{ cm}^2 = 5 \text{ T } 10 = 3,92 \text{ cm}^2$$

- * Verification à la fissuration

$$w_f = \frac{A}{2bd} = 0,0235$$

$$\sigma_1 = 3044,53 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_2 = 2331,81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a \text{ ----> vérifié}$$

- * Verification des contraintes

$$\tilde{w} = \frac{100 \times A}{b \cdot h} = 0,5229 \text{ ----> } \begin{cases} k = 31,1 \\ \varepsilon = 0,8915 \end{cases}$$

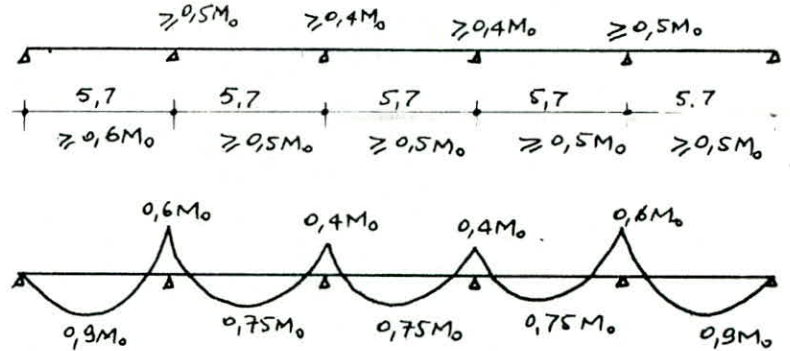
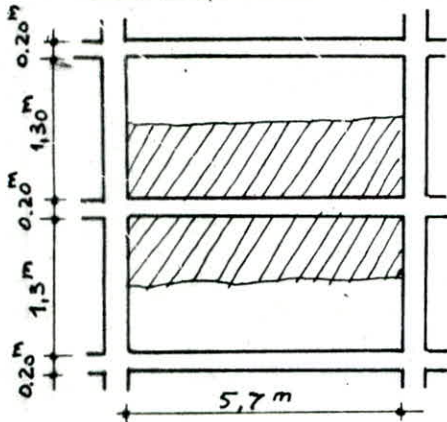
$$\sigma_a = \frac{M}{\varepsilon \cdot R \cdot A} ; \bar{\sigma}_b = \frac{\sigma_a}{k}$$

d'où on aura comme contrainte

$$\sigma_a = 1913,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b' = 61,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

Donc vérifiée.

Calcul des longeronsI.1 Sollicitations - Ferrailage :

. Portee entre-nus des appuis : $l = 5,7m$

* Sollicitations :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,30}{5,70} = 0,23 < 0,40$$

—> On suppose que les charges des panneaux de dalles se transmettent exclusivement aux poutrelles.

. Charges permanentes :

- dalle	--->	$527 \times (1,3 + 0,2) =$	790,5 kg/ml
- retombee des poutrelles	--->	$2500 \times 0,2 \times 0,32 =$	160 kg/ml
total			$g = 950,5 \text{ kg/ml}$

. Surcharges : ---> $p = 400 \times (1,3 + 0,2) = 600 \text{ kg/ml}$

. Charge totale ---> $q = g + 1,2p = 1670,5 \text{ kg/ml}$

Poutrelle isostatique :

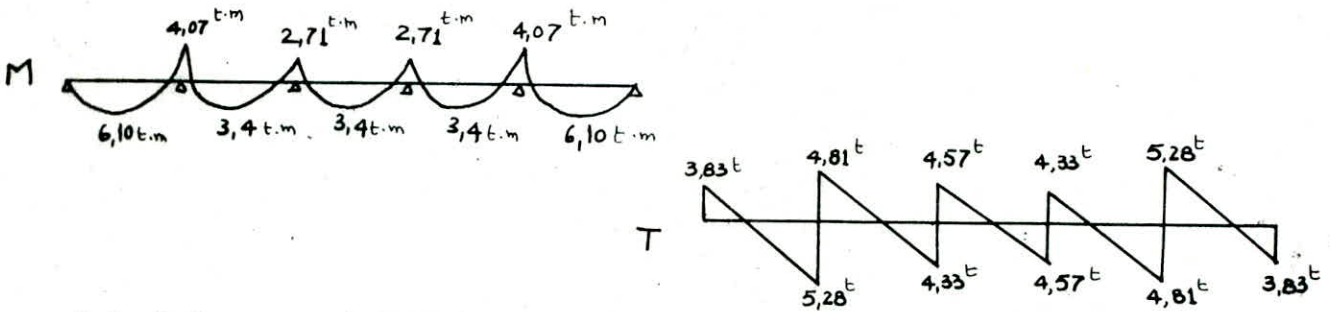
$$M_0 = q \frac{l}{8} \text{ et } T = \frac{ql}{2} \text{ --->}$$

soll	dechargees	surchargees seule	chargees
Mo [t.m]	3,86	2,437	6,78
T [t]	2,7	1,71	4,57

Poutrelles continues :

$$\frac{T_o P}{T_o \epsilon} = \frac{1,71}{2,7} = 0,64 < 1,5 \rightarrow \text{On peut appliquer la methode forfaitaire de l'Art. 55 du CCBA 68}$$

$$M_t + \left| \frac{M_{l-1} + M_l}{2} \right| \geq 1,15 M_o \quad q = 1670,5 \text{ kg/ml} \rightarrow M = 6,78$$

Calcul des armatures :

a/ Armatures longitudinales :

- Sur appui : $M_o = 4,07$

----> etude section rectangulaire 20x40

$$\mu = \frac{15M_o}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 4,07 \cdot 10^5}{2800 \cdot 20 \cdot (37)^2} = 0,07 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8914 \\ K = 31,1 \end{cases}$$

$$A = \frac{4,07 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8914 \cdot 37} = 4,4 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T14 \quad (A = 4,62 \text{ cm}^2)$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{31,1} = 90 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

- En travée : $M_t = 6,10 \text{ t.m}$

Etude section en T ----->

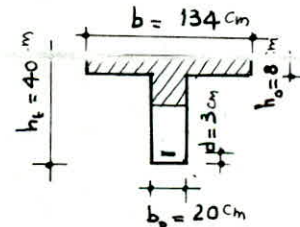
. Largeur "b" de la table de compression :

$$\frac{b - b_o}{2} = \min \frac{l}{10} = \frac{570}{10} = 57 \text{ cm}$$

$$\frac{l_x}{2} = \frac{130}{2} = 65 \text{ cm}$$

$$\frac{2}{3} \text{ (distance au pt. de moment nul le plus proche)} = \frac{2}{3} \cdot 124 = 82,7$$

$$\rightarrow \frac{b - b_o}{2} = 57 \rightarrow b = 2 \cdot 57 + 20 = 134 \text{ cm}$$



$$M_T = K_T \cdot b h_0^2$$

$$K_T = \frac{\bar{\sigma}_a}{2n} \frac{h-h_0}{h-h_0} \cdot \frac{1}{3} = \frac{2800}{30} \frac{37-2,66}{37-8} = 110,52$$

$$\Rightarrow M_T = 110,52 \times 134 \times 100 = 14,81 \cdot 10^5 \text{ t.m}$$

$$M_T > M_t = 6,10 \cdot 10^5 \Rightarrow \text{l'axe neutre tombe dans la table}$$

\Rightarrow Section rectangul. $b \times h = (134 \times 40)$

$$\mu = \frac{15M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 6,10 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (37)^2} = 0,02387 \Rightarrow \epsilon = 0,9326$$

$K = 59,3$

$$\Rightarrow A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a h \epsilon} = 6,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5T14 \quad (A = 7,69 \text{ cm}^2)$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{59,3} = 47,22 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures transversales :

$$T_{\max} = 5,28 \text{ t}$$

◆ Contrainte tangente :

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b_0 z} = \frac{5,28 \cdot 10^3}{20,7/8,37} = 8,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = 47,22 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc}^- = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow \text{armatures d'ames droite}$$

Contrainte admissible des armatures transversales : $\bar{\sigma}_{at}$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \sigma_{en} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800$$

$$(\rho_a = 2/3 \Rightarrow \text{avec reprise de betonage})$$

Espacement des cours successifs d'armatures transversales :

$$t = \text{Sup} \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_1 = h \left(1 - \frac{0,3\tau_b}{\sigma_b} \right) = 37 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 8,15}{5,9} \right) = 21,7 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 = 0,2 h = 7,4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow t \leq \frac{z \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot A_t}{T} = \frac{32,375 \cdot 2800 \cdot 0,85}{5,28 \cdot 10^3} = 14,6 \text{ cm}$$

on prend $t = 13 \text{ cm}$

Verifications diverses :

1- Fissuration :

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A^{\min}}{2bd} = \frac{4,62}{2 \cdot 20 \cdot 3} = 0,0385$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\tilde{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^2 \cdot 1,6 \cdot 0,0385}{14 \cdot 1+0,385} = 4765,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \frac{\sigma}{b}}{\phi}} = 2413,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 4765,34 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \quad \text{---> verifiee}$$

2- Condition de non fragilite :

$$A^{\min} = 4,62 \text{ cm}^2 \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}}{\sigma_{en}} = 0,72 \text{ cm}^2 \quad \text{---> verifiee}$$

3- Condition aux appuis :

$$T + \frac{M}{Z} \leq A \cdot \bar{\sigma}_a$$

T(t)	M(t.m)	$(T + \frac{M}{Z}) / \bar{\sigma}_a$
3,83	0	1,37
5,28	-4,07	-2,6

---> verifiee

4- Entraînement des barres tendues (art. 29 du CCBA 68)

$$\tau_d = \frac{T}{p \cdot Z} ; p : \text{perimetre total adherent} \\ \text{---> 1 barre ---> } p = \pi \cdot \phi$$

$$T = 5,28 \text{ t} \\ (3T14) \quad \text{---> } \tau_d = \frac{5,28 \cdot 10^3}{\pi(3,14)7/8 \cdot 37} = 12,36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 2 \phi_d \alpha_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 > \tau_d = 12,36 \text{ kg/cm}^2$$

---> verifiee

5- Liaison hourdis nervures (CCBA art. 25.2)

$$\tau_b = T \frac{(b-b_0)}{2} / zbh_0$$

$$b = \frac{b-b_0}{2} = \frac{134-20}{2} = 57 \text{ cm}; \quad z = 32,375 \text{ cm}; \quad h = 8 \text{ cm};$$

$$b_0 = 20; \quad b = 134 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{5,28 \cdot 10 \cdot 57}{134 \cdot 32,375 \cdot 8} = 8,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 4 \bar{\sigma}_b = 4 \cdot 5,9 = 23,6 \Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$$

6- fleche :

$$h_t^{\min} = 40 > \frac{l_{\max}}{16} = \frac{570}{16} = 35,62 \text{ cm}$$

$$h_t^{\min} = 40 > \frac{l_{\max}}{10} \frac{M_t^{\max}}{M_0} = \frac{570}{10} \frac{0,9 M_0}{M_0} = 51,3 \text{ cm}$$

La 2^{eme} condition etant non verifiee \Rightarrow verification de la fleche

Calcul de la fleche :

$$E_I = 21000 \quad \bar{\sigma}'_j = 378000 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma'_j = 1,2 \sigma'_{28} = 1,2 \cdot 270 = 324 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_V = 7000 \quad \bar{\sigma}'_j = 126000 \text{ kg/cm}^2; \quad \tilde{\omega} = \frac{A}{b_0 h} = \frac{7,69}{20,37} = 10,39 \cdot 10^{-9}$$

$$\lambda_t = \frac{\bar{\sigma}_b}{72(2+3b/b_0)\tilde{\omega}} = \frac{5,9}{72(2+3 \cdot \frac{20}{134})10,39 \cdot 10^{-9}} = 3,22$$

$$\lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180(2+3b/b_0)\tilde{\omega}} = 1,3$$

Moment d'inertie de la section rendue homogene totale :

$$I_t = 354,376 \text{ cm}^4$$

$$g = 950,5 \text{ kg/ml} \quad \text{----} \rightarrow q_0 = p + g = 1550,5 \text{ kg/ml}$$

$$p = 600 \text{ kg/ml}$$

$$M_g = M_j = 0,9 \cdot 950,5 \cdot \frac{(5,7)^2}{8} = 3474,2 \text{ kg.m}$$

$$M_{q_0} = 0,9 \cdot 1550,5 \cdot \frac{(5,7)^2}{8} = 5667,27 \text{ kg.m}$$

$$\mu_{q0} = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a bh^2} = 0,01655 \quad \text{--->} \quad \varepsilon = 0,9432$$

$$\mu_g = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a bh^2} = 0,01014 \quad \text{--->} \quad \varepsilon = 0,955$$

$$\text{--->} \quad \sigma_{aq0} = 2111,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{--->} \quad \sigma_{ag} = 1278,566 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 1 - \frac{5\bar{\sigma}_b}{4\bar{\omega}\bar{\sigma}_a + 3\bar{\sigma}_b} \quad \Rightarrow \quad \mu_{i9} = 1 - \frac{5,5,59}{4,10,39 \cdot 10^{-9} \cdot 2111,75 + 3,5,9}$$

$$\mu_{i9} = 0,72$$

$$\mu_v = \mu_{i1} = \mu_{i2} = 0,58$$

$$I_f = \frac{I_t}{1 + \lambda\mu} \quad \text{--->} \quad I_{fv} = \frac{354,376 \cdot 10^{-9}}{1 + 1,3 \cdot 0,58} = 202,04 \cdot 10^3 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi1} = I_{fi2} = \frac{354,376 \cdot 10^{-9}}{1 + 3,22 \cdot 0,58} = 123,58 \cdot 10^3 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi9} = \frac{354,376 \cdot 10^{-9}}{1 + 3,22 \cdot 0,72} = 106,8 \cdot 10^3 \text{ cm}^4$$

$$f_{g00} = \frac{Mgl^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{347420 \cdot (5,7)^2 \cdot 10^{-4}}{10 \cdot 126000 \cdot 202,04 \cdot 10^3} = 0,44 \text{ cm}$$

$$f_{g0} = f_{j0} = \frac{347420 \cdot (5,7)^2 \cdot 10^{-4}}{10 \cdot 378 \cdot 10^3 \cdot 123,58 \cdot 10^3} = 0,242 \text{ cm}$$

$$f_{q0} = \frac{Mg0l^2}{10E_i I_{fi9}} = \frac{566727 \cdot (5,7)^2 \cdot 10^{-4}}{10 \cdot 378 \cdot 10^3 \cdot 106,8 \cdot 10^3} = 0,456 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{g00} - f_{j0} - f_{g0} + f_{q0} = 0,412 \text{ cm} < f_{adm} = 0,5 + 1/100 = 1,07 \text{ cm}$$

---> veriflee

7- Contraintes : (P.Charon)

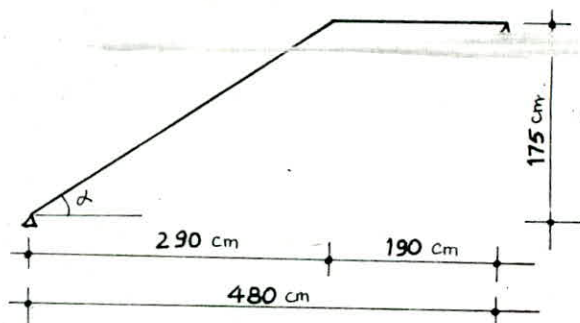
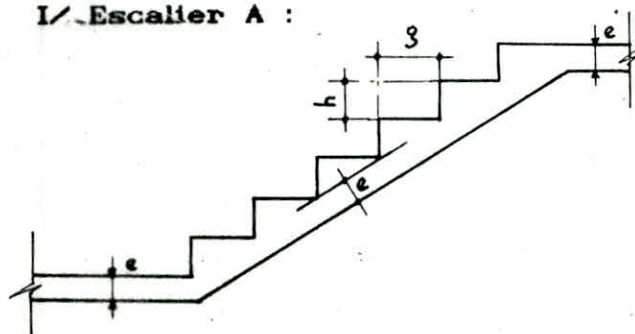
D	E	$Y_1(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ'_b (kg/cm ²)	σ''_a (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}''_a$ (kg/cm ²)	σ''_a
0,86	63,7	7,2	$119,107 \cdot 10^3$	36,87	2289,3	137	2800	

Les escaliers

La cage d'escalier à étudier comporte deux types d'escalier :

- Escalier "A" menant du sous-sol au palier intermédiaire.
- Escalier "B" pour les autres étages supérieurs.

I/ Escalier A :



$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,75}{2,90} = 0,603 \quad \text{---->} \quad \alpha = 31,108^\circ \quad \text{---->} \quad \begin{array}{l} \operatorname{SIN} \alpha = 0,516 \\ \operatorname{COS} \alpha = 0,856 \end{array}$$

* Condition de " Blondel "

- hauteur de marche (Contre-marche) $h = 17,5 \text{ cm}$
- largeur de marche (giron) $g = \frac{2,90}{10} = 29 \text{ cm}$

On doit vérifier que ----> $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$
 $2h + g = 64 \text{ cm}$ ----> $59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$ donc c'est vérifié

* Prédimensionnement :

On prend la même épaisseur "e" pour la paillasse et pour le palier :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{---->} \quad \frac{480}{30} \leq e \leq \frac{480}{20} \quad \text{---->} \quad 16 \text{ cm} \leq e \leq 24 \text{ cm}$$

----> On prend $e = 20 \text{ cm}$

* Charge et Surcharge :

- Paillasse :

- Poids Propres : $\frac{2500 \times e}{\operatorname{COS} \alpha} = \frac{2500 \times 0,2}{0,856} = 584,11 \text{ kg/m}^2$

- Poids des marches : $\frac{2200 \times h}{2} = \frac{2200 \times 0,175}{2} = 192,5 \text{ kg/m}^2$

- Revêtement : Carrelage : 2 cm

-----> 84 kg/m^2

Mortier : 2 cm

- Garde-corps : Métal léger ----> 20 kg/m^2

Σ pour une bande de 1m de largeur $\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge } g_1 = \Sigma = 880,61 \text{ kg/ml} \\ \text{Surcharge } P_1 = 400 \text{ kg/ml} \end{array} \right.$

• **Pallier :**

. Poids Propre : $2500 \times 0,2 = 500 \text{ kg/m}^2$
 . Revêtement : 84 kg/m^2

Σ pour une bande de 1m de largeur $\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge } 584 \text{ kg/ml} \\ \text{Surcharge } 400 \text{ kg/ml} \end{array} \right.$

$G_2 = 584 \text{ kg/ml}$

$P_2 = 400 \text{ kg/ml}$ [$400 \text{ kg/m}^2 \times 1\text{m}$]

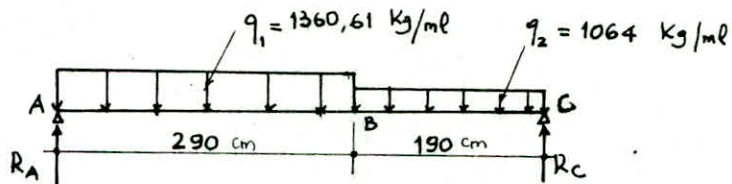
• **Charges totales :** Paillasse $\rightarrow q_1 = g_1 + 1,2 P_1 = 880,61 + 1,2 \times 400$

$$q_1 = 1360,61 \text{ kg/ml}$$

Pallier : $\rightarrow q_2 = g_2 + 1,2 \times P_2 = 584 + 1,2 \times 400$

$$q_2 = 1064 \text{ kg/ml}$$

• **Schema statique :**



. Reaction d'appui : $\Sigma M/A = 0 \rightarrow \frac{1}{2} q_1 l^2 + \frac{2}{2} q_2 l^2 - R C L = 0$

$$R_C = \frac{1360,61 \cdot (2,90)^2}{2} + 1064 \times 1,90 \times (2,90 + \frac{1,90}{2}) / 4,80$$

$$R_C = 2813,44 \text{ kg}$$

$$\Sigma c^r \left(\frac{q_2 l^2}{2} + \frac{q_1 l^2}{2} - R_A L \right) = 0$$

$$R_A = \left(\frac{1064 \times (1,90)^2}{2} + 1360,61 \times 2,9 \times (1,90 + \frac{2,90}{2}) \right) / 4,80$$

$$R_A = 3153,92 \text{ kg}$$

• **Moments flechissants et efforts tranchants :**

$$0 \leq x_1 \leq 2,90 \rightarrow M_x = R_A x_1 - q_1 \frac{x_1^2}{2}$$

$$x_1 = 0 \rightarrow M = 0$$

$$x_1 = 2,90 \rightarrow M = 3425 \text{ kg.m}$$

$$T_1 = R_A - q_1 x_1 \quad \left\{ \begin{array}{l} x = 0 \rightarrow T = R_A = 3153,92 \\ x = 2,90 \rightarrow T = -791,849 \text{ kg} \end{array} \right.$$

$$2,90 \leq x_2 \leq 4,80 \rightarrow M_{x_2} = R_A x - q_1 \cdot 2,90 \cdot (x - \frac{2,90}{2}) - \frac{q_2 (x-2,90)^2}{2}$$

$$M_{x_2} = 3153,92 \cdot x_2 - 1360,61 \cdot 2,90 (x - \frac{2,90}{2}) - \frac{1064}{2} \frac{(x-2,90)^2}{2}$$

$$\begin{array}{l} x = 2,90 \quad M \rightarrow 3425 \text{ kg.m} \\ x = 4,8 \quad M \rightarrow 0,030 \approx 0 \end{array}$$

$$T_{x_2} = R_A - q_1 \cdot 2,90 - q_2 (x-2,9)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 2,90 \rightarrow T = -791,849 \text{ kg} \\ x = 4,80 \rightarrow T = -2813,449 \text{ kg} \end{array} \right.$$

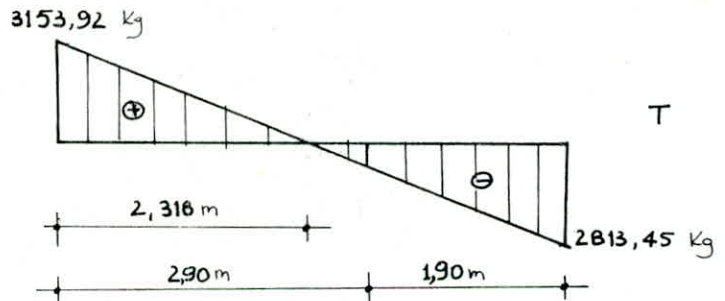
Moment maximal est $\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow R_A - q_1 x = 0$

$$\Rightarrow x = \frac{R_A}{q_1} = \frac{3153,92}{1360,61} = 2,318 \text{ m}$$

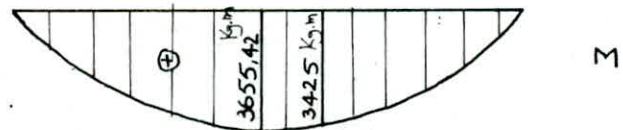
$$M_{\max} = 3655,42 \text{ kg.m}$$

Diagrammes:

Efforts tranchants



Moments flechissants



• Calcul des armatures :

On fait le calcul par la methode de "P. Charon "

a/ En travée : $M_t = 3655,42 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15 M_t}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 365542}{2800 \times 100 \times (20-2)^2} = 0,0604 \quad \left\{ \begin{array}{l} K = 34,1 \\ \epsilon = 0,8982 \end{array} \right.$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{34,1} = 82,11 \text{ kg/cm}^2 < 162 = \bar{\sigma}'_b$$

◆ Pas d'armatures comprimées

- Armatures longitudinales inférieures (principales) :

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{365542}{2800 \times 0,8982 \times 18} = 8,0748 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 8T12/ml \approx 9,05 \text{ cm}^2$$

L'espacement est : $e = 12,5 \text{ cm}$

- Armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A_t}{4} = \frac{8,07}{4} = 2,01 \rightarrow 5T8/ml$$

L'espacement est $e = 20 \text{ cm}$

b/ Sur appui : $M_a \approx 0$

Donc on prendra la quantité d'acier minimale donnée par la condition de non fragilité :

$$A \geq bh \cdot 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \rightarrow A \geq 100 \cdot 18 \cdot 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A \rightarrow 5T8/ml \text{ (} 2,51 \text{ cm}^2 \text{) } \quad A = 2,51 \text{ cm}^2 > 1,74 \text{ cm}^2$$

Espacement = 20 cm

* Verifications :

. Contraintes : (Methodes P.Charon)

$$M_t = 3655,42 \text{ kg.m}$$

$$A_t = 9,05 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{Enrobage} = 1,5 \text{ cm} \rightarrow d = 2,1$$

$$\rightarrow h = 17,9 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \tilde{\omega} = \frac{100.A}{b h} = 0,5065 \rightarrow K = 31,7 ; \epsilon = 0,8929$$

$$\sigma_a = \frac{M_t}{A_t \cdot \epsilon \cdot h} = 2527,16 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A^{\min} = 2,51 > 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 17,9 \cdot \frac{7}{4200} \approx 2,06 \quad (\text{verifie})$$

Fissuration :

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A^{\min}}{2 b d} = \frac{2,51}{2 \times 100 \times 1,9} = 0,0066$$

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10 \tilde{\omega}_f} = 1,5 \cdot 10^6 \times \frac{1,6}{12} \times \frac{0,0066}{1+10 \times 0,0066} = 1238,27$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta k \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{12}} = 2607,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2500 \text{ kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2607,07 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{verifiee})$$

Fleche :

$$\frac{A^{\max}}{b h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \rightarrow \frac{A^{\max}}{b h} = \frac{9,05}{\frac{100 \times 18}{43}} = 5,10^{-9}$$

$$\frac{9,05}{4200} = 10,2 \cdot 10^{-9}$$

\(\Rightarrow\) inutile de justifier la fleche

Condition d'appui :

$$A \bar{\sigma}_a \geq \left(T + \frac{M}{Z} \right) \quad (\text{effort de traction des armatures inferieures})$$

aux appuis $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

Escalier	appui	A (cm ²)	Z (cm)	M (kg.m)	T (kg)	T + $\frac{M}{Z}$ (kg)	$\bar{A}\sigma_a$ (kg)
type "a"	A	9,05	—	—	3153,92	3153,92	25340
	C	9,05	—	—	2813,449	2813,449	25340

N.B : Si $T + \frac{M}{Z} < 0$ → aucun effort de traction des armatures inférieures aux appuis.

→ Verifiée

5. Armatures transversales :

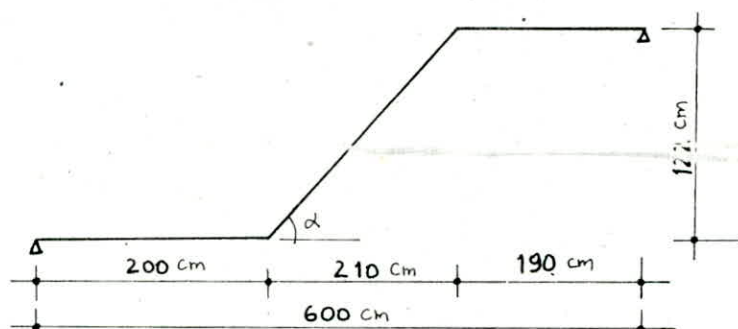
$$\text{Contrainte de cisaillement : } \tau = \frac{T_{\max}}{b Z}$$

$$\text{avec } \bar{\tau}_b = 1,15 \sigma_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{3153,92}{100 \times 15,75} = 2,00248 < \bar{\tau}_b$$

→ pas besoin d'armatures transversales

Calcul de l'escalier B



$$\operatorname{Tg} \alpha = \frac{1,22}{2,1} = 0,58095 \rightarrow \alpha = 30,15 \rightarrow \sin \alpha = 0,5023 ; \cos \alpha = 0,8646$$

* Condition de "Blondel" :

- Hauteur de la marche (Contre-marche) : $h = 17,5 \text{ cm}$
- Largeur de la marche (giron)

$$g = \frac{2,1}{7} = 0,3 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{On doit avoir : } 59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$2h + g = 2 \times 17,5 + 30 = 65 \rightarrow 59 < 65 < 66$$

* Predimensionnement :

- On prend la meme epaisseur "e" pour la pailasse et pour les paliers

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{600}{300} \leq e \leq \frac{600}{20} \rightarrow 20 \leq e \leq 30$$

==> On prend : $e = 20 \text{ cm}$

* Charges et surcharges :

$$\text{Poids propre : } \frac{2500 \cdot e}{\cos \alpha} = \frac{2500 \cdot 0,2}{0,865} = 578,035 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Poids des marches : } \frac{2200 h}{2} = 192,5 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Revetement : } \begin{cases} \text{Carrelage : } 2 \text{ cm} \\ \text{Mortier : } 2 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow 84 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Garde corps : Metal leger} \rightarrow 20 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Bande de } 1\text{m} \begin{cases} \text{Charge} \rightarrow g_1 = 874,54 \text{ kg/ml} \\ \text{Surcharge} \rightarrow p_1 = 400 \text{ kg/ml} \end{cases}$$

- Palier

$$\cdot \text{ Poids propre : } 2500 \cdot 0,2 = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$\cdot \text{ Revêtement : } \longrightarrow 84 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Bande de 1m} \left\{ \begin{array}{l} \text{Charge} \longrightarrow 584 \text{ kg/ml} \\ \text{Surcharge} \longrightarrow 400 \text{ kg/ml} \end{array} \right.$$

$$\implies \epsilon_2 = 584 \text{ kg/ml}$$

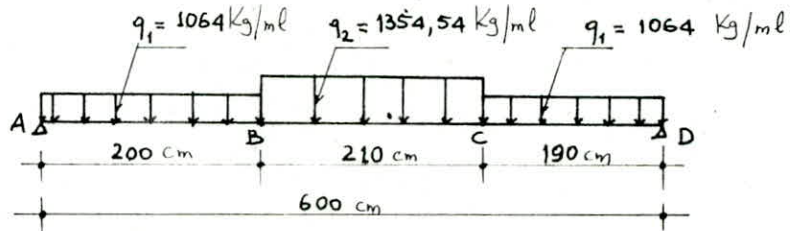
$$p_2 = 400 \text{ kg/ml} \left[400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 1\text{m} \right]$$

$$\text{Charges totales : paillasse} \longrightarrow q = \epsilon_1 + 1,2 p = 874,54 + 1,2 \cdot 400 = 1354,54 \text{ kg/ml}$$

$$\text{palier} \longrightarrow q_2 = \epsilon_2 + 1,2 p_2 = 584 + 1,2 \times 400 = 1064 \text{ kg/ml}$$

* Sollicitations :

. Schema statique :



. Reactions d'appui

$$\sum M/A = 0 \longrightarrow R_D \cdot 6 = 1064 \cdot 1,9 \cdot 5,05 + 1354,54 \cdot 2,1 \cdot 3,05 + 1064 \cdot 2,1$$

$$\longrightarrow R_D = 3502,15 \text{ kg}$$

$$\sum F = 0 \implies R_A = 1064 \cdot (2+1,9) + 1354,54 \cdot 2,1 - 3502,15$$

$$\longrightarrow R_A = 3491,984 \text{ kg}$$

. Moments flechissants :

$$0 \leq x_1 < 2,00 \quad M(x_1) = 3491,984 x - 1064 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$2 \leq x_2 < 4,1 \quad M(x_2) = -1064 \cdot 2(x-1) + 3491,984 \cdot x - 1354,54 \cdot \frac{(x-2)^2}{2}$$

$$x = 2 \quad M(2) = 4855,968 \text{ kg.m}$$

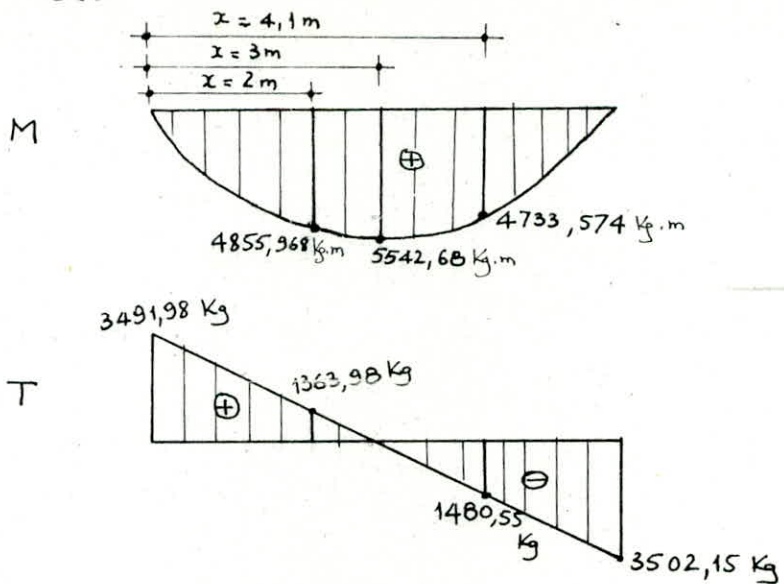
$$x = 4,1 \quad M(4,1) = 4733,574 \text{ kg.m}$$

$$4,1 < x_3 < 6 \quad M(x_3) = -1064 \cdot 2 \cdot (x-1) + 3491,984 \cdot x - 1354,54 \cdot 2,1 \cdot (x-3,05)$$

$$- 1064 \cdot \frac{(x-4,1)^2}{2}$$

$$x = 4,1 \quad M(4,1) = 4733,574 \text{ kg.m}$$

$$x = 6 \quad M(6) = 0,0087 \approx 0$$



$$\frac{dM}{dx} = 0 \implies x = 3 \text{ m}$$

pour $x = 0$ $M(3) = 5542,68 \text{ kg.m}$

• Calcul des armatures :

On fait le calcul par la methode de " P.Châton "

En trouee $M_t = 5542,68 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 5542,68 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (20-2)^2} = 0,0916 \longrightarrow K = 26,2$$

$$\epsilon = 0,8786$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{26,2} = 106,87 \text{ kg/cm}^2 < 162 = \bar{\sigma}_b'$$

====> pas d'armatures comprimees

Armatures longitudinales inferieures (principales) :

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{554268}{2800 \cdot 0,8786 \cdot 18} = 12,52 \text{ cm}^2 \longrightarrow 9T14/ml$$

(13,85 cm²)
(e = 10 cm)

Armatures de repartition :

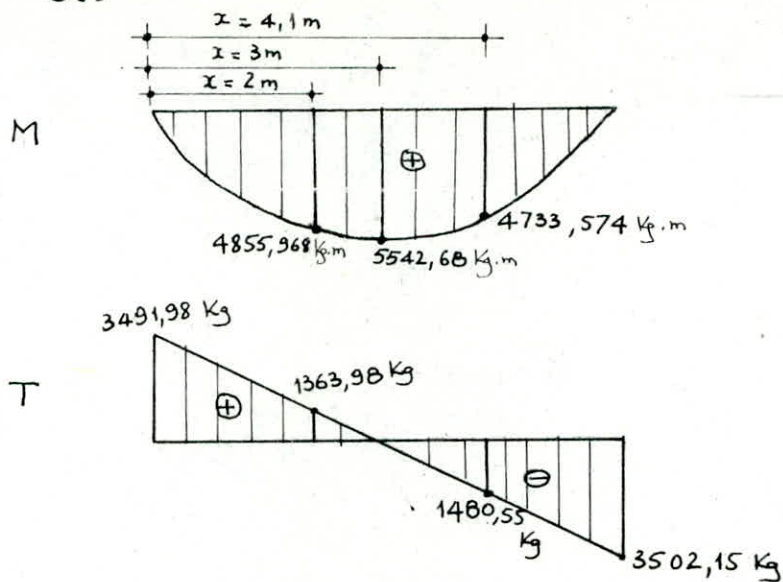
$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{12,52}{4} = 3,13 \text{ cm}^2 \longrightarrow 8T8/ml$$

(e = 12,5 cm)

Sur appuis negligeaes on prendra la quantite d'acier minimale donnee par la condition de non fragilite

$$A \geq b h \cdot 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \longrightarrow A > 2,07 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5T8/ml (2,51 \text{ cm}^2)$$

(e = 20 cm)



$$\frac{dM}{dx} = 0 \implies x = 3 \text{ m}$$

pour $x = 0$ $M(3) = 5542,68 \text{ kg.m}$

* Calcul des armatures :

On fait le calcul par la methode de " P.Charon "

En trouee $M_t = 5542,68 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 5542,68 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (20-2)^2} = 0,0916 \longrightarrow K = 26,2$$

$$\epsilon = 0,8786$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{26,2} = 106,87 \text{ kg/cm}^2 < 162 = \bar{\sigma}_b$$

====> pas d'armatures comprimees

Armatures longitudinales inferieures (principales) :

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{554268}{2800 \cdot 0,8786 \cdot 18} = 12,52 \text{ cm}^2 \longrightarrow 9T14/ml$$

(13,85 cm²)
(e = 10 cm)

Armatures de repartition :

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{12,52}{4} = 3,13 \text{ cm}^2 \longrightarrow 8T8/ml$$

(e = 12,5 cm)

Sur appuis negligees on prendra la quantite d'acier minimale donnee par la condition de non fragilite

$$A \geq b h \cdot 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \longrightarrow A > 2,07 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5T8/ml (2,51 \text{ cm}^2)$$

(e = 20 cm)

• Verifications :

Contraintes : (Methodes P.Charon)

$$M_t = 5542,68 \text{ kg.m}$$

$$A_t = 13,85$$

$$\text{Enrobage} = 1,5 \text{ cm} \longrightarrow d = 2,1$$

$$\longrightarrow h = 17,9 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \tilde{\omega} = \frac{100 A}{b h} = 0,774 \longrightarrow K = 24,5 ; \epsilon = 0,8734$$

$$\sigma_a = \frac{M_t}{A_t \cdot \epsilon \cdot h} = 2559,786 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{24,5} = 114,285 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_b' = 162 \text{ kg/cm}^2$$

Condition de non fragilite :-

$$A^{\min} = 13,85 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 100 \times 17,9 \times \frac{\sqrt{5,9}}{4200} = 1,73 \text{ cm}^2$$

--> verifiee

Fissuration :

$$\tilde{\omega}_{fmin} = \frac{A}{B_f} = \frac{A^{\min}}{2 d b} = \frac{2,51}{2 \times 1,9 \times 100} = 0,0066 \longrightarrow$$

$$\rightarrow \sigma_1 = 1857,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_2 = 2840 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2840 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (verifiee)}$$

Fleche :

$$\frac{A^{\max}}{b h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \longrightarrow \frac{A^{\max}}{b h} = \frac{13,85}{10018} = 0,00769 = 7,69 \cdot 10^{-3}$$

$$< \frac{43}{\sigma_{en}} = \frac{43}{4200} = 10,2 \cdot 10^{-3}$$

⇒ inutile de justifier la fleche

Condition d'appui :

$$\bar{\sigma}_a \geq \left(T + \frac{M}{Z} \right) \quad \left(\text{effort de traction des armatures inferieures} \right)$$

$$A \text{ (cm}^2\text{)} = 2,51 \text{ cm}^2 \quad Z = 7/8.h = \frac{7}{8} \cdot 15 = 13,125 \text{ cm}$$

$$T_{\max} = 3502,15 \text{ kg}$$

$$M = 0$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left(T + \frac{M}{Z} \right) \frac{1}{\bar{\sigma}_a} = \frac{3502,15}{2800} = 1,25 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2 > 1,25 \text{ cm}^2$$

→ Verifiee

5. Armatures transversales :

$$\text{Contrainte de cisaillement : } \tau = \frac{T_{\max}}{b Z}$$

$$\text{avec } \bar{\tau}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

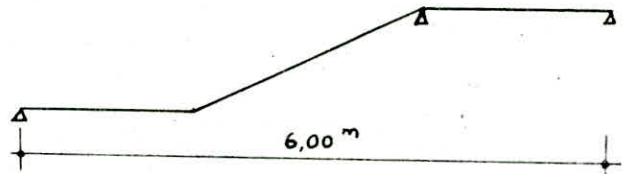
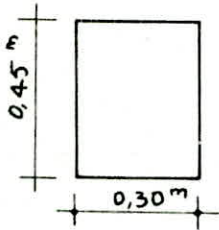
$$T_{\max} = 3502,15 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{3502,15}{100 \times 15,75} = 2,22 < \bar{\tau}_b$$

→ pas besoin d'armatures transversales

Calcul de la poutre palière

La poutre palière suit l'escalier.

1/ Charges et surcharges :

- Charges permanentes :

Poids propre de la poutre :	$2500 \cdot 0,30$	=	$262,5$	kg/ml
Paillasse :	$874,54 \times 1,05$	=	$1617,9$	kg/ml
Palier :	$564 \times 1,05$	=	$1080,4$	kg/ml

- Surcharges : 400 kg/m^2

$$q_1 = (\quad) + 1,2 \cdot 400 = 1,32 \text{ t/ml}$$

$$q_2 = (337,5 + 874,54) + 1,2 \cdot 400 = 1,69 \text{ t/ml}$$

2/ Sollicitations :

a/ Moments fléchissants :

- $0 \leq x < 2$

$$M(x) = 2,43 \cdot x - 3,64 \cdot \frac{(x-1)}{1}$$

$$M(0) = 0; M(2) = 1,22 \text{ t.m}$$

- $2 \leq x < 4$

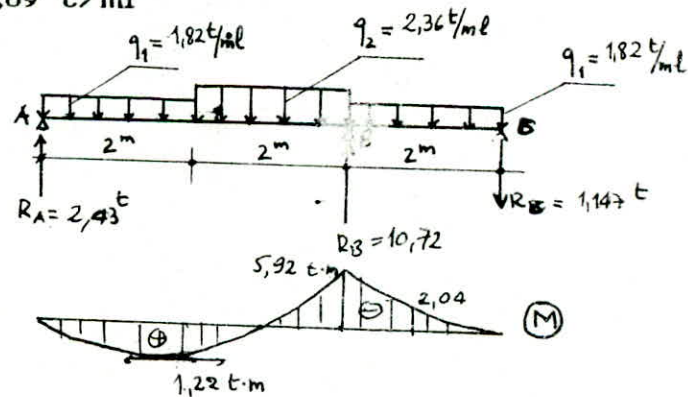
$$M(x) = 2,43 \cdot x - 3,64 \cdot (x-1) - 4,72 \cdot \frac{(x-2)}{1}$$

$$M(2) = 1,22 \text{ t.m}; M(4) = -5,92 \text{ t.m}; M(3) = 0,01 \text{ t.m}$$

- $4 \leq x < 6$

$$M(x) = 2,43x - 3,64(x-1) - 4,72(x-3) + 10,72(x-4) - 1,02 \frac{(x-4)^2}{2}$$

$$M(4) = -5,92 \text{ t.m}; M(5) = -2,04 \text{ t.m}; M(6) = 0,02 \text{ t.m}$$



b/ Efforts tranchants :

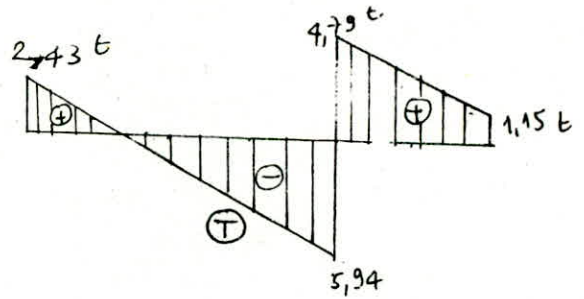
- $0 \leq x < 2$

$T(x) = 2,43 - 1,82 \cdot x$
 $T(0) = 2,43 \text{ t} ; T(2) = -1,21 \text{ t}$

- $2 \leq x < 4$

$T(x) = 2,43 - 2 \cdot 1,82 - 2,36 \cdot (x-2)$
 $T(2) = -1,22 \text{ t} ; T(3) = -3,97 \text{ t} ; T(4) = -5,94 \text{ t}$

- $x \geq 4$ $T(4) = 4,79 \text{ t.m} ; T(5) = 2,97 \text{ t} ; T(6) = 1,15 \text{ t}$



3/ Calcul des armatures : (Methode P.Charon)

. Armatures longitudinales :

- Pour $M = 1,22 \text{ t.m}$ --> $A = 1,45 \text{ cm}^2$ --> 4T16 ($A=8,04 \text{ cm}^2$)
- Pour $M = 5,92 \text{ t.m}$ --> $A = 7,57 \text{ cm}^2$

$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = 0,1034$ --> $K = 24,2$
 $\epsilon = 0,1725$
 $\sigma'_b = \sigma'_a / K = 115,7 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

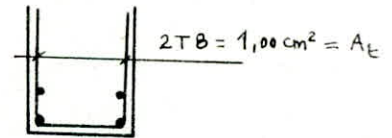
--> Pas d'armatures comprimées

. Armatures transversales :

$T_{\max} = 5,94 \text{ t}$

--> Contrainte tangente :

$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{5,94 \cdot 10^3}{30,7 \cdot 8,32} = 7,071 \text{ kg/cm}^2$



$\sigma'_b = 115,7 > \bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_{b0}$ --> $\bar{\tau} = \tau_b (4,5 - \sigma'_b / \bar{\sigma}'_{b0}) \cdot \bar{\sigma}'_{b0} = \tau_b$

$= (4,5 - 115,7 / 68,5) \cdot 5,9 = 16,58 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_b < \bar{\tau}$ --> armatures d'ames droites

--> contrainte admissible des arm. transv. : $\bar{\sigma}_{at}$

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \sigma_{on} = 2/3 \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$

--> Espacement des cours successifs d'arm.transv

$\bar{t} = \text{Sup} \left\{ \begin{array}{l} h \cdot (1 - 0,3 \cdot \tau_b / \bar{\sigma}'_b) = 20,59 \text{ cm} \\ 0,2 \cdot h = 6,4 \text{ cm} \end{array} \right.$

$$\rightarrow \bar{t} = 20,50 \text{ cm}$$

$$t \leq z \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot A_t / T = 13,20 \text{ cm}$$

On prend $t_o = 13 \text{ cm}$

$$A_t = 2T \theta = 1 \text{ cm}^2$$

4/ Vérifications diverses :

1- Fissuration :

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2db} = \frac{2,04}{2 \cdot 3 \cdot 30} = 0,045$$

$$\text{Pour } \phi = 16 \text{ mm} \rightarrow \sigma_1 = \frac{K \cdot \eta \cdot \tilde{\omega}_f}{\phi \cdot (1 + 10 \omega_f)} = \frac{1,5 \cdot 10^4 \cdot 1,6 \cdot 0,045}{16 \cdot (1 + 0,45)} = 4665,167 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{K \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b / \phi} = 4655,167 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 4864,86 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

2- Condition de non-fragilité :

$$A^{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b / \sigma_{en} = 0,93 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 > 0,93 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

3- Condition d'appuis :

$$T + \frac{M}{Z} \leq A \bar{\sigma}_a \rightarrow T + \frac{M}{Z} = 5,94 \cdot 10^3 < A \bar{\sigma}_a = 2800 \cdot 8,69 = 24,2 \cdot 10^3 \rightarrow \text{vérifiée}$$

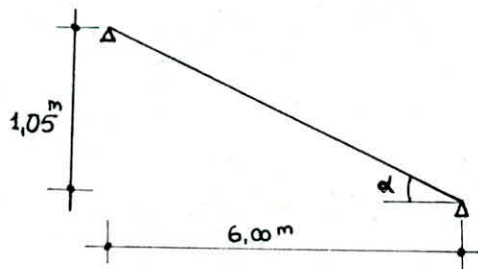
4) Flèche :

$$h_t = 35 \frac{I_{\max}}{10} \frac{M_t}{M_o} = 14 \text{ cm}$$

\rightarrow inutile de faire une vérification à la flèche :

Calcul de la rampe

- La rampe monte du niveau R.D.C (+0,00) à la plate-forme de la salle polyvalente qui se trouve à une différence de niveau de +1,05 m.



$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{1,05}{6} = 0,175 \quad \text{--->} \quad \alpha = 9,926^\circ \quad \text{--->} \quad \text{SIN } \alpha = 0,172$$

$$\text{COS } \alpha = 0,985$$

Prédimensionnement :

L'épaisseur de la rampe est déterminée selon la condition suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{--->} \quad \frac{600}{30} \leq e \leq \frac{600}{20}$$

---> On prend $e = 25 \text{ cm}$

Charges et surcharges :

· Poids propre : $\frac{2500 \times 0,25}{0,985} = 634,517 \text{ kg/m}^2$

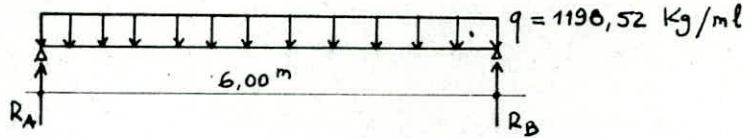
· Revêtement :

Carrelage 5 cm	---> 84 kg/m ²
Mortier 2 cm	

Pour une bande de 1m de largeur ---> $\text{g} = 718,52 \text{ kg/ml}$
 $\text{P} = 400 \text{ kg/ml}$

. Schéma statique :

$$q = g + 1,2P = 1198,52 \text{ kg/ml}$$



. Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum M/A = q \frac{l^2}{2} - R_B \cdot l = 0 \rightarrow R_A = R_B = 3595,56 \text{ kg}$$

. Calcul des sollicitations :

1/ Moments fléchissants : $\rightarrow M(x) = R_A \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2}$

\rightarrow pour $x=0$, $M = 0$

pour $x = \frac{l}{2}$, $M = 5393,34 \text{ kg.m}$

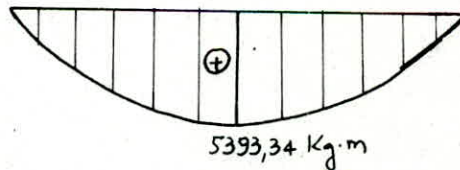
2/ Efforts tranchants : $\rightarrow T(x) = R_A - q \cdot x$

\rightarrow pour $x=0$, $T = R$

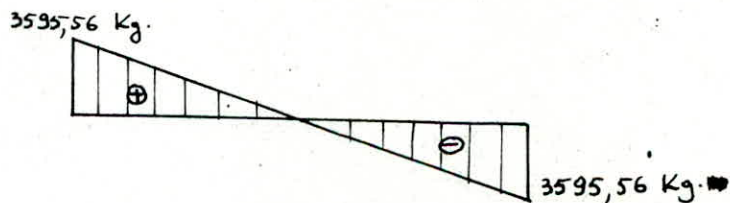
pour $x = \frac{l}{2}$, $T = 0$

Diagrammes :

. Moments fléchissants :



. Efforts tranchants :



Calcul des armatures :

On fait le calcul par la méthode de "P.Charon"

* En travée : $M_t = 5393,34 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15.M_t}{\bar{\sigma}_a . b . h^2} = 0,0546 \quad \text{---> } \left\{ \begin{array}{l} K = 36,2 \\ \varepsilon = 0,9023 \end{array} \right.$$

$$\sigma'_b = -\frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 77,35 \text{ kg/cm}^2 < 137 = \bar{\sigma}'_b$$

---> Pas d'armatures comprimées

- Armatures longitudinales inférieures :

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a . \varepsilon . h} = \frac{539334}{2800 . 0,9023 . 23} = 9,28 \text{ cm}^2 \text{---> } 9\text{T}12/\text{ml}$$

(A=9T2/ml \approx 10,18 cm² ; e=11cm)

- Armatures de répartition :

$$A_r = A/4 = 9,28/4 = 2,32 \text{ cm}^2 \text{---> } 5\text{T}8/\text{ml}$$

(A=2,51 cm² ; e=20cm)

* Aux appuis : $M_a = 0$

Donc on prendra la quantité d'acier minimale donnée par la condition de non-fragilité.

$$A \geq b . h . 0,69 . \frac{b}{\sigma_{en}} = 3,83 \text{ cm}^2$$

$$A = 8\text{T}8/\text{ml} (4,02 \text{ cm}^2 ; e = 12,5 \text{ cm})$$

Vérifications :

1/ Contraintes : (Méthode de P.Charon)

$$M_t = 5393,34 \text{ kg.m} ; A = 10,18 \text{ cm}^2 ;$$

$$\text{enrobage} = 1,5 \text{ cm} \text{---> } d = 2,1 \text{ cm} \text{---> } h = 22,9 \text{ cm}$$

$$\tilde{\omega} = \frac{100.A}{b . h} = 0,444 \quad \text{---> } \left\{ \begin{array}{l} K = 34,3 \\ \varepsilon = 0,8986 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{M_t}{A . \varepsilon . h} = \frac{539334}{10,18 . 0,8986 . 22,9} = 2574,59 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

2/ Conditions de non-fragilité :

$$A^{\min} = 4,02 \text{ cm}^2 > 0,69.b.h.\frac{\sigma}{\sigma_{en}} = 2,63 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

3/ Fissuration :

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A^{\min}}{2bd} = \frac{4,02}{2.100.1,9} = 0,01057$$

$$\rightarrow \sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{f}{1+10\tilde{\omega}_f} = 1913,37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2839,72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2839,72 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

4/ Flèche :

$$\frac{A^{\max}}{b.h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \rightarrow \frac{10,18}{100.23} = 4,43 \cdot 10^{-3} \leq 10,2 \cdot 10^{-3}$$

\rightarrow inutile de faire la justification de la flèche

5/ Condition d'appuis :

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{Z} \quad (\text{effort de traction des armatures inférieures aux appuis } \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2)$$

Section	T(kg)	M(kg.m)	A(cm ²)	A $\bar{\sigma}_a$	T + $\frac{M}{Z}$
Appui de rive	3595,56	0	10,18	28504	3595,56

\rightarrow vérifiée

6/ Cisaillement :

La dalle ne comporte pas d'armatures transversales si :

$$\tau_b = \frac{T}{b.z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{3595,56}{100.7/8.23} = 1,78 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

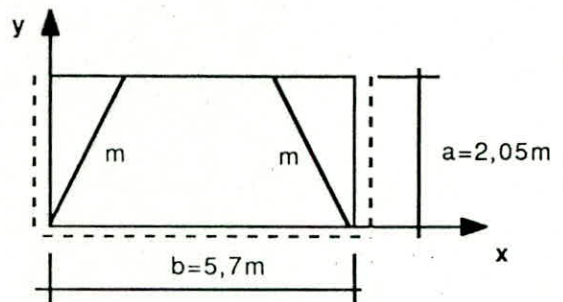
\rightarrow pas besoin d'armatures transversales

CALCUL DE LA DALLE DU BALCON

Considérons que notre dalle est appuyée sur trois côtés.

D'après le formulaire pour le calcul pratique des dalles simples (théorie des lignes de ruptures).

On a : $M = \frac{p \cdot ab}{8+6 \cdot \frac{a}{b}}$ avec p : charges uniformément répartie par unité de surface
 a : plus petit côté de la dalle
 b : plus grand côté de la dalle



* Calcul de charges et surcharges :

* charges permanentes :

$$\begin{aligned} - \text{carrelage} &: 2,2 \times 0,05 = 0,11 \text{ t/m}^2 \\ - \text{poids propre} &: 0,15 \times 2,5 = 0,375 \text{ t/m}^2 \\ - \text{enduit} &: 0,015 \times 2 = 0,03 \text{ t/m}^2 \\ g &= 1,515 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

* Surcharge : $1,2 \times 0,4 = 0,48 \text{ t/m}^2$
 $p = 400 \text{ kg/m}^2$

$$q = g + 1,2p = 0,995 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow M = \frac{0,995 \times 2,05 \times 5,7}{8 + 6 \cdot \frac{2,05}{5,7}} = 1,1446 \text{ t/m}$$

Si on applique le tableau de la page 200 du aide mémoire R.D.M.

"J. GOULET", pour le cas d'une plaque rectangulaire uniformément chargée, simplement appuyée sur trois côtés, le quatrième étant libre : on trouve les moments suivants à $a/2$ et $b/2$.

on trouve les moments suivants à $a/2$ et $b/2$.

$$\frac{a}{b} = \frac{2,05}{5,7} = 0,36$$

$$\begin{aligned} \rightarrow M_x &= 0,039 p \cdot b^2 = 0,039 \cdot 0,995 \cdot (5,7)^2 = 1,261 \text{ t/m} \\ M_y &= 0,022 p \cdot b^2 = 0,022 \cdot 0,995 \cdot (5,70)^2 = 0,711 \text{ t/m} \end{aligned}$$

Choix des armatures

$$\leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$e \geq \begin{cases} 1 \text{ cm (local ouvert et clos)} \\ (\leq 15), \text{ on prend } = 8 \text{ mm} \rightarrow e = 1,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$h = h_t - e / 2 = 15 - 1,5 - 0,4 = 13,1 \text{ cm}$$

$$h_y = h - 0,8 = 13,1 - 0,8 = 12,3 \text{ cm}$$

* Calcul des armatures :

a) Armatures dans le sens de la petite portée (sens x)

$$\mu = \frac{15 M_x}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_x^2} = \frac{15 \cdot 12,6 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (13,1)^2} = 0,0393 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9155 \\ K = 44,2 \end{cases}$$

$$A = \frac{M_x}{\bar{\sigma}_a \cdot h_x \cdot \varepsilon} = \frac{1,26 \cdot 10^5}{2800 \cdot 13,1 \cdot 0,9155} = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 8 \text{ T } 8/\text{ml} \quad (e = 12,5 \text{ cm}) \quad A = 4,01 \text{ cm}^2$$

b) Armatures dans le sens de la grande portée (sens y)

$$\mu = \frac{15 M_y}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_y^2} = \frac{15 \cdot 0,711 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (12,3)^2} = 0,02517 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9310 \\ K = 57,5 \end{cases}$$

$$A = \frac{0,711 \cdot 10^5}{2800 \cdot 12,3 \cdot 0,9310} = 2,217 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{on prendra } 5 \text{ T } 8/\text{ml} \quad (e = 20 \text{ cm}) \quad A = 2,51 \text{ cm}^2$$

c) Armatures aux appuis

On prend 20% du ferrailage calculé en travée :

$$A = \frac{4,01}{100} \times 20 = 0,802 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T } 6 / \text{ml} \text{ (e = 20 cm)}$$

* Vérifications

- Condition de non fragilité :

$$\% \text{ min d'acier } \quad \tilde{\omega}_l = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \frac{2-f}{2} \quad \text{avec } = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,05}{5,7} = 0,36$$

$$= \frac{0,69 \cdot 5,9 \cdot (2-0,35)}{4200 \cdot 2} = 0,00078 = \frac{A}{bh} \rightarrow A = 1,022 \text{ cm}^2 < 2,51 \text{ cm}^2$$

--> vérifié

- Arrêt des barres :

Les armatures inférieures dans chaque sens peuvent être arrêtées par moitiés, la longueur du lit est égale à $0,8 l_x = 1,64 \text{ m}$ (suivant sens principale x) et à $l_y - 0,2 l_x = 5,7 - 0,2 \cdot 2,05 = 5,3 \text{ m}$ (suivant sens secondaire y), l'autre moitié étant totalement ancrée au delà de la ligne d'appui.

Les armature supérieures (chapeaux) ont une longueur égale au :

$$\max \left\{ \begin{array}{l} l'd = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} \frac{\phi}{4} = \frac{2800 \times 0,8}{16,59 \cdot q} = 33,75 \text{ cm} \\ l_x/5 = \frac{2,05}{5} = 41 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{avec } \bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 5,9 = 16,59 \text{ kg/cm}^2 \quad (\psi_d = 1,5 \rightarrow \text{HA})$$

- Fissuration :

$$= \frac{A_{\min}}{2 d b} = \frac{2,51}{2 \cdot 1,9 \cdot 100} = 0,0066$$

$$\sigma_1 = 2,4 \frac{k \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10 \tilde{\omega}_f} = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{8} \cdot \frac{0,0066}{1+0,066} = 1857,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 3192,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3192 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

- Flèche :

- Flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1/ \quad \frac{h_0}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} \rightarrow \frac{15}{205} = 0,073 > 0,05 \\ 2/ \quad \tilde{\omega}_0 = \frac{A}{b h} < \frac{210}{4200} \rightarrow \frac{2,51}{100.13,1} = 0,0019 < \frac{20}{4200} = 0,00476 \end{array} \right.$$

Ces deux conditions étant vérifiées donc il est inutile de faire une vérification à la flèche.

CALCUL DES GRADINS

Charges et surcharges :

- Poutres secondaires :

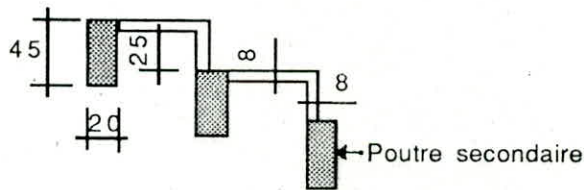
pois propre : 2500x0,20x0,45 ----- 225 kg/ml

pois de la dalle : 2500x0,08x1 }

0,25x0,08x2500 } ----- 250 kg/ml

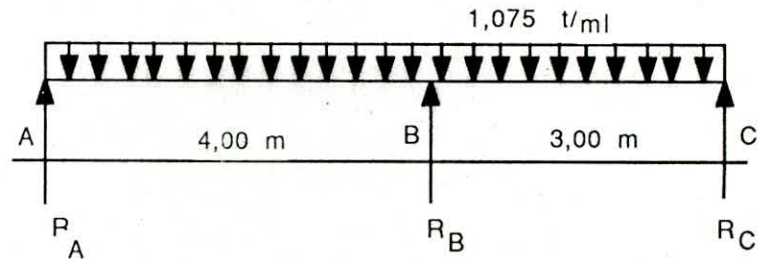
g = 475 kg/ml

Surcharge : p = 500 kg/ml (500x1 m)



d'où $q = g + 1,2 p$

$q = 1075 \text{ kg/ml}$

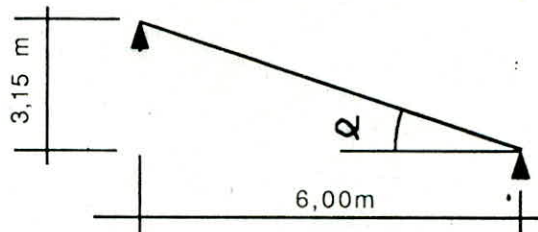
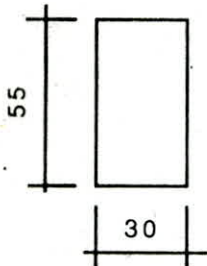


{ $RA = 1,705 \text{ t}$

{ $RC = 1,02 \text{ t}$

{ $RB = 4,81 \text{ t}$

- Poutre principale



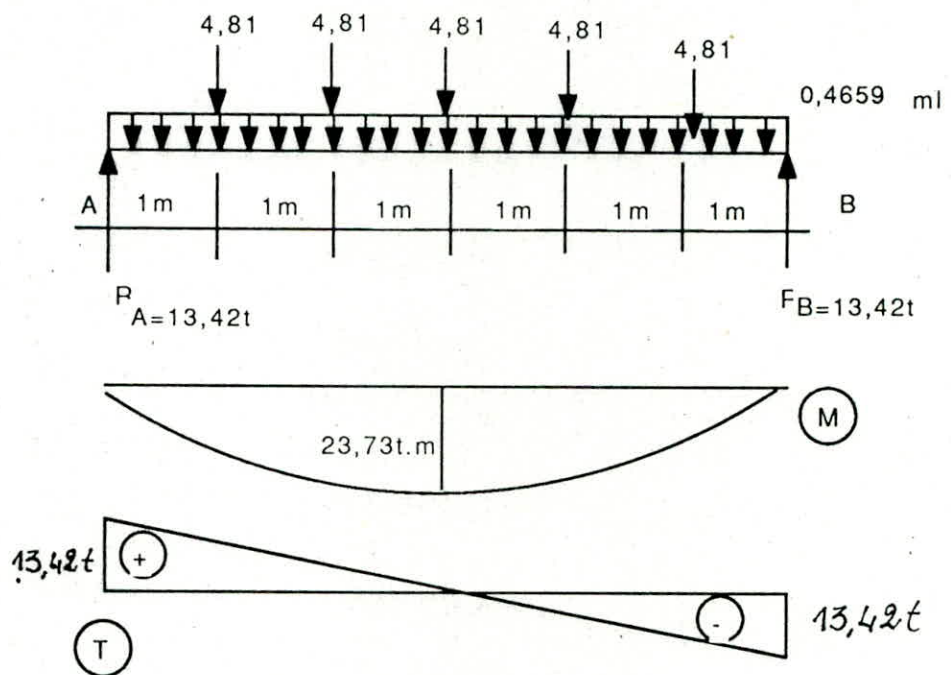
$$\text{tg } \alpha = \frac{3,15}{6,00} = 0,525 \rightarrow \alpha = 27,699$$

$$\text{Sin } \alpha = 0,4648 ; \text{Cos } \alpha = 0,885$$

$$\begin{aligned} \text{Poids propre} &: \frac{2500 \times h \times b}{\text{Cos}} \\ &= \frac{2500 \times 55 \times 30}{0,8854} = 465,89 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

CALCUL DES POUTRES

I - Poutres principales : I/1 Calcul des sollicitations :
Prenons la poutre la plus sollicitée, celle du milieu (centrale)



$$\sum M/A = R_B \cdot 6 - 4,81 (1+2+3+4+5) - \frac{0,4659 \cdot 36}{2}$$

$$R_B = R_A = 13,42 \text{ t}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 13,42x - 4,81 \left[\begin{array}{l} (x-1)^+ \\ x \geq 1 \end{array} \left| \begin{array}{l} (x-2)^+ \\ x \geq 2 \end{array} \right| \begin{array}{l} (x-3)^+ \\ x \geq 3 \end{array} \right| \begin{array}{l} (x-4)^+ \\ x \geq 4 \end{array} \left| \begin{array}{l} (x-5)^+ \\ x \geq 5 \end{array} \right] - 0,4659 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0, M(1) = 13,2 \text{ tm}, \quad M(2) = 21,1 \text{ tm}, \quad M(3) = 23,73 \text{ tm}, \quad M(4) = 21,1 \text{ tm}, \\ M(5) = 13,2 \text{ tm}$$

Effort tranchant :

$$T(x) = 13,42 - \left|_{x \geq 1} \begin{array}{l} 4,81 \\ \left|_{x \geq 2} \begin{array}{l} 4,81 \\ \left|_{x \geq 3} \begin{array}{l} 4,81 \\ \left|_{x \geq 4} \begin{array}{l} 4,81 \\ \left|_{x \geq 5} \begin{array}{l} 4,81 \\ 4,81 - 0,4659 x \end{array} \end{array} \end{array} \end{array} \end{array} \end{array} \right.$$

$$T_{\max} = 13,42 \text{ t}$$

I.2 - Ferrailage : (Méthode P.CHARON)

$$M_{\max} = 23,73 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M \cdot 15}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{23,73 \cdot 10^5 \cdot 15}{2800 \cdot 30 \cdot (52)^2} = 0,1567 \rightarrow \begin{cases} \{K = 18,3 \\ \{\varepsilon = 0,8499 \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_b' = 2800/18,3 = 153,00 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ Section avec armatures comprimées.

$$K = \frac{2800}{137} = 20,44 \rightarrow \begin{cases} \{\eta = 0,4237 \\ \{\mu' = 0,1819 \\ \{\varepsilon = 0,8588 \end{cases} \quad * \bar{\sigma}_a' = \frac{15(\eta - d') \bar{\sigma}_b'}{\eta}$$

$$y_1 = \eta h = 21,185 \rightarrow \bar{\sigma}_a' = 1764,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_1 = \mu' b h^2 \bar{\sigma}_b' = 0,1819 \times 30 \times (52)^2 \times 137 = 20,10 \text{ t.m}$$

$$M = M - M_1 = 3,515 \text{ t.m}$$

$$\rightarrow A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h - d')} = \frac{20,21 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8588 \cdot 50} + \frac{3,515 \cdot 10^5}{2800 (52 - 3)} = 18,73 \text{ cm}^2$$

Ferrailage adoptée : 5 T 20 + 3 T 14 ($A_s = 20,33 \text{ cm}^2$)

$$A' = \frac{\Delta M}{(h - d') \bar{\sigma}_a'} = \frac{3,515 \cdot 10^5}{(52 - 3) \cdot 1764,00} = 4,04 \text{ CM}^2$$

$$5 \text{ T } 14 \quad (A'S = 7,70 \text{ cm}^2)$$

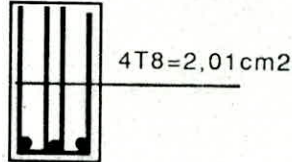
Armatures transversales :

$$T_{\max} = 13,42 \text{ t} \rightarrow \tau = \frac{T}{b z} = \frac{13,42 \cdot 10^3}{30 \times \frac{7}{8} \cdot 52} = 9,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\star \sigma_b' = 121,95 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_b}) \bar{\sigma}_b = 15,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

$$\bullet \bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$



L'espacement :

$$S = \frac{A_t z \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{201 \cdot 45 \cdot 2800}{13,42 \cdot 10^3} = 19,08 \text{ cm}$$

$$\bar{S} = \text{Sup.} \left(\begin{array}{l} h (1 - 0,3 \tau_b / \bar{\sigma}_b) \\ 0,2 h \end{array} \right) = 26,00 \text{ cm.}$$

L'espacement adopté est : S = 15 cm en zone courante
S = 11 cm en zone nodale

1.3 - Vérifications diverses :

1 - Contraintes :

$$A = 20,33 \text{ cm}^2 ; A' = 7,7 \text{ cm}^2 ; b = 30 \text{ cm} ; h = 50 \text{ cm} ; d' = 5 \text{ cm}$$

$$M = 23,73 \text{ t.m}$$

Section avec armatures comprimées

- position de l'axe neutre :

$$bx^2/2 + nA'(x-d') - nA(h-x) \rightarrow x = 21,36 \text{ cm}$$

- moment d'inertie :

$$I = bx^3/3 + nA'(x-d) + nA(h-x) \rightarrow I = 378,503 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Contraintes : } \bar{\sigma}_b' = \frac{M}{I} x = 121,95 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = n \frac{M}{I} (h-x) = 2551,15 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

2 - Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0,69 b h \bar{\sigma}_b' / \sigma_{en} = 0,69 \cdot 30 \cdot 50 \cdot 5,9 / 4200 = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 7,70 \text{ cm}^2 > 1,45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

3 - Fissuration

On doit avoir $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \leq \max(\sigma_1, \sigma_2)$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} x \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\tilde{\omega}_f} \quad \tilde{\omega}_{fmin} = \frac{A^{min}}{2db} \quad \left\{ \begin{array}{l} k = 1,5 \cdot 10^6 \text{ (fis peu nuis)} \\ \eta = 1,6 \text{ (Acier H.A)} \end{array} \right.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$\omega_{fmin} = \frac{7,7}{2,3 \cdot 30} = 0,04277$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{20} \cdot \frac{0,04277}{170,4277} = 3594,87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2019,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3594,87 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

4 - Conditions aux appuis

$$T + \frac{M}{Z} \leq A \bar{\sigma}_a$$

$$\text{Au niveau des appuis } M = 0 \rightarrow T = 13,42 \text{ t} \\ \rightarrow T \leq A \bar{\sigma}_a \quad \text{vérifiée}$$

5 - Entraînement des barres tendues

$$\tau_d = \frac{T}{P \cdot z}$$

p : périmètre total adhérent

1 barre --> p = $\pi \varnothing$

T = 13,42 t

A = 5 T 20 + T 14

$$\tau_d = \frac{13,42 \cdot 10^3}{\pi (5 \times 2 + 1,4) \cdot 14} = 8,23 \text{ KG/CM}^2$$

$$\tau_d < \bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \bar{\sigma}_b = 17,7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \text{ (VERI)}$$

6 - Flèche

Mg = 11,64 t.m ; Mp = 10,05 t.m --> Mg+p = 21,69 t.m

On doit vérifier ces trois conditions :

$$\begin{cases} a - h^{\min} = 55 > \frac{l_{\max}}{16} = \frac{600}{16} = 37,5 \text{ cm} \\ b - h^{\min} = 55 < \frac{l_{\max}}{10} = \frac{M_t^{\max}}{M_o} \frac{600}{10} \frac{23,73}{23,73} = 60 \text{ cm} \\ c - A_{\max} = 20,33 > \frac{bh \cdot 43}{\sigma_{er}} = \frac{30 \cdot 52 \cdot 43}{4200} = 16 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

La deuxième et la troisième condition non vérifiées --> calcul de la flèche

A = 20,33 cm²

$\omega = 0,013$

$\lambda_i = 1,257$

$\lambda_v = 0,503$

avec

$E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_j} = 378\,000 \text{ kg/cm}^2$

$E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_j} = 126\,000 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_j = 1,2 \sigma'_{28} = 1,2 \cdot 270$

y = 21,715 --> I_t = 422543,6 cm²

$\mu_{q_0} = \frac{15 M q_0}{\sigma_a b h^2} = 0,1432 \text{ --> } \epsilon = 0,8551$

$\mu_g = \frac{15 M g}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = 0,076 \text{ --> } \epsilon = 0,8871$

$$\text{--> } \sigma_{q_0} = \frac{23,73 \cdot 10^5}{20,33 \cdot 0,8551 \cdot (52)^2} = 2399,396 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{--> } \sigma_{g_0} = \frac{23,73 \cdot 10^5}{20,33 \cdot 0,8871 \cdot (52)^2} = 1241,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \bar{\omega} \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}_b} \rightarrow \mu_3 = 1 - \frac{5.5.9}{4.0,013.2399,396 + 3.5,9} = 0,79$$

$$\mu_2 = \mu_1 = \mu_2 = 1 - \frac{5.5.9}{4.0,013.1242,19 + 3.5,9} = 0,642$$

$$I = \frac{I_t}{1 + \lambda \mu} \rightarrow I_{fv} = \frac{422.54.10^3}{1 + 0,503.0,642} = 319,39.10^3 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi1} = I_{fi2} = \frac{422.54.10^3}{1 + 1,257.0,642} = 233,79.10^3 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi3} = \frac{422.54.10^3}{1 + 1,257.0,79} = 211,51.10^3 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow f_{g_p} = \frac{Mg l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1,04 \text{ cm}$$

$$f_{go} = f_{jo} = \frac{Mg l^2}{10 E_i I_{fi1}} = 0,474 \text{ cm}$$

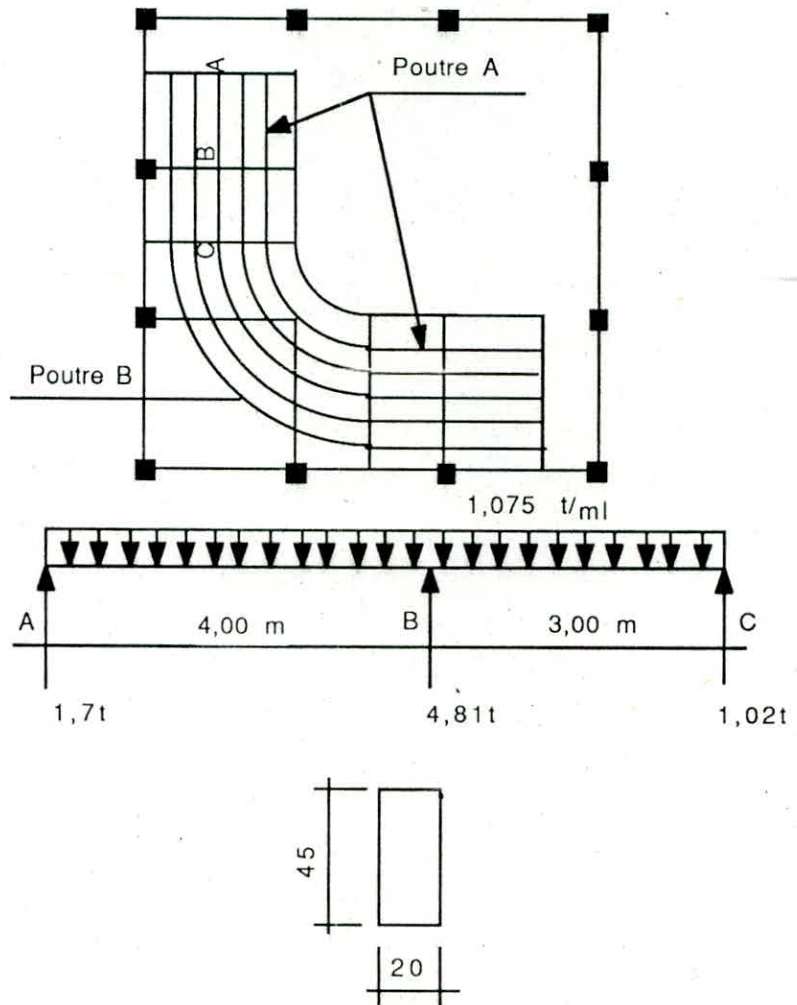
$$f_{qo} = \frac{Mq_0 l^2}{10 E_i I_{fi3}} = 0,976 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \Delta f_t = f_{g_p} - f_{jo} - f_{go} + f_{qo} = 1,069 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 1,07 \text{ cm} < f_{adm} = 1,1 \text{ cm} \left(f_{adm} = 0,50 + \frac{1}{1000} = 0,5 + \frac{600}{1000} \right)$$

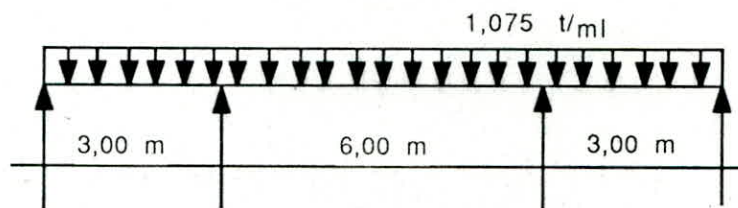
$f_{adm} = 1,1 \text{ cm} \rightarrow$ vérifiée

II - POUTRES SECONDAIRES



Poutre type A = poutres constituées de deux travées

Poutre type B = poutre constituée de 3 travées supposées droites



On considère une poutre de longueur $l = 6\text{m}$ appuyée sur ses deux extrémités pour avoir le cas le plus défavorable.

$$Mt = \frac{q l^2}{8} = \frac{1.075.36}{8} = 4,84 \text{ t.m}$$

$$b = 20 \text{ cm}, h = 42 \text{ cm}, d = 3 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 Mt}{b \cdot h^2 \bar{\sigma}_a} = 0,0735 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8891 \\ K = 30,1 \end{cases}$$

$$\rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 4,63 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend 4 T14 (A = 6,16 cm}^2\text{)}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{30} = 93,02 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées.}$$

Armatures transversales :

$$T_{\max} = \frac{q l}{2} = \frac{1,075.6}{2} = 3,22 \text{ t} \rightarrow \tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = 4,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 42 = 36,75 \text{ cm}$$

$$\sigma'_b = 84,24 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \tau_b = (4,5 - \sigma'_b / \bar{\sigma}'_{b_0}) \bar{\sigma}_b = 19,29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

Espacement : S

$$S = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1 \cdot 36,75 \cdot 2800}{3,22 \cdot 10^3} = 31,95 \text{ cm}$$

$$\bar{S} = \text{Sup} \begin{cases} h (1 - 0,3 \tau_b / \bar{\sigma}_b) \\ 0,2 h \end{cases} \rightarrow \bar{S} = 32,65 \text{ cm}$$

L'espacement adopté est : en zone courante : S = 25 cm
en zone nodale : S = 9 cm

VERIFICATIONS DIVERSES

1 - Contraintes :

$$\begin{aligned} \chi &= 15,61 \text{ cm}, I = 89,708 \cdot 10^3 \text{ cm}^4 \\ \text{---} \rightarrow \bar{\sigma}_b' &= 84,24 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_b' \\ \bar{\sigma}_a &= 2135 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a \end{aligned}$$

2 - Conditions de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 20 \cdot 45 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 6,16 \text{ cm}^2 > 0,87 \text{ cm}^2 \text{ ---} \rightarrow \text{vérifié}$$

3 - Fissuration

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \leq \max (\sigma_1, \sigma_2)$$

$$\begin{aligned} \tilde{\omega}_f &= 0,0513 \text{ ---} \rightarrow \sigma_1 = 5085,92 \text{ kg/cm}^2 \\ &\quad \sigma_2 = 2257,78 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{---} \rightarrow \max (\sigma_1, \sigma_2) = 5085,92 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

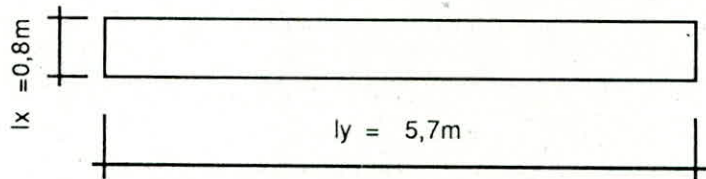
4 - Flèche

$$\text{a) - } ht^{\min} = 45 > \frac{l_{\max}}{16} = \frac{600}{16} = 37,5 \text{ cm}$$

$$\text{b) - } ht^{\min} = 45 > \frac{l_{\max}}{10} \frac{M_t^{\max}}{M_o} = \frac{600}{10}$$

ce n'est Pas nécessaire De vérifier la flèche

III - CALCUL DES DALLES DES GRADINS



- épaisseur de la dalle : $8\text{ cm} = h_0$
- $l_x = 0,80\text{ m}$; $l_y = 5,7\text{ m}$
- $\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{0,8}{5,7} = 0,1404 < 0,4$

---> notre dalle porte dans un seul sens (sens des petites portées)

Charges et surcharges

- Charges permanentes : $g = 0,08 \times 2,5 = 0,2\text{ t/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $p = 0,500\text{ t/m}^2$

$\beta = \frac{0,5}{0,2} = 2,5 > 1,5$ --> on peut pas appliquer la méthode forfaitaire

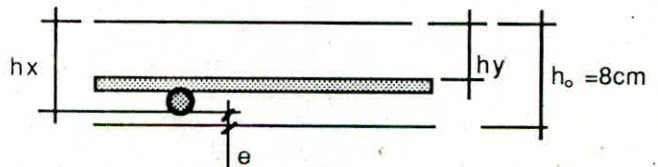
$$q = g + 1,2p = 0,8 \quad ; \quad \beta < 0,4 \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = q l_x^2 / 8 = 0,064\text{ t.m} \\ M_{0y} = 0 \end{cases}$$

Choix de l'enrobage

$$\emptyset < \frac{h_0}{10} = \frac{100}{10} \frac{80}{10} = 8\text{ mm}$$

$$e \geq \begin{cases} 1\text{ cm (local couvert et clos)} \\ \emptyset \ (\emptyset \leq 8\text{ mm}) \text{ on prend } \emptyset = 6\text{ mm} \end{cases}$$

on prend $e = 1\text{ cm}$



$$h_x = h_t - e - \frac{\emptyset}{2} = 8 - 1 - 0,3 = 6,7\text{ cm}$$

$$h_y = h_x - \emptyset = 6,6 - 0,6 = 6,0\text{ cm}$$

Calcul du ferrailage :

a) - Section A_{12} (sens lx) en travée :

$$A_{Oxi} = \frac{M_{oxi}}{0,85 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{0,064 \cdot 10^5}{0,85 \cdot 6,7 \cdot 2800} = 0,402 \text{ cm}^2$$

On prendra forfaitairement 4 T6/ml $\rightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2$ ($e = 25 \text{ cm}$)

b) - Armatures supérieures sur appui de continuité :

$$A = K_a A_{Oxi} \rightarrow A = 0,50 \cdot 0,402 = 0,201 \text{ cm}^2$$

$$K = 0,50 \text{ appuis intermédiaires}$$

On prendra forfaitairement 3 T 6.ml $\rightarrow A = 0,84 \text{ cm}^2$ ($e = 30 \text{ cm}$)

c) - Armature inférieure dans le sens de la grande portée

$$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,283 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \text{ T6/ml (e = 30 cm)}$$

Vérifications diverses :

Condition de non fragilité :

$$\% \text{ min d'acier } \left\{ \begin{array}{l} \tilde{w}_l = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot \frac{2-\beta}{2} \\ \tilde{w}_l = \frac{A}{b \cdot h} \end{array} \right. \quad \text{avec } \beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,1404$$

$$\rightarrow A = 0,0009 \cdot bh = 0,0009 \cdot 100 \times 6,7 = 0,604 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier : (CCBA 68 Art.19.2)

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\text{cal}}^{\text{min}} > A \\ \frac{A}{b h_t} \geq \frac{1,2}{\bar{\sigma}_{en} - 2200} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\text{cal}}^{\text{min}} = 0,84 > 0,604 \text{ cm}^2 \\ \frac{A}{b h_t} = \frac{0,84}{100 \cdot 8} = 1,05 \cdot 10^{-3} > \frac{1,2}{4200 - 2200} = 0,69 \end{array} \right.$$

Arrêt des barres.

- Les armatures inférieures dans chaque sens peuvent être arrêtées par moitiés la longueur du lit arrêté est égale à $ly - 0,2 \quad lx = 5,7 - 0,2 \cdot 0,8 = 5,54 \text{ m}$

(suivant le sens secondaire y) et à $0,8 \quad lx = 0,64 \text{ m}$ (suivant sens principal x)

L'autre moitié étant totalement ancrée au delà de la ligne d'appui.

- Les armatures supérieures (chapeaux) ont une longueur égale au :

$$\max \begin{cases} l'_d = \frac{\bar{\sigma}_a}{\tau_d} \cdot \frac{\varnothing}{4} = \frac{2800 \cdot 0,6}{16,59 \cdot 4} = 25,32 \text{ cm} \\ l_{x/5} = 0,8/5 = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 1,25 (1,5)^2 \cdot 5,9 = 16,59 \text{ kg/cm}^2 \quad (\psi_d = 1,5 \rightarrow HA)$$

Effort tranchant :

$$T_{\max} = \frac{q_l x}{2} = \frac{0,8 \cdot 0,8}{2} = 0,32 \text{ t} = 320 \text{ kg}$$

$$\rightarrow \tau_b = \frac{T}{bz} = \frac{320}{100 \cdot 5,86} = 0,564 \text{ kg/cm}^2$$

$$z = \frac{I}{8} \cdot 6,7 = 5,86 \quad \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,78 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b$$

---> les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Fissuration

$$\omega_{f_{\min}} = \frac{A_{\min}}{2d \cdot b} = \frac{0,84}{2 \cdot 1,3 \cdot 100} = 3,23 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\varnothing} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{6} \frac{3,23 \cdot 10^{-3}}{1 + 3,23 \cdot 10^{-2}} = 1251,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \times \frac{\sqrt{K \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}}{\varnothing} = 2,4 \times \frac{\sqrt{1,6 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 5,9}}{6} = 3686,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3686,95 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Vérification de la flèche

$$1) - \frac{h_0}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} \rightarrow \frac{8}{0,80} = 0,1 > 0,05$$

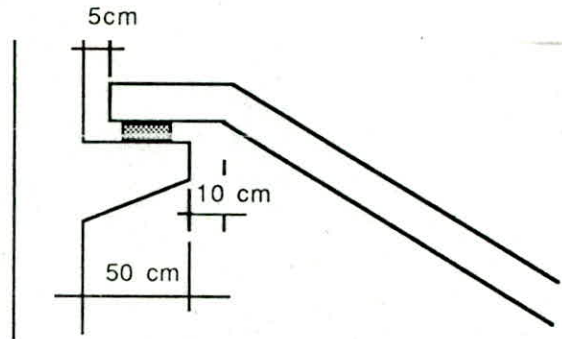
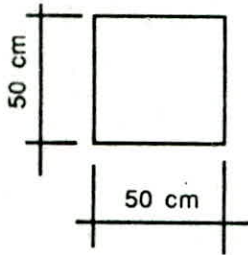
$$2) - \tilde{\omega}_0 = \frac{A}{bh} < \frac{20}{\sigma_{en}} \rightarrow \frac{1,13}{100 \times 6,7} = 0,00168 < \frac{20}{4200} = 0,00476$$

Ces deux conditions étant vérifiées donc il est inutile de faire la vérification à la flèche.

CALCUL DE LA POUTRE CONSOLE :

Sur cette poutre console repose la poutre principale oblique des gradins.

Charges et surcharges :



Permanententes :

Poids propre de la console : $0,5 \times 0,55 \times 2,5 = 0,687 \text{ t/ml}$

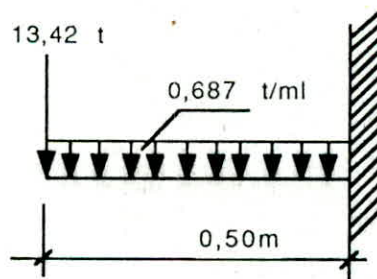
Charge concentrée $g_1 = 6,7 \text{ t}$

Surcharges :

Charge concentrée $p_1 = 5,60 \text{ t}$

$q = 0,687 \text{ t/ml}$

$Q = 6,7 + 1,2/5,6 = 13,42 \text{ t}$



$$M(x) = -13,42 \cdot x - 0,687 \frac{x^2}{2}$$

à l'encastrement : $x = 0,50 \text{ m}$

66''

$$M = 6,79 \text{ t/m}$$

$$T (X) = -13,42 - 0,687 X = 13,76 \text{ t}$$

Ferrailage de la poutre console - Méthode de P.Charon

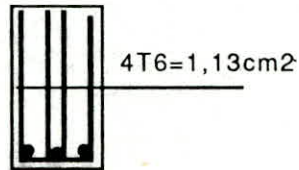
$$\mu = \frac{15 M}{bh^2 \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 6,8 \cdot 10^5}{50 \times (46)^2 \cdot 2800} = 0,0344 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9204 \\ K = 47,8 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{6,8 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9204 \cdot 46} = 5,74 \text{ cm}^2$$

On adoptera 3 T 16 $A = 8,03 \text{ cm}^2$

Armatures transversales :

$$T = 13,76 \text{ t} \rightarrow \tau_b = \frac{T}{\text{boz}} = \frac{13,76 \cdot 10^3}{50 \cdot 40,25} = 6,84 \text{ kg/cm}^2$$



$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 46 = 40,25 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$$

$$\text{Espacement : } S = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,13 \cdot 40,25 \cdot 2800}{13,76 \cdot 10^3}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2/3 \sigma_{en} = 2800$$

$$S = 9,26 \text{ cm}$$

Reprise de bétonnage

$$\bar{S} = \begin{cases} \text{Sup} (h (1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b})) = 30 \text{ cm} \\ 0,2 h = 9,2 \text{ cm} \end{cases}$$

L'espacement adopté est : $S = 9 \text{ cm}$

Reseau de poutres croisees

I/ Theorie des poutres croisees :

a/ Definition :

Le reseau de poutres croisees est constitue de deux ensembles de poutres (Fig.1)

1°/ m poutres (A_j) :

Toutes paralleles, identiques, meme loi d'inertie et meme liaison exterieure.

2°/ n poutres B_i :

Toutes paralleles, identiques, meme loi d'inertie et meme liaison exterieure.

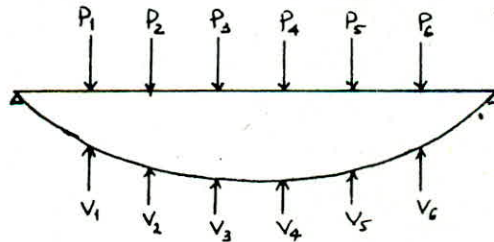
3°/ Les poutres A_j et B_i sont liees les unes aux autres en leurs points de croisement P_{ij} appeles noeuds du reseau de sorte qu'en ces points, les poutres qui s'y croisent aient la meme fleche.

- Nous supposons que la torsion des poutres peut etre negligee.
- Les poutres A_i sont orthogonales aux poutres B_j.
- Nous supposerons egalement que le systeme est tel que les poutres restent stables si l'on supprime les poutres B_i.

b/ Caracteristiques mecaniques des poutres :

b₁ relations entre efforts et fleches.

Designons par (A) la poutre identique a toutes les poutres (A_j)



Soit B₁, B₂, ... B_n les sections de la poutre (A) correspondant aux noeuds du reseau.

Soit un systeme de charges X_i (i=1,2,...,n) appliquees au droit de ces sections des fleches v_i (i=1,2,...,n) donnees par les formules suivantes :

$$v_i = \sum_{k=1}^{k=n} a_{ik} X_k, \quad i=1, \dots, n \quad (1)$$

. Il en est de même pour les poutres B_j

$$v_j = \sum_{h=1}^m b_{jh} y_h \quad (2)$$

. Au droit de chaque noeud nous avons égalité des fleches $v_i = v_j$ (3)

c/ Repartition des charges au niveau d'un noeud :

. Soit deux poutres croisees appartenant au reseau et q_i la charge qui est appliquee au niveau de leurs croisements .

Ainsi on aura $x_i + y_i = q_i$ (4)

x_i et y_i : les charges qui reviennent respectivement à la poutre (A) et la poutre (B_i)

. En tenant compte de la relation (4), la relation (2) devient

$$v_j = \sum_{h=1}^{h=m} b_{jh} (P_h - x_h) \quad (5)$$

La relation (3) devient

$$\sum_{k=1}^{k=n} a_{ik} x_k = \sum_{h=1}^{h=m} b_{jh} (P_h - x_h) \quad (6)$$

. L'écriture de l'équation (6) pour chaque noeud nous conduit à l'obtention d'un système (m x n) equations à m x n inconnues.

. La résolution de ce dernier nous donne les valeurs des charges x_i et la relation (4) nous donne y_j

d/ Coefficient d'influence :

. Les coefficients a_{ik} et b_{jh} sont appeles coefficients d'influence.

qui sont fonctions :

- . Des liaisons exterieures des poutres considerees.
- . Des materiaux constituant la poutre.
- . De la position des sections j, h, i et k.
- . De la distance entre deux noeuds consecutifs.

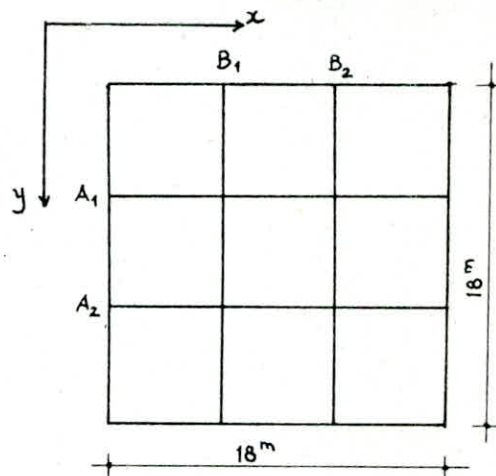
. Le reseau que nous avons à étudier est suppose chargé uniformément.

Q : Charges/m². Nous assimilerons la charge qui revient à chaque noeud à une charge ponctuelle P telle que : $P = Q.S$;

S : est la surface qui revient à chaque noeud.

S est la même pour tous les noeuds • P sera également la même pour tous les noeuds.

Plancher poutres croisees



Ce plancher est constitué d'un hourdis et de poutres dans les deux sens régulièrement espacées (6,00 m entre axe)

* Hypothèses :

- . Les poutres (A_j) et (B_i) sont supposées simplement appuyées.
- . Le produit EI est constant.
- . L'espacement entre les noeuds de croisement des poutres dans les deux sens est constant.

* Système d'équations :

La détermination des efforts X_i et Y_j se fait par la méthode exacte .

Le plancher est symétrique dans les deux sens.

L'équation (6) s'écrit uniquement pour les noeuds situés dans un quart de la surface du plancher.

. On écrit l'équation (6) pour le noeud 1 :

$$a_{11} x_1 = a_{11} y_1 = a_{11} (q - x_1)$$

$$a_{11} x_1 = a_{11} q - a_{11} x_1$$

$$2x_1 = q \quad \Rightarrow \quad x_1 = \frac{q}{2}$$

* Détermination des coefficients d'influence :

Les poutres sont supposées simplement appuyées.
Les coefficients d'influence sont données par les formules suivantes :

$$a_{ik} = \begin{cases} \frac{1}{k} \frac{i(n+1-k)}{n+1} [k(2n-k+2)-i^2] & i \leq k \\ \frac{1}{k} \frac{k(n+1-k)}{n+1} [i(2n-i+2)-k^2] & i \leq k \end{cases}$$

Remarque :

n : représente le nombre de sections correspondant aux différents noeuds qui se trouvent sur la poutre.

Valeur de a_{ik}

$$a_{11} x_1 + a_{12} x_1 = a_{11} y_1 + a_{12} y_1 = a_{11} (P-x_1) + a_{12} (P-x_1)$$

$$2(a_{11} + a_{12}) x_1 = P(a_{11} + a_{12})$$

$$x_1 = P/2$$

$$a_{11} = ? \quad ; \quad k = 1 ; \quad i = 1$$

$$a_{11} = 2,66$$

$$a_{12} = ? \quad k = 2 ; \quad i = 1$$

$$a_{12} = 2,33$$

$$k = \frac{6 EI}{e^3} \text{ formule de RDM}$$

Descente de charge

Poids par m^2 du réseau de poutres croisées

$$2 \text{ poutres } 2 \times 1,12 \times 0,45 \times 18 \times 2500 = 45360 \text{ kg/m}^2$$

$$2 \text{ poutres } 2 \times 1,12 \times 0,45 \times 18 \times 2500 = 45360 \text{ kg/m}^2$$

Soit

$$- \text{ Dalle de 8 cm } \dots\dots\dots 200 \text{ kg/m}^2$$

$$- \text{ Forme de pente } \dots\dots\dots 309 \text{ kg/m}^2$$

$$- \text{ Réseau de poutre croisées } \dots\dots\dots 280 \text{ kg/m}^2$$

$$- \text{ Les poutres secondaires } \dots\dots\dots 80 \text{ kg/m}^2$$

$$G = 869 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 120 \text{ kg/m}^2$$

Surcharge

$$q = G + P = 989 \text{ kg/m}^2$$

* Calcul de ferrailage :

. Le ferrailage est déterminé par la méthode exacte
(Théorie des poutres croisées)

- Poutres A_t :

$$\text{Dimension : } h_t = 120 \text{ cm ; } b_o = 45 \text{ cm}$$

$$h_o = 8 \text{ cm ; } d = 6 \text{ cm}$$

. Détermination de la largeur b de compression :

$$1/ \quad b \leq \frac{L}{10} = \frac{17,5}{10} = 1,75 \text{ m}$$

$$2/ \quad 6 h_o \leq b_1 \leq 8 h_o \quad (\text{Condition de cisaillement})$$

$$48 \text{ cm} \leq b_1 \leq 64 \text{ cm}$$

$$3/ \quad b_1 \leq \frac{1}{2} \leq \frac{555}{2} = 277,5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } b = 58,5 \text{ cm}$$

$$b = b_o + 2b_1 = 45 + 2 \times 58,5 = 162 \text{ cm}$$

$$b = 162 \text{ cm}$$

- La meme chose pour la poutre B_t : b = 162 cm

. La descente de charge a été calculée précédemment :

$$q = G + 1,2 P = 989 \text{ kg/m}^2$$

d'où :

$$R = Q + S = 989 \times 6^2 = 35604 \text{ kg}$$

$$R = 35604 \text{ kg}$$

$$S = 36 \text{ m}^2$$

charge centrée aux noeuds
surcharge d'un caissant

. Ferrailage :

- Le calcul des sections d'acier pour chaque poutre du réseau se fait à partir du moment max.

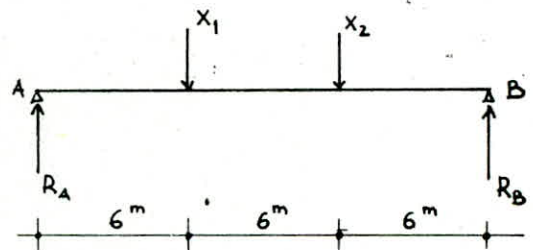
- Détermination des efforts tranchants et des moments fléchissants maximaux pour cette poutre :

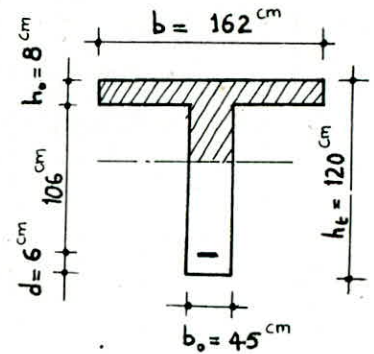
. Sachant que $x_1 = 0,5 P = 17,802t$

$$R_A = R_B = 17,802t$$

. Calcul des armatures :
moment en travée

$$M_t^{\text{max}} = 106,812 \text{ t.m}$$





Position de l'axe neutre

$$\mu = \frac{15M_t}{\sigma_a b h} = \frac{15 \cdot 106,812 \cdot 10}{2800 \times 162 \times (114)^2}$$

$$\mu = 0,027$$

Du tableau du CCBA on tire $\alpha = 0,2143$; $k = 55$

d'où $y = \alpha h = 24,53$ cm

On remarque que $y_1 > h_0 = 8$ cm

donc l'axe neutre tombe dans la nervure.

Vérifions si les armatures comprimées A sont nécessaires ou non.

$$\text{Soit } \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 50,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}_b \quad (\text{Pas d'armatures comprimées})$$

La section d'acier A est :

$$A = \frac{M}{Z \bar{\sigma}_a}$$

$$Z = [1 - \frac{\theta}{\alpha} + c\alpha] h \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \rho = \theta/\alpha = 0,163 \\ \theta = h_0/h = 8/114 = 0,07 \\ \beta = b_0/b = 0,277 \\ c = -0,1403 \end{array} \right.$$

$$Z = 106,58$$

$$A = 35,79 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{On prend 8T25 (A = 39,26 cm}^2)$$

**** Vérifications diverses :**

*** Contraintes :**

. Equation de l'axe neutre :

$$\frac{b h_0^2}{2} - 15 A(h-h_0) = -57239,4 < 0$$

Donc l'axe neutre tombe dans la nervure .

$$\text{d'où } D = \frac{(b-b_0)h_0 + 15A}{b_0} = 33,88$$

$$\text{d'où } E = \frac{(b-b_0)h_0^2 + 30Ah}{b_0} = 3150,16$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 31,68 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{y_1}{h} = 0,2778 \quad ; \quad \theta = \frac{h_0}{h} = 8/114 = 0,07 \quad , \quad k = 39,0$$

$$\rho = \frac{\theta}{\alpha} = 0,252 \quad ; \quad \beta = \frac{b_0}{b} = 0,277$$

$$G = f(\rho, \beta) = -0,0932$$

$$Z = \left(1 - \frac{\theta}{2} + c\alpha\right)h = 107,058 \text{ cm}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{AZ} = 2541,26 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{k} = 65,16 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

** Limite de fissuration :

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = 0,0727$$

Calculons σ_1 et σ_2

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\theta} \frac{f^{\omega}}{1 + 10\omega} = 4041,227 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \frac{\eta k \bar{\sigma}_b}{\theta} = 5711,79 \text{ kg/cm}^2$$

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

** Condition de non fragilite :

$$A_{\min} \geq 0,69 \times b \times h \times \bar{\sigma}_b / \sigma_{en}$$

$$A_{\min} \geq 4,97 \text{ cm}^2$$

** Calcul de la fleche :

Vu qu'on a deux noeuds symetriques donc la fleche est la meme.

$$\text{D'apres la relation (1)} \quad v = \sum_{k=1}^n a_{ik} x_k$$

$$y_1 = a_{11} x_1 + a_{12} x_2 = (a_{11} + a_{12}) x_1$$

$$y_1 = (2,66 + 2,33) \times 17,802 \simeq 88,83 \cdot 10^3$$

Fleche sous-charge de faible duree :

$$v_2 = k y_2 \quad / \quad k = \frac{1}{6E I_{fi}} \quad / \quad l = a = b = 6m$$

$$I_{fi} = \frac{I_t}{1 + \lambda \mu} \quad / \quad I_t \text{ moment d'inertie de la section totale rendue homogene.}$$

Determination de I_t :

Position du centre de gravite Y_G :

$$Y_G = \frac{\sum y d\omega}{\sum d\omega} = \frac{h/2(b-b_0)xh_0 + h/2xhx_b + (h-d)x15xA}{(b-b_0)xh_0 + h/2xhx_b}$$

$$Y_G = 57,02 \text{ cm par rapport a l'arrete superieure}$$

$$I_t = 10,88011 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{\frac{g}{72(2+3-\frac{b_0}{b})\tilde{\omega}}}{5,9} = \frac{39,26}{72(2+3-\frac{45}{162}) \cdot 114} = 3,779$$

$$\mu = 1 - \frac{\frac{5}{4\tilde{\omega}\sigma_a + 3\sigma_b}}{\frac{g}{\tilde{\omega}}} = 0,7147$$

$$I_{fi} = 2,93986 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$v_1^i = \frac{I^a}{6E I_{fi}} Y_1 \quad / \quad E = 21000 \frac{\sigma}{j} \quad / \quad j \sigma = 1,2 \frac{\sigma}{28}$$

$$E_i = 378 \cdot 10^3 \text{ kg/cm}^2$$

$$l = 6,00 \text{ m}$$

$$v_1^i = 2,877 \text{ cm}$$

* Fleche sous charge de longue duree :

$$v_1^\infty = \frac{l^3}{6 E_v I_{fv}} Y_1^\infty \quad I_{fv} = \frac{I_t}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\lambda_v = \frac{\frac{g}{180(2+3-\frac{b_0}{b})\tilde{\omega}}}{1,5116} = 1,5116$$

$$I_{fv} = 5,2299 \cdot 10^6 \text{ cm}^4 \quad E_v = \frac{1}{3} E_i = 1,26 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

Charge permanente :

$$Q = 869 \text{ kg/m}^2 \quad \longrightarrow \quad P = Q \times S = 31284 \text{ kg}$$

$$X_1 = \frac{P}{2} = 15642 \text{ kg}$$

$$Y_1^{\infty} = (a_{11} + a_{12}) X_1 = 78053,58$$

$$V_1^{\infty} = \frac{1^3}{6 \times E_v I_{fv}} Y_1^{\infty}$$

$$V_1^{\infty} = 4,26 \text{ cm}$$

d'où la fleche est :

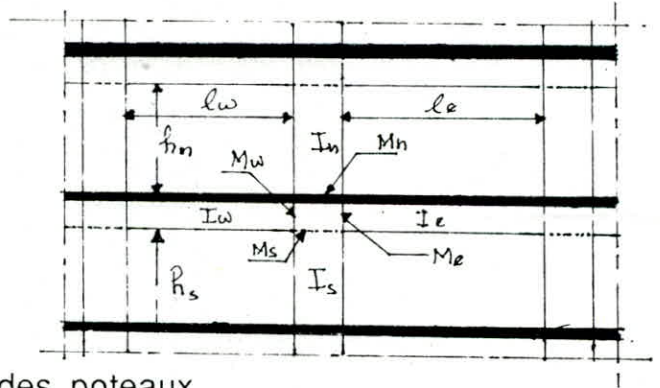
$$f = V_1^{\infty} - V_1^i = 1,387 \text{ cm} < 0,5 + \frac{L}{1000} = 2,3 \text{ cm} \quad (\text{verifiée})$$

CHARGES VERTICALES

EXPOSE DE LA METHODE "CAQUOT"

Annexe "A" du CCBA 68 :

Dans cette méthode :



- Les poutres sont solidaires des poteaux.
- Moment d'inertie des poteaux sont constants
- Il n'est pas tenu compte des déplacements horizontaux relatifs des planchers.

Le principe consiste à considérer chaque nœud (croisement poteau-poutre), et à déterminer les moments de continuité dans les sections des nus, en ne tenant compte que des charges des travées encadrant l'appui (travée gauche --> w et travée droite --> e), et de la résistance offerte par les tronçons inf. et sup. des poteaux aboutissant au nœud considéré (tronçon sup --> n et tronçon inf. --> s).

On détache de chaque côté des appuis des travées fictives désignées par l' :

$$l'w = 0,8 lw \quad \text{et} \quad l'e = 0,8 le \quad (\text{travées intermédiaires}).$$

On détache au-dessus et au-dessous de chaque appui des tronçons fictifs de poteaux :

$$h'n = 0,9 hn \quad (\text{le nœud considéré appartient à l'avant dernier plancher})$$

$$h'n = 0,8 hn \quad \left. \vphantom{h'n} \right\} \text{(dans les autres cas)}$$

$$h's = 0,8 hs \quad \left. \vphantom{h's} \right\}$$

On pose :

$$M'w = \frac{q_w l'w^2}{8,5} + l'w \sum k_w Q_w$$

$$M'e = \frac{q_e l'e^2}{8,5} + l'e \sum k_e Q_e$$

Avec q_w : la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche (q_e sur celle de droite)

Q_w : charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à une distance a_w du nu de l'appui ($Q_e, a_e \rightarrow$ travée de droite).

Les valeurs k_w et k_e sont données en fonction de a_w, l_w et a_e, l_e par une échelle fonctionnelle (CCBA 68 p 141, 143, 146).

I_w, I_e, I_s et I_n : moments d'inertie des éléments formant le nœud.

$$\text{On pose : } K_w = \frac{I_w}{l_w} ; K_e = \frac{I_e}{l_e} ; K_s = \frac{I_s}{h's} ; K_n = \frac{I_n}{h'n}$$

$$D = K_w + K_e + K_n + K_s$$

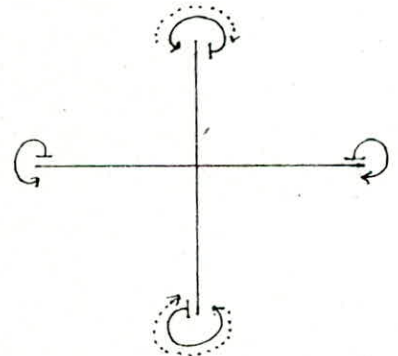
Les moments dans les sections dangereuses sont en valeurs absolues :

$$\begin{array}{l} \text{Au nu de} \\ \text{l'appui} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{travée de gauche : } M_w = M'e \frac{K_w}{D} + M'w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right) \\ \text{travée de droite : } M_e = M'e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) + M'w \frac{K_e}{D} \\ \text{nu inf. des poutres : } M_s = \frac{K_s}{D} (M'e - M'w) \\ \text{nu sup. du plancher : } M_n = \frac{K_n}{D} (M'e - M'w) \end{array} \right.$$

Remarque :

. M_e et M_w sont négatifs (poutres)

. pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues $M'e$ et $M'w$; la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.



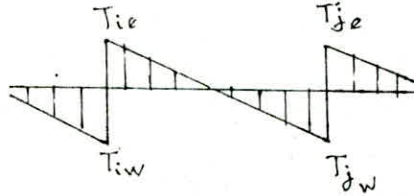
Efforts tranchants - Efforts normaux dans les poutres :

On ne fait pas état, dans les calculs des efforts tranchants dans les poteaux ni des efforts normaux dans les poutres : (CCBA 68 : A 15).

Les efforts normaux dans les poteaux sont données par les réactions d'appui i et j (efforts tranchants) des poutres.

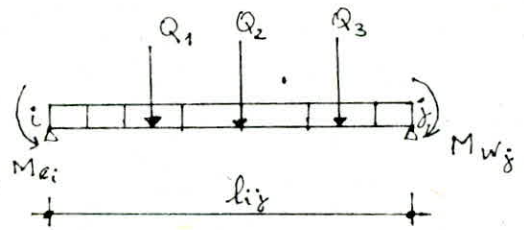
$$N_i = |T_{ie}| + |T_{iw}|$$

$$N_j = |T_{je}| + |T_{jw}|$$



Les efforts tranchants dans les poutres sont calculés en considérant la travée indépendante (isostatique) et en faisant état des moments de continuité et des charges qui lui sont appliquées :

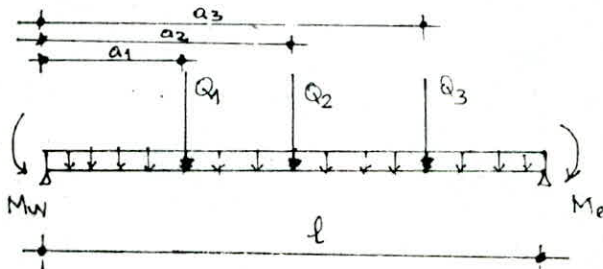
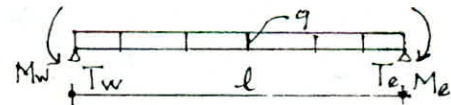
$$\begin{cases} T_{ei} = T_{eio} + (|M_{ei}| - |M_{wj}|)/l_{ij} \\ T_{wj} = T_{wjo} + (|M_{wj}| - |M_{ei}|)/l_{ij} \end{cases}$$








T_{eio} et T_{wjo} ---> efforts tranchants isostatiques dûs à Q_i et q .

Dans notre cas :

$$\begin{cases} T_w = ql/2 + (M_w - M_e)/l \\ T_e = ql/2 + (M_e - M_w)/l \\ T_w = (M_w - M_e)/l + \sum Q_i - (\sum Q_i a_i/l) + ql/2 \\ T_e = (M_e - M_w)/l + (\sum Q_i a_i/l) + ql/2 \end{cases}$$



Charges Concentrées Sur Les Poutres

Niveau		SOUS "G"	SOUS "P"
5		$g = 0,509 \times 1,5 + 2,5 \times 0,2 \times 0,32$ $= 0,9235 \text{ t/ml}$ $R_1 = R_4 = 2,1 \text{ t}$ $R_3 = R_2 = 5,67 \text{ t}$	$p = 0,1 \times 1,5 = 0,150 \text{ t/ml}$ $R_1 = R_4 = 0,34 \text{ t}$ $R_2 = R_3 = 0,92 \text{ t}$
4		$g = 0,509 \times 1,5 + 2,5 \times 0,2 \times 0,32$ $= 0,9235 \text{ t/ml}$ $R_1 = R_6 = 2,07 \text{ t}$ $R_2 = R_5 = 5,95 \text{ t}$ $R_3 = R_4 = 5,13 \text{ t}$	$p = 0,1 \times 1,5 = 0,15 \text{ t/ml}$ $R_1 = R_6 = 0,34 \text{ t}$ $R_2 = R_5 = 0,97 \text{ t}$ $R_3 = R_4 = 0,83 \text{ t}$
		$p = 0,9235 \text{ t/ml}$ $R_1 = R_2 = 2,63 \text{ t}$	$p = 0,15 \text{ t/ml}$ $R_1 = R_2 = 0,43 \text{ t}$
3,2 1		$g = 0,527 \times 1,5 + 2,5 \times 0,2 \times 0,32$ $= 0,9505 \text{ t/ml}$ $R_1 = R_6 = 2,14 \text{ t}$ $R_2 = R_5 = 6,13 \text{ t}$ $R_3 = R_4 = 5,27 \text{ t}$	$p = 0,4 \times 1,5 = 0,6 \text{ t/ml}$ $R_1 = R_6 = 1,35 \text{ t}$ $R_2 = R_5 = 3,87 \text{ t}$ $R_3 = R_4 = 3,33 \text{ t}$
		$g = 0,9505 \text{ t/ml}$ $R_1 = R_2 = 2,7 \text{ t}$	$p = 0,6 \text{ t/ml}$ $R_1 = R_2 = 1,71 \text{ t}$

Charges et Surcharges

Niveau	Portique Transversal Central 2-2	Portique Transversal Central 3-3	Portique transversal de rive 1-1
5	$g = 0,3 \times 509 + 2500 \times 0,3 \times 0,47$ $g = 505,2 \text{ Kg/ml}$ <p>P : négligeable</p>	plancher : 509 Kg/m ² poutres croisées : 280 Kg/m ² poutres secondaires : 80 Kg/m ² (poutrelles) $\frac{80}{0,09} = 889 \text{ Kg/m}^2$ $g = 889 \times 6 = 5,29 \text{ t/ml} ; P = 100 \times 0,3 = 30 \text{ Kg/ml}$	/
4	$g_1 = 0,3 \times 509 + 2500 \times 0,3 \times 0,47 + 460 \times 1,70 = 1287,2 \text{ Kg/ml}$ $g_2 = 0,3 \times 509 + 2500 \times 0,3 \times 0,47 = 505,2 \text{ Kg/ml}$ <p>P : négligeable</p>	$g = 0,3 \times 509 + 2500 \times 0,3 \times 0,47 = 505,2 \text{ Kg/ml}$ <p>P = 100 x 0,3 = 30 Kg/ml</p>	$g = 0,3 \times 509 + 2500 \times 0,3 \times 0,47 + 1,30 \times 0,10 \times 2500 + 684 \times 1,025 = 1531,5 \text{ Kg/ml}$ <p>P : négligeable</p>
3	$g_1 = 0,3 \times 527 + 2500 \times 0,3 \times 0,47 + 460 \times 2,9 = 1844,6 \text{ Kg/ml}$ $g_2 = 510,6 \text{ Kg/ml}$ <p>P₁ : négligeable P₂ = 400 x 0,3 = 120 Kg/ml</p>	$g = 0,3 \times 527 + 2500 \times 0,3 \times 0,47 = 510,6 \text{ Kg/ml}$ <p>P = 400 x 0,3 = 120 Kg/ml</p>	$g = 0,3 \times 527 + 2500 \times 0,3 \times 0,47 + 220 \times 2,95 + 2500 \times 1,025 \times 0,15 = 1543,975 \text{ Kg/ml}$ <p>P : négligeable</p>
2	$g_1 = 0,3 \times 527 + 2500 \times 0,3 \times 0,52 + 460 \times 2,95 = 1905,1 \text{ Kg/ml}$ $g_2 = 0,3 \times 527 + 2500 \times 0,3 \times 0,52 = 548,1 \text{ Kg/ml}$ <p>P₁ : négligeable P₂ = 400 x 0,3 = 120 Kg/ml</p>	$g = 0,3 \times 527 + 2500 \times 0,3 \times 0,52 = 548,1 \text{ Kg/ml}$ <p>P = 400 x 0,3 = 120 Kg/ml</p>	$g = 0,3 \times 527 + 2500 \times 0,3 \times 0,52 + 220 \times 3,1 + 2500 \times 1,025 \times 0,15 = 1614,475 \text{ Kg/ml}$ <p>P : négligeable</p>
1	$g_1 = 0,3 \times 527 + 2500 \times 0,3 \times 0,52 + 460 \times 3,1 = 1974,1 \text{ Kg/ml}$ $g_2 = 0,3 \times 527 + 2500 \times 0,3 \times 0,52 = 548,1 \text{ Kg/ml}$ <p>P = 400 x 0,3 = 120 Kg/ml</p>	$g = 548,1 \text{ Kg/ml}$ <p>P = 500 x 0,3 = 150 Kg/ml</p>	/

Moment et Effort tranchant
à l'encastrement

(dûes aux poutres des balcons)

Niveau	CHARGES ET SURCHARGES	Soit à l'encastrement			
		Sous "G"		Sous "P"	
		M (t-m)	T (t)	M (t-m)	T (t)
4	<p>Poids Propre (Poutre) : $2,5 \times 0,30 \times 0,40 = 0,41 \text{ t/ml}$</p> <p>plancher : $684 \times 6 = 4,1 \text{ t/ml}$</p> <p>total : $4,51 \text{ t/ml}$</p> <p>Charge concentrée (accotère) : $2,5 \times 0,1 \times 0,6 \times 6 = 0,9 \text{ t}$</p> <p>Surcharge ($100 \text{ Kg/m}^2$) : $100 \times 6 = 0,6 \text{ t/ml}$</p>	11,32	10,14	1,26	1,23
3,2	<p>Poids Propre (Poutre) : $0,41 \text{ t/ml}$</p> <p>Poids Propre (dalle) : $2,5 \times 0,15 = 0,375 \text{ t/m}^2$</p> <p>Carrelage : $2,2 \times 0,05 = 0,11 \text{ t/m}^2$</p> <p>enduit : $0,015 \times 2 = 0,03 \text{ t/m}^2$</p> <p>total : $3,5 \text{ t/ml}$</p> <p>Charge concentrée (garde corps) 100 Kg/ml : $0,1 \times 6 = 0,6 \text{ t}$</p> <p>Surcharge ($400 \text{ Kg/m}^2$) : $0,4 \times 6 = 2,4 \text{ t/ml}$</p>	8,58	7,77	5,04	4,92

Caracteristiques Geometriques

Portique transversal de rive 1.1.

Niv	Nous	$l_w^{(m)}$	$l_e^{(m)}$	$h_n^{(m)}$	$h_s^{(m)}$	$I_w^{(m^4)} \cdot 10^3$	$I_e^{(m^4)} \cdot 10^3$	$I_n^{(m^4)} \cdot 10^3$	$I_s^{(m^4)} \cdot 10^3$	$l_w^{(m)}$	$l_e^{(m)}$	$h_n^{(m)}$	$h_s^{(m)}$	$K_w^{(m^3)} \cdot 10^3$	$K_e^{(m^3)} \cdot 10^3$	$K_n^{(m^3)} \cdot 10^3$	$K_s^{(m^3)} \cdot 10^3$	$D^{(m^2)} \cdot 10^3$
4	1	/	5,50	/	2,90	/	4,16	/	5,21	/	4,4	/	2,32	/	0,945	/	2,246	3,191
	2	5,50	5,50	/	2,90	4,16	4,16	/	5,21	4,4	4,4	/	2,32	0,945	0,945	/	2,246	4,136
	3	5,50	5,50	/	2,90	4,16	4,16	/	5,21	4,4	4,4	/	2,32	0,945	0,945	/	2,246	4,136
	4	5,50	5,50	/	2,90	4,16	4,16	/	5,21	4,4	4,4	/	2,32	0,945	0,945	/	2,246	4,136
	5	5,50	5,50	/	2,90	4,16	4,16	/	5,21	4,4	4,4	/	2,32	0,945	0,945	/	2,246	4,136
	6	5,50	/	/	2,90	4,16	/	/	5,21	4,4	/	/	2,32	0,945	/	/	2,246	3,191
3	1	/	5,50	2,90	2,95	/	4,16	5,21	5,21	/	4,4	2,61	2,36	/	0,945	1,996	2,208	5,149
	2	5,50	5,50	2,90	2,95	4,16	4,16	5,21	5,21	4,4	4,4	2,61	2,36	0,945	0,945	1,996	2,208	6,094
	3	5,50	5,50	2,90	2,95	4,16	4,16	5,21	5,21	4,4	4,4	2,61	2,36	0,945	0,945	1,996	2,208	6,094
	4	5,50	5,50	2,90	2,95	4,16	4,16	5,21	5,21	4,4	4,4	2,61	2,36	0,945	0,945	1,996	2,208	6,094
	5	5,50	5,50	2,90	2,95	4,16	4,16	5,21	5,21	4,4	4,4	2,61	2,36	0,945	0,945	1,996	2,208	6,094
	6	5,50	/	2,90	2,95	4,16	/	5,21	5,21	4,4	/	2,61	2,36	0,945	/	1,996	2,208	5,149
2	1	/	5,50	2,95	3,1	4,16	4,16	5,21	5,21	/	4,4	2,36	2,48	/	0,945	2,208	2,101	5,254
	2	5,50	5,50	2,95	3,1	4,16	4,16	5,21	5,21	4,4	4,4	2,36	2,48	0,945	0,945	2,208	2,101	6,199
	3	5,50	5,50	2,95	3,1	4,16	4,16	5,21	5,21	4,4	4,4	2,36	2,48	0,945	0,945	2,208	2,101	6,199
	4	5,50	5,50	2,95	3,1	4,16	4,16	5,21	5,21	4,4	4,4	2,36	2,48	0,945	0,945	2,208	2,101	6,199
	5	5,50	5,50	2,95	3,1	4,16	4,16	5,21	5,21	4,4	4,4	2,36	2,48	0,945	0,945	2,208	2,101	6,199
	6	5,50	/	2,95	3,1	4,16	/	5,21	5,21	4,4	4,4	2,36	2,48	0,945	/	2,208	2,101	5,254

"Portique Transversal de rive 1.1"
 Moments aux NOEUDS.

Sous charge Permanante G															
Niv	Noeud	q _w	q _e	Q _w	R _w	a _w	Q _e	R _e	a _e	M' _w	M' _e	M _w	M _e	M _s	M _n
4	1		1,531	/	/	/	2,07 2,07 2,07	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	11,1	6,5	/	7,86	-3,24	/
	2	1,531	1,531	2,07 2,07 2,07	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	2,63 2,63 2,63	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	6,5	7,317	6,68	7,13	0,44	/
	3	1,531	1,531	2,63 2,63 2,63	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	2,63 2,63 2,63	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	7,317	7,317	7,317	7,317	0	/
	4	1,531	1,531	2,63 2,63 2,63	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	2,63 2,63 2,63	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	7,317	7,317	7,317	7,317	0	/
	5	1,531	1,531	2,63 2,63 2,63	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	2,07 2,07 2,07	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	7,317	6,5	7,13	6,68	-0,44	/
	6	1,531		2,07 2,07 2,07	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	/	/	/	6,5	11,1	7,86	/	3,24	/
3	1		1,532	/	/	/	2,7 2,7 2,7	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	8,35	7,421	/	7,59	-0,4	-0,36
	2	1,532	1,532	2,7 2,7 2,7	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	2,13 2,13 2,13	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	7,421	6,591	7,29	6,72	-0,3	-0,27
	3	1,532	1,532	2,13 2,13 2,13	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	2,13 2,13 2,13	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	6,591	6,591	6,591	6,591	0	0
	4	1,532	1,532	2,13 2,13 2,13	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	2,13 2,13 2,13	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	6,591	6,591	6,591	6,591	0	0

"Portique Transversal de rive 1.1"

Moments - aux Nœuds

Sous charge Permanente G															
Niv	Nœud	q _w	q _e	Q _w	k _w	a _w	Q _e	k _e	a _e	M' _w	M' _e	M _w	M _e	M _s	M _n
	5	1,532	1,532	2,13 2,13 2,13	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	2,7 2,7 2,7	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	6,591	7,421	6,72	7,29	0,3	0,27
	6	1,532		2,7 2,7 2,7	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	/	/	/	7,421	8,35	7,59	/	0,4	0,36
2	1		1,61	/	/	/	2,7 2,7 2,7	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	8,35	7,599	/	7,73	-0,3	-0,32
	2	1,61	1,61	2,7 2,7 2,7	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	2,15 2,13 2,13	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	7,599	6,769	7,47	6,89	-0,28	-0,29
	3	1,61	1,61	2,15 2,13 2,13	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	2,13 2,13 2,13	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	6,769	6,769	6,77	6,77	0	0
	4	1,61	1,61	2,13 2,13 2,13	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	2,13 2,13 2,13	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	6,769	6,769	6,77	6,77	0	0
	5	1,61	1,61	2,13 2,13 2,13	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	2,7 2,7 2,7	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	6,769	7,599	6,89	7,47	0,28	0,29
	6	1,61		2,7 2,7 2,7	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	/	/	/	7,599	8,35	7,73	/	0,3	-0,32

Portique transversal de rive 1-1"
Moments aux nœuds

Niv	Nœud	Sous P														
		$P_w^{(H)}$	P_e	$Q_w^{(m)}$	$P_e^{(H)}$	P_e	$Q_e^{(m)}$	$M_w^{(H)}$	M_e	$M_w^{(H)}$	M_e	$M_s^{(H)}$	M_n			
4	1	/	/	/	0,337 0,337 0,337	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	0,427 0,427 0,427	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	1,25 2,75 4,25	1,26 0,49 1,26	0,49 0,62 0,34	-0,54	/	
	2	0,337 0,337 0,337	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	0,427 0,427 0,427	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	0,49 0,62 0,519	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	1,25 2,75 4,25	0,49 0,62 0,519	0,62 0,59 0,59	0,07	/	
	3	0,427 0,427 0,427	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	0,427 0,427 0,427	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	0,62 0,62 0,62	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	1,25 2,75 4,25	0,62 0,62 0,62	0,62 0,62 0,62	0	/	
	4	0,427 0,427 0,427	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	0,427 0,427 0,427	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	0,62 0,62 0,62	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	1,25 2,75 4,25	0,62 0,62 0,62	0,62 0,62 0,62	0	/	
	5	0,427 0,427 0,427	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	0,337 0,337 0,337	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	0,62 0,62 0,62	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	1,25 2,75 4,25	0,62 0,49 0,59	0,49 0,59 0,519	0,519 -0,07 -0,07	/	
	6	0,337 0,337 0,337	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	/	/	/	0,49 1,26 0,34	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	1,25 2,75 4,25	1,26 0,34 1,26	0,34 1,26 0,34	0,54	/	
3	1	/	/	/	1,35 1,35 1,35	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	1,35 1,35 1,35	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	1,25 2,75 4,25	5,043 1,96 5,043	1,96 2,49 2,04	1,6 2,40 2,04	-1,32 -1,19	-1,19
	2	1,35 1,35 1,35	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	1,71 1,71 1,71	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	1,96 2,49 2,04	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	1,25 2,75 4,25	1,96 2,49 2,04	2,49 2,40 2,40	0,19 0,19 0,19	0,17	0,17
	3	1,71 1,71 1,71	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	1,71 1,71 1,71	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	2,49 2,49 2,49	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	1,25 2,75 4,25	2,49 2,49 2,49	2,49 2,49 2,49	0 0 0	0	0
	4	1,71 1,71 1,71	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	1,71 1,71 1,71	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	2,49 2,49 2,49	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	1,25 2,75 4,25	2,49 2,49 2,49	2,49 2,49 2,49	0 0 0	0	0
	5	1,71 1,71 1,71	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	1,35 1,35 1,35	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	2,49 1,96 2,40	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	1,25 2,75 4,25	2,49 1,96 2,40	2,40 2,04 2,04	-0,19 -0,19 -0,19	-0,17	-0,17
	6	1,35 1,35 1,35	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	/	/	/	1,96 5,043 1,6	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	1,25 2,75 4,25	1,96 5,043 1,6	5,043 1,32 1,32	1,32 1,19 1,19	1,19	1,19

→ Suite

"Portique transversal de rive 1.1"

Moment aux nœuds

2	1				1,35 1,35 1,35	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	5,043	1,96	5,043	1,6	-1,23	-1,23
	2	1,35 1,35 1,35	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	1,71 1,71 1,71	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	1,36	2,49	2,04	2,41	0,18	0,18
	3	1,71 1,71 1,71	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	1,71 1,71 1,71	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	2,49	2,49	2,49	2,49	0	0
	4	1,71 1,71 1,71	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	1,71 1,71 1,71	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	2,49	2,49	2,49	2,49	0	0
	5	1,71 1,71 1,71	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	1,35 1,35 1,35	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25	2,49	1,96	2,41	2,07	-0,18	-0,18
	6	1,35 1,35 1,35	0,164 0,151 0,016	1,25 2,75 4,25				1,96	5,043	1,6	5,043	1,23	1,23

"Portique Transversal de rive 1.1"
 Moments et efforts tranchants - aux appuis.

NOY	TRAVÉE	Sous G							Sous P						
		q(4/L)	Q(t)	a _i	M _w	M _c	T _w	T _e	q	P	a _i	M _w	M _c	T _w	T _e
4	1-2	1,531	2,07 2,07 2,07	1,25 2,75 4,25	7,86	6,68	7,53	-7,1	0,337 0,337 0,337	1,25 2,75 4,25	0,34	0,519	0,47	-0,53	
	2-3	1,531	2,63 2,63 2,63	1,25 2,75 4,25	7,13	7,317	8,12	-8,189	0,427 0,427 0,427	1,25 2,75 4,25	0,59	0,62	0,63	-0,64	
	3-4	1,531	2,63 2,63 2,63	1,25 2,75 4,25	7,317	7,317	8,15	-8,15	0,427 0,427 0,427	1,25 2,75 4,25	0,62	0,62	0,64	-0,64	
	4-5	1,531	2,63 2,63 2,63	1,25 2,75 4,25	7,317	7,13	8,189	-8,121	0,427 0,427 0,427	1,25 2,75 4,25	0,62	0,59	0,64	-0,63	
	5-6	1,531	2,07 2,07 2,07	1,25 2,75 4,25	6,68	7,86	7,1	-7,53	0,337 0,337 0,337	1,25 2,75 4,25	0,519	0,34	0,53	-0,47	
3	1-2	1,532	2,7 2,7 2,7	1,25 2,75 4,25	7,59	7,29	7,37	-7,26	1,35 1,35 1,35	1,25 2,75 4,25	1,6	2,04	1,94	-2,1	
	2-3	1,532	2,13 2,13 2,13	1,25 2,75 4,25	6,72	6,59	7,43	-7,38	1,71 1,71 1,71	1,25 2,75 4,25	2,40	2,49	2,54	-2,58	
	3-4	1,532	2,13 2,13 2,13	1,25 2,75 4,25	6,59	6,59	7,408	-7,408	1,71 1,71 1,71	1,25 2,75 4,25	2,49	2,49	2,56	-2,56	
	4-5	1,532	2,13 2,13 2,13	1,25 2,75 4,25	6,59	6,72	7,38	-7,43	1,71 1,71 1,71	1,25 2,75 4,25	2,49	2,40	2,58	-2,54	
	5-6	1,532	2,7 2,7 2,7	1,25 2,75 4,25	7,29	7,59	7,26	-7,37	1,35 1,35 1,35	1,25 2,75 4,25	2,04	1,6	2,1	-1,94	
2	1-2	1,61	2,7 2,7 2,7	1,25 2,75 4,25	7,73	7,47	8,52	-8,43	1,35 1,35 1,35	1,25 2,75 4,25	1,6	2,04	1,94	-2,1	
	2-3	1,61	2,13 2,13 2,13	1,25 2,75 4,25	6,89	6,77	7,64	-7,6	1,71 1,71 1,71	1,25 2,75 4,25	2,41	2,49	2,55	-2,57	

→ Suite :

8383

"Portique Transversal de rive 1.1"

Moments et efforts tranchants aux appuis

2	3-4	1,61	2,13 2,13 2,13	1,25 2,75 4,25	6,77	6,77	7,62	-7,62			1,71 1,71 1,71	1,25 2,75 4,25	2,49	2,49	2,56	-2,56
	4-5	1,61	2,13 2,13 2,13	1,25 2,75 4,25	6,77	6,89	7,6	-7,64			1,71 1,71 1,71	1,25 2,75 4,25	2,49	2,41	2,57	-2,55
	5-6	1,61	2,7 2,7 2,7	1,25 2,75 4,25	7,47	7,73	8,43	-8,52			1,35 1,35 1,35	1,25 2,75 4,25	2,07	1,6	2,1	-1,94

Portique Transversal de rive 1-1

Moments et efforts Normales dans les Poteaux

		Sous G							Sous P						
Niv	Pot	M _n	M _s	T _w	T _e	N	N _{ca}		Pot	M _n	M _s	T _w	T _e	N	N _{ca}
4	1	4,74	1,10	10,87	7,53	18,4	18,4		1	0,54	-1,19	1,23	0,47	1,70	1,70
	2	-9,44	-0,27	-7,10	8,121	15,22	15,22		2	-0,07	0,17	0,53	0,63	1,16	1,16
	3	0	0	-8,189	8,155	16,34	16,34		3	0	0	-0,64	0,64	1,28	1,28
	4	0	0	-8,155	8,189	16,34	16,34		4	0	0	-0,64	0,64	1,28	1,28
	5	9,44	0,27	-8,121	7,10	15,22	15,22		5	0,07	-0,17	-0,53	0,53	1,16	1,16
	6	-4,74	1,10	-7,53	10,87	20,17	18,4		6	-0,54	1,19	0,47	1,23	1,70	1,70
3	1	1,22	-1,12	7,55	7,37	14,92	33,32		1	7,32	-1,29	4,92	1,94	6,86	8,56
	2	0,33	-0,29	-7,26	7,43	14,69	29,91		2	-0,19	0,18	-2,1	2,54	4,64	5,8
	3	0	0	-7,38	7,408	14,78	31,12		3	0	0	-2,58	2,56	5,14	6,42
	4	0	0	-7,408	7,38	14,78	31,12		4	0	0	-2,56	2,58	5,14	6,42
	5	-0,33	0,29	-7,43	7,26	14,83	29,91		5	0,19	-0,18	-2,54	2,1	4,64	5,8
	6	-1,22	1,12	-8,37	12,55	18,3	33,32		6	-7,32	1,29	-1,94	4,92	6,86	8,56
2	1	1,07	0,535	7,55	8,52	16,07	49,39		1	1,23	0,615	4,92	1,94	6,86	15,42
	2	0,28	0,14	-8,43	7,64	16,07	49,38		2	-0,18	-0,09	-2,1	2,55	4,65	10,45
	3	0	0	-7,6	7,62	15,22	46,34		3	0	0	-2,57	2,56	5,13	11,55
	4	0	0	-7,62	7,6	15,22	46,34		4	0	0	-2,56	2,57	5,13	11,55
	5	-0,28	-0,14	7,64	8,43	16,07	49,38		5	0,18	0,09	-2,55	2,1	4,65	10,45
	6	-1,07	-0,535	-8,52	7,55	16,07	49,39		6	-1,23	0,615	-1,94	4,92	6,94	15,42

Portique transversal Central 2-2

Niveau	Nœud	l_w [m]	l_e [m]	h_n [m]	h_s [m]	$I_w \cdot 10^6$ [m ⁴]	$I_e \cdot 10^6$ [m ⁴]	$I_n \cdot 10^6$ [m ⁴]	$I_s \cdot 10^6$ [m ⁴]	l'_w [m]	l'_e [m]	h'_n [m]	h'_s [m]	$K_w \cdot 10^3$ [m ³]	$K_e \cdot 10^3$ [m ³]	$K_n \cdot 10^3$ [m ³]	$K_s \cdot 10^3$ [m ³]	$D \cdot 10^3$ [m ³]
5	2	/	5,50	/	1,70	/	4,16	/	5,21	/	4,4	/	1,36	/	0,945	/	3,831	4,776
	3	5,50	5,50	/	1,7	4,16	4,16	/	5,21	4,4	4,4	/	1,36	0,945	0,945	/	3,831	5,721
	4	5,50	5,50	/	1,7	4,16	4,16	/	5,21	4,4	4,4	/	1,36	0,945	0,945	/	3,831	5,721
	5	5,50	/	/	1,7	4,16	/	/	5,21	4,4	/	/	1,36	0,945	/	/	3,831	4,776
4	1	/	5,50	/	2,9	/	4,16	/	5,21	/	4,4	/	2,32	/	0,945	/	2,246	3,191
	2	5,50	5,50	1,7	2,9	4,16	4,16	5,21	5,21	4,4	4,4	1,53	2,32	0,945	0,945	3,405	2,246	7,541
	3	5,50	5,50	1,70	2,9	4,16	4,16	5,21	5,21	4,4	4,4	1,53	2,32	0,945	0,945	3,405	2,246	7,541
	4	5,5	5,5	1,70	2,9	4,16	4,16	5,21	5,21	4,4	4,4	1,53	2,32	0,945	0,945	3,405	2,246	7,541
	5	5,5	5,5	1,70	2,9	4,16	4,16	5,21	5,21	4,4	4,4	1,53	2,32	0,945	0,945	3,405	2,246	7,541
	6	5,5	/	/	2,9	4,16	/	/	5,21	4,4	/	/	/	2,32	0,945	/	/	2,246
3	1	/	5,5	2,9	2,95	/	4,16	5,21	5,21	/	4,4	2,32	2,36	/	0,945	2,246	2,208	5,399
	2	5,5	5,5	2,9	2,95	4,16	4,16	5,21	5,21	4,4	4,4	2,32	2,36	0,945	0,945	2,246	2,208	6,344
	3	5,5	5,5	2,9	2,95	4,16	4,16	5,21	5,21	4,4	4,4	2,32	2,36	0,945	0,945	2,246	2,208	6,344
	4	5,5	5,5	2,9	2,95	4,16	4,16	5,21	5,21	4,4	4,4	2,32	2,36	0,945	0,945	2,246	2,208	6,344
	5	5,5	5,5	2,9	2,95	4,16	4,16	5,21	5,21	4,4	4,4	2,32	2,36	0,945	0,945	2,246	2,208	6,344
	6	5,50	/	/	2,9	2,95	4,16	/	5,21	5,21	4,4	/	/	2,32	2,36	0,945	/	2,246
2	1	5,5	/	2,95	3,1	/	5,4	5,21	5,21	/	4,4	2,36	2,48	/	1,227	2,208	2,101	5,536
	2	5,5	5,5	2,95	3,1	5,4	5,4	5,21	5,21	4,4	4,4	2,36	2,48	1,227	1,227	2,208	2,101	6,763
	3	5,5	5,5	2,95	3,1	5,4	5,4	5,21	5,21	4,4	4,4	2,36	2,48	1,227	1,227	2,208	2,101	6,763
	4	5,50	5,5	2,95	3,1	5,4	5,4	5,21	5,21	4,4	4,4	2,36	2,48	1,227	1,227	2,208	2,101	6,763
	5	5,5	5,5	2,95	3,1	5,4	5,4	5,21	5,21	4,4	4,4	2,36	2,48	1,227	1,227	2,208	2,101	6,763
	6	5,5	/	/	2,95	3,1	5,4	/	5,21	5,21	4,40	/	/	2,36	2,48	1,227	/	2,208
1	1	/	5,4	3,1	2,7	/	5,4	5,21	10,8	/	4,32	2,48	2,16	/	1,25	2,101	5,00	8,351
	2	5,4	5,4	3,1	2,7	5,4	5,4	5,21	10,8	4,32	4,32	2,48	2,16	1,25	1,25	2,101	5,00	9,601
	3	5,4	5,4	3,1	2,7	5,4	5,4	5,21	10,8	4,32	4,32	2,48	2,16	1,25	1,25	2,101	5,00	9,601
	4	5,4	5,4	3,1	2,7	5,4	5,4	5,21	10,8	4,32	4,32	2,48	2,16	1,25	1,25	2,101	5,00	9,601
	5	5,4	5,4	3,1	2,7	5,4	5,4	5,21	10,8	4,32	4,32	2,48	2,16	1,25	1,25	2,101	5,00	9,601
	6	5,4	/	/	3,1	2,7	5,4	/	5,21	10,8	4,32	/	/	2,16	1,25	/	2,101	5,00

Portique transversal Central 2-2

Moments aux Noeuds

Sous "G"

Niveau	Profil	q_w (t/m)	q_e (t/m)	Q_w (t)	k_w	a_w (cm)	Q_e (t)	k_e	a_e (cm)	M'_w (t.m)	M'_e (t.m)	M_w (t.m)	M_e (t.m)	M_s (t.m)	M_n (t.m)	
5	2	/	0,655	/	/	/	2,1	0,164	1,25	/	/	/	/	/	/	
							2,1	0,152	2,75							
							2,1	0,016	4,25							
	3	0,655	0,655	/	/	/	/	2,1	0,164	1,25	4,56	4,56	4,56	4,56	0	/
								2,1	0,152	2,75						
								2,1	0,016	4,25						
	4	0,655	0,655	/	/	/	/	2,1	0,164	1,25	4,56	4,56	4,56	4,56	0	/
								2,1	0,152	2,75						
								2,1	0,016	4,25						
	5	0,655	/	/	/	/	/	2,1	0,164	1,25	4,56	/	/	/	/	/
								2,1	0,152	2,75						
								2,1	0,016	4,25						
4	1	/	1,28	/	/	/	5,95	0,164	1,25	11,1	11,6	/	/	11,45	0,32	
							5,95	0,152	2,75							
							5,95	0,016	4,25							
	2	1,28	1,28	/	/	/	/	5,95	0,164	1,25	11,60	6,76	10,99	7,36	-1,44	-2,19
								5,95	0,152	2,75						
								5,95	0,016	4,25						
	3	1,28	1,28	/	/	/	/	2,63	0,164	1,25	6,76	6,76	6,76	6,76	0	0
								2,63	0,152	2,75						
								2,63	0,016	4,25						
	4	1,28	1,28	/	/	/	/	2,63	0,164	1,25	6,76	6,76	6,76	6,76	0	0
								2,63	0,152	2,75						
								2,63	0,016	4,25						
	5	1,28	1,28	/	/	/	/	2,63	0,164	1,25	6,76	11,60	7,36	10,99	1,44	2,19
								2,63	0,152	2,75						
								2,63	0,016	4,25						
	6	1,28	/	/	/	/	/	5,95	0,164	1,25	11,60	11,1	11,45	/	/	/
								5,95	0,152	2,75						
								5,95	0,016	4,25						

Niveau	Niveau	q _w (t/m)	q _e (t/m)	Q _w (t)	k _w	a _w (cm)	Q _e (t)	k _e	a _e (cm)	M _w (t.m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _e (t.m)	M _s (t.m)	M _n (t.m)
3	1	/	1,84	/	/	/	6,13	0,164	1,25	8,35	13,14	/	12,30	1,96	2,00
							6,13	0,152	2,75						
							6,13	0,016	4,25						
	2	1,84	1,84	6,13	0,164	1,25	2,7	0,164	1,25	13,14	8,13	12,4	8,9	-1,74	-1,77
				6,13	0,152	2,75	2,7	0,152	2,75						
				6,13	0,016	4,25	2,7	0,016	4,25						
3	1,84	1,84	2,7	0,164	1,25	2,7	0,164	1,25	8,13	8,13	8,13	8,13	0	0	
			2,7	0,152	2,75	2,7	0,152	2,75							
			2,7	0,016	4,25	2,7	0,016	4,25							
4	1,84	1,84	2,7	0,164	1,25	2,7	0,164	1,25	8,13	8,13	8,13	8,13	0	0	
			2,7	0,152	2,75	2,7	0,152	2,75							
			2,7	0,016	4,25	2,7	0,016	4,25							
5	1,84	1,84	2,7	0,164	1,25	6,13	0,164	1,25	8,13	13,14	8,9	12,4	1,74	1,77	
			2,7	0,152	2,75	6,13	0,152	2,75							
			2,7	0,016	4,25	6,13	0,016	4,25							
6	1,84	/	6,13	0,164	1,25	/	/	/	13,14	8,35	12,3	/	-1,96	-2,00	
			6,13	0,152	2,75	/	/	/							
			6,13	0,016	4,25	/	/	/							
2	1	/	1,90	/	/	/	6,13	0,164	1,25	8,35	13,28	/	12,18	1,87	1,97
							6,13	0,152	2,75						
							6,13	0,016	4,25						
	2	1,90	1,90	6,13	0,164	1,25	3,40	0,180	1,75	13,28	10,96	12,86	11,38	-0,75	-0,75
				6,13	0,152	2,75	2,7	0,164	1,25						
				6,13	0,016	4,25	2,7	0,152	2,75						
3	1,90	1,90	3,4	0,068	3,75	4,80	0,152	2,75	9,29	12,15	3,81	11,63	0,89	0,93	
			2,7	0,164	1,25	2,7	0,164	1,25							
			2,7	0,152	2,75	2,7	0,152	2,75							
4	1,90	1,90	2,7	0,164	1,25	2,7	0,164	1,25	12,15	8,27	11,45	8,97	-1,26	-1,27	
			2,7	0,152	2,75	2,7	0,152	2,75							
			2,7	0,016	4,25	2,7	0,016	4,25							
5	1,90	1,90	2,7	0,164	1,25	6,13	0,164	1,25	8,27	13,28	9,18	12,37	1,56	1,64	
			2,7	0,152	2,75	6,13	0,152	2,75							
			2,7	0,016	4,25	6,13	0,016	4,25							
6	1,90	/	6,13	0,164	1,25	/	/	/	13,28	0,25	12,10	/	-1,07	-1,07	
			6,13	0,152	2,75	/	/	/							
			6,13	0,016	4,25	/	/	/							
1	1	/	1,97	/	/	/	6,13	0,162	1,20	/	12,98	/	11,04	7,77	3,27
							6,13	0,152	2,7						
							6,13	0,013	4,20						
	2	1,97	1,97	6,13	0,162	1,20	6,13	0,162	1,20	12,98	12,98	12,98	12,98	0	0
				6,13	0,152	2,70	6,13	0,152	2,70						
				6,13	0,013	4,20	6,13	0,013	4,20						
3	1,97	1,97	6,13	0,162	1,20	6,13	0,162	1,20	12,98	12,98	12,98	12,98	0	0	
			6,13	0,152	2,70	6,13	0,152	2,7							
			6,13	0,013	4,20	6,13	0,013	4,2							
4	1,97	1,97	6,13	0,162	1,20	6,13	0,162	1,2	12,98	12,98	12,98	12,98	0	0	
			6,13	0,152	2,70	6,13	0,152	2,7							
			6,13	0,013	4,20	6,13	0,013	4,20							
5	1,97	1,97	6,13	0,162	1,20	6,13	0,162	1,20	12,98	12,98	12,98	12,98	0	0	
			6,13	0,152	2,7	6,13	0,152	2,7							
			6,13	0,013	4,2	6,13	0,013	4,20							
6	1,97	/	6,13	0,162	1,2	/	/	/	12,98	/	/	/	7,77	-3,27	
			6,13	0,152	2,7	/	/	/							
			6,13	0,013	4,20	/	/	/							

93
Portique transversal Central 2-2

Moments aux Nœuds Sous "P"

Niveau	Nœuds	q_w (t/m)	q_e (t/m)	q_w (t/m)	l_w	l_e (m)	Q_e (t/m)	k_e	Q_e (m)	M_w' (t.m)	M_e' (t.m)	M_w (t.m)	M_e (t.m)	M_s (t.m)	M_n (t.m)				
5	2	/	/	/	/	/	0,34	0,164	1,25	/	/	/	/	/	/				
							0,34	0,152	2,75							0,496	0,398	0,398	
							0,34	0,016	4,25										
	3	/	/	/	/	/	/	0,34	0,164	1,25	0,496	0,496	0,496	0,496	0	0			
								0,34	0,152	2,75							0,34	0,152	2,75
								0,34	0,016	4,25							0,34	0,016	4,25
	4	/	/	/	/	/	/	0,34	0,164	1,25	0,496	0,496	0,496	0,496	0	0			
								0,34	0,152	2,75							0,34	0,152	2,75
								0,34	0,016	4,25							0,34	0,016	4,25
	5	/	/	/	/	/	/	0,34	0,164	1,25	0,496	/	/	0,398	/	/			
								0,34	0,152	2,75									
								0,34	0,016	4,25									
	4	1	/	0,03	/	/	/	0,97	0,164	1,25	1,26	1,485	/	/	1,41	0,16			
								0,97	0,152	2,75									
								0,97	0,016	4,25									
2		0,03	/	/	/	/	/	0,97	0,164	1,25	1,485	0,63	1,38	0,73	-0,25	-0,39			
								0,97	0,152	2,75							0,43	0,152	2,75
								0,97	0,016	4,25							0,43	0,016	4,25
3		/	/	/	/	/	/	0,43	0,164	1,25	0,63	0,63	0,63	0,63	0	0			
								0,43	0,152	2,75							0,43	0,152	2,75
								0,43	0,016	4,25							0,43	0,016	4,25
4		/	/	/	/	/	/	0,43	0,164	1,25	0,63	0,63	0,63	0,63	0	0			
								0,43	0,152	2,75							0,43	0,152	2,75
								0,43	0,016	4,25							0,43	0,016	4,25
5		/	/	0,03	/	/	/	0,43	0,164	1,25	0,63	1,48	0,73	1,38	0,25	0,39			
								0,43	0,152	2,75							0,97	0,152	2,75
								0,43	0,016	4,25							0,97	0,016	4,25
6		0,03	/	/	/	/	/	0,97	0,164	1,25	1,485	1,26	1,41	/	-0,16	/			
								0,97	0,152	2,75									
								0,97	0,016	4,25									
3	1	/	0,12	/	/	/	3,87	0,164	1,25	5,04	5,93	/	/	5,77	0,36	0,37			
							3,87	0,152	2,75										
							3,87	0,016	4,25										
	2	0,12	0,42	/	/	/	/	3,87	0,164	1,25	5,93	3,4	5,56	3,82	-0,86	-0,87			
								3,87	0,152	2,75							1,71	0,152	2,75
								3,87	0,016	4,25							1,71	0,016	4,25
	3	0,42	0,42	/	/	/	/	1,71	0,164	1,25	3,45	3,45	3,45	3,45	0	0			
								1,71	0,152	2,75							1,71	0,152	2,75
								1,71	0,016	4,25							1,71	0,016	4,25
	4	0,42	0,42	/	/	/	/	1,71	0,164	1,25	3,45	3,45	3,45	3,45	0	0			
								1,71	0,152	2,75							1,71	0,152	2,75
								1,71	0,016	4,25							1,71	0,016	4,25
	5	0,42	0,12	/	/	/	/	1,71	0,164	1,25	3,45	5,92	3,82	5,56	0,86	0,87			
								1,71	0,152	2,75							3,87	0,152	2,75
								1,71	0,016	4,25							3,87	0,016	4,25
	6	0,12	/	/	/	/	/	3,87	0,164	1,25	5,93	5,04	5,77	/	-0,36	-0,37			
								3,87	0,152	2,75									
								3,87	0,016	4,25									
1	/	/	0,12	/	/	/	3,87	0,164	1,25	5,04	5,93	/	/	5,73	0,34	0,355			
							3,87	0,152	2,75										
							3,87	0,016	4,25										

Porteque transversal Central 2-2

Moments et efforts tranchants dans les Portes
(aux appuis)

Niveau	Traverse	l (m)	SOUS "G"							SOUS "P"						
			q (t/m)	Q (t)	a	Mw (t.m)	Me (t.m)	Tw (t)	Te (t)	q (t/m)	Q (t)	a	Mw (t.m)	Me (t.m)	Tw (t)	Te (t)
5	2-3	5,5	0,600	2,1	1,25	3,66	4,56	4,79	-5,11	/	0,34	1,25	0,398	0,496	0,49	-0,53
				2,1	2,75						0,34	2,75				
				2,1	4,25						0,34	4,25				
	3-4	5,5	0,605	2,1	1,25	4,56	4,56	4,95	-4,95	/	0,34	1,25	0,496	0,496	0,51	-0,51
				2,1	2,75						0,34	2,75				
				2,1	4,25						0,34	4,25				
	4-5	5,5	0,655	2,1	1,25	4,56	3,66	5,11	-4,79	/	0,34	1,25	0,496	0,398	0,53	-0,57
				2,1	2,75						0,34	2,75				
				2,1	4,25						0,34	4,25				
4	1-2	5,5	1,28	5,95	1,25	11,45	10,99	12,52	-12,36	0,03	0,97	1,25	1,41	1,38	1,54	-1,53
				5,95	2,75						0,97	2,75				
				5,95	4,25						0,97	4,25				
	2-3	5,5	1,28	2,63	1,25	7,36	6,76	7,57	-7,35	/	0,43	1,25	0,73	0,63	0,66	-0,63
				2,63	2,75						0,43	2,75				
				2,63	4,25						0,43	4,25				
	3-4	5,5	1,28	2,63	1,25	6,76	6,76	7,46	-7,46	/	0,43	1,25	0,63	0,63	0,64	-0,64
				2,63	2,75						0,43	2,75				
				2,63	4,25						0,43	4,25				
	4-5	5,5	1,28	2,63	1,25	6,76	7,36	7,25	-7,57	/	0,43	1,25	0,63	0,73	0,63	-0,66
				2,63	2,75						0,43	2,75				
				2,63	4,25						0,43	4,25				
	5-6	5,5	1,28	5,95	1,25	10,99	12,08	12,36	-12,56	0,03	0,97	1,25	1,38	1,41	1,53	-1,54
				5,95	2,75						0,97	2,75				
				5,95	4,25						0,97	4,25				
3	1-2	5,5	1,84	6,13	1,25	12,30	12,4	14,24	-14,10	0,12	3,87	1,25	5,77	5,56	6,17	-6,10
				6,13	2,75						3,87	2,75				
				6,13	4,25						3,87	4,25				
	2-3	5,5	1,84	2,7	1,25	8,9	8,13	9,25	-8,97	0,42	1,71	1,25	3,92	3,45	3,79	-3,65
				2,7	2,75						1,71	2,75				
				2,7	4,25						1,71	4,25				
	3-4	5,5	1,84	2,7	1,25	8,13	8,13	9,11	-9,11	0,42	1,71	1,25	3,45	3,45	3,72	-3,72
				2,7	2,75						1,71	2,75				
				2,7	4,25						1,71	4,25				
	4-5	5,5	1,84	2,7	1,25	8,11	8,9	8,97	-9,25	0,42	1,71	1,25	3,45	3,82	3,65	-3,78
				2,7	2,75						1,71	2,75				
				2,7	4,25						1,71	4,25				
	5-6	5,5	1,84	6,13	1,25	12,4	12,30	14,4	-14,24	0,12	3,87	1,25	5,56	5,77	6,1	-6,17
				6,13	2,75						3,87	2,75				
				6,13	4,25						3,87	4,25				
2	1-2	5,5	1,90	6,13	1,25	12,15	12,86	14,29	-14,54	0,12	3,87	1,25	5,73	5,66	6,15	-6,12
				6,13	2,75						3,87	2,75				
				6,13	4,25						3,87	4,25				
	2-3	5,5	1,90	3,9	1,25	11,38	9,81	11,87	-11,3	0,12	2,5	1,75	4,74	3,73	4,78	-3,5
				2,7	1,25						1,71	1,25				
				2,7	2,75						1,71	2,75				
				2,7	4,25	1,71	4,25									

2	3-4	5,5	1,90	4,22	2,75	11,62	11,45	12,2	-12,14	0,12	4,06	2,75	5,44	5,3	5,48	-5,43	
				2,7	1,25						1,71	1,25					
				2,7	2,75						1,71	2,75					
2	4-5	5,5	1,90	2,70	1,25	8,97	9,18	9,41	-9,13	0,12	1,71	1,25	3,12	3,12	2,89	-2,89	
				2,70	2,75						1,71	2,75					
				2,70	4,25						1,71	4,25					
2	5-6	5,5	1,90	6,13	1,25	12,37	12,18	14,45	-14,38	0,12	3,87	1,25	5,30	5,73	6,05	-6,21	
				6,13	2,75						3,87	2,75					
				6,13	4,25						3,87	4,25					
1	1-2	5,4	1,97	6,13	1,20	11,04	12,98	14,51	-14,51	0,12	3,87	1,25	4,87	5,73	5,97	-6,2	
				6,13	2,70						3,87	2,75					
				6,13	4,20						3,87	4,25					
	1	2-3	5,4	1,97	6,13	1,20	12,98	12,98	14,51	-14,51	0,12	3,87	1,25	5,73	5,73	6,13	-6,13
					6,13	2,70						3,87	2,75				
					6,13	4,20						3,87	4,25				
	1	3-4	5,4	1,97	6,13	1,20	12,98	12,98	14,51	-14,51	0,12	3,87	1,25	5,73	5,73	6,13	-6,13
					6,13	2,70						3,87	2,75				
					6,13	4,20						3,87	4,25				
	1	4-5	5,4	1,97	6,13	1,20	12,98	12,98	14,51	-14,51	0,12	3,87	1,25	5,73	5,73	6,13	-6,13
					6,13	2,70						3,87	2,75				
					6,13	4,20						3,87	4,25				
1	5-6	5,4	1,97	6,13	1,20	12,98	11,04	14,87	-14,15	0,12	3,87	1,25	5,73	4,87	6,2	-5,97	
				6,13	2,70						3,87	2,75					
				6,13	4,20						3,87	4,25					

Portique transversal Central 2-2

Moments, Efforts Normaux dans les poteaux

Niveau	Poteau	SOUS "θ"						SOUS "P"					
		M _n [t.m]	M _s [t.m]	T _w (y) (pouces)	T _e [t] (pouces)	N [t] (T _w +T _e)	N _{cum} [t]	M _n [t.m]	M _s [t.m]	T _w [t]	T _e [t]	N [t]	N _{cum} [t]
5	2	-3,66	2,19	/	4,79	4,79	4,79	-0,398	0,39	/	0,49	0,49	0,49
	3	0	0	-5,11	4,95	10,06	10,06	0	0	-0,53	0,51	1,04	1,04
	4	0	0	-4,95	5,11	10,06	10,06	0	0	-0,51	0,53	1,04	1,04
	5	+3,66	-2,19	-4,79	/	4,79	4,79	0,398	-0,39	-0,51	/	0,51	0,51
4	1	1,15	-1,2	-10,87	12,52	23,39	23,39	-0,16	0,37	-1,23	1,54	2,77	2,77
	2	1,44	-1,7	-12,36	7,57	19,93	24,72	0,25	-0,87	-1,53	0,66	2,19	2,68
	3	0	0	-7,35	7,46	14,81	24,87	0	0	-0,63	0,64	1,27	2,31
	4	0	0	-7,46	7,35	14,81	24,87	0	0	-0,64	0,63	1,27	2,31
	5	-1,44	1,77	-7,57	12,36	19,93	24,72	-0,25	0,87	-0,66	1,53	2,19	2,7
	6	-1,15	1,2	-12,52	10,87	23,39	23,39	0,16	0,37	-1,54	1,26	2,77	2,8
3	1	-1,17	1,2	-7,55	14,24	21,80	45,23	-0,36	0,355	-4,92	6,17	11,09	13,86
	2	1,74	-0,75	-14,10	9,25	23,46	48,07	0,86	-0,47	-6,1	2,78	9,89	12,56
	3	0	0	-8,97	9,11	18,08	42,95	0	0,87	-3,65	3,72	7,37	9,68
	4	0	0	-9,11	8,97	18,08	42,95	0	-1,11	-3,72	3,65	7,37	9,68
	5	-1,74	1,64	-9,25	14,10	23,46	48,07	-0,86	1,12	-3,78	6,1	9,88	12,58
	6	1,17	-1,20	-14,24	7,55	21,80	45,23	0,36	-0,355	-6,17	4,92	11,09	13,86
2	1	-1,20	3,27	-7,55	14,29	21,84	67,07	-0,34	1,44	-4,92	6,15	11,07	24,93
	2	0,75	0	-14,54	11,87	26,33	74,7	0,45	0	-6,12	4,78	10,9	23,46
	3	-0,89	0	-11,3	12,2	23,3	66,25	-0,83	0	-3,5	5,48	8,99	18,84
	4	1,26	0	-12,14	9,41	21,55	64,5	1,06	0	-5,43	2,89	8,32	18
	5	-1,56	0	-9,13	14,29	23,5	71,57	-1,06	0	-2,89	6,05	8,94	21,52
	6	1,2	-3,27	-14,54	7,55	21,84	67,07	0,34	-1,44	-6,21	4,92	11,07	24,93

→ suite

→ suite

983

1	1	-7,77	3,78	/	14,15	14,15	81,22	-3,43	1,71	/	5,97	5,97	30,90
	2	0	0	-14,87	14,51	29,38	104,08	0	0	-6,3	6,13	12,43	35,99
	3	0	0	-14,51	14,51	29,02	95,27	0	0	-6,13	6,13	12,26	31,1
	4	0	0	-14,51	14,51	29,02	93,52	0	0	-6,13	6,13	12,26	29,26
	5	0	0	-14,51	14,87	29,28	100,95	0	0	-6,13	6,3	12,26	33,78
	6	7,77	-3,78	-14,15	/	14,15	81,22	3,43	-1,71	-5,97	/	5,97	30,90

Portique Longitudinal Central II-II Moments Aux Noeuds sous 6°

Niveau	Poutre	M _w [t.m]		M _e [t.m]		M _w [t.m]		M _e [t.m]		M _s [t.m]		M _n [t.m]	
		1 ^{er}	2 ^e	1 ^{er}	2 ^e	1 ^{er}	2 ^e	1 ^{er}	2 ^e	1 ^{er}	2 ^e	1 ^{er}	2 ^e
5	2	/	0,998	/	2,273	/	2,273	/	1,823	/	1,82	/	/
	3	0,998	0,998	2,273	2,273	2,273	2,273	2,273	2,273	0	0	/	/
	4	0,998	0,998	2,273	2,273	2,273	2,273	2,273	2,273	0	0	/	/
	5	0,998	/	2,273	/	1,823	/	/	/	-1,82	/	/	/
	6	/	1,890	11,1	4,304	/	3,029	3,029	3,029	/	/	/	/
4	2	1,890	1,623	4,304	3,696	4,122	3,772	3,772	3,772	-0,18	-0,27	/	/
	3	1,623	1,623	3,696	3,696	3,696	3,696	3,696	3,696	0	0	0	0
	4	1,623	1,623	3,696	3,696	3,696	3,696	3,696	3,696	0	0	0	0
	5	1,623	1,890	3,696	4,304	3,772	4,222	4,222	4,222	0,18	0,27	0,27	0,27
	6	1,89	/	4,304	11,1	3,029	/	/	/	-3,029	/	/	/
3	2	/	2,472	8,35	5,36	/	4,644	4,644	4,644	2,192	2,229	/	/
	3	2,195	2,195	4,99	4,99	4,99	4,99	4,99	4,99	0	0	0	0
	4	2,195	2,195	4,99	4,99	4,99	4,99	4,99	4,99	0	0	0	0
	5	2,195	2,472	4,99	5,36	5,085	5,534	5,534	5,534	0,128	0,13	0,13	0,13
	6	2,472	/	5,63	8,35	4,644	/	/	/	-2,3	-2,34	-2,34	-2,34
2	2	/	2,53	8,35	5,762	/	4,484	4,484	4,484	2,186	2,298	/	/
	3	2,255	2,255	6,153	9,015	6,672	8,495	8,495	8,495	0,889	0,934	0,934	0,934
	4	2,255	2,255	9,015	5,136	8,311	5,839	5,839	5,839	-1,205	-1,266	-1,266	-1,266
	5	2,255	2,53	5,136	5,762	5,249	5,648	5,648	5,648	0,194	0,204	0,204	0,204
	6	2,53	/	5,762	8,35	4,484	/	/	/	-2,186	-2,298	-2,298	-2,298
1	2	2,602	2,602	5,712	5,712	5,712	5,712	5,712	5,712	0	0	0	0
	3	2,602	2,602	5,712	5,712	5,712	5,712	5,712	5,712	0	0	0	0
	4	2,602	2,602	5,712	5,712	5,712	5,712	5,712	5,712	0	0	0	0
	5	2,602	2,602	5,712	5,712	5,712	5,712	5,712	5,712	0	0	0	0
	6	2,602	/	5,712	/	4,857	/	/	/	-3,419	-1,437	-1,437	-1,437

Postique Longitudinal Central II-II Moments aux Noeuds "P" sous "P"

Niveau	noeud	q_w (t.m)	q_e (t.m)	M'_w (t.m)	M'_e (t.m)	M_e (t.m)	M_s (t.m)	M_n (t.m)
5	2	/	0	/	0	/	0	/
	3	0	0	0	0	0	0	/
	4	0	0	0	0	0	0	/
	5	0	/	0	/	0	/	/
4	1	/	0,15	1,26	0,342	/	0,241	0,24
	2	0,15	0,067	0,342	0,152	0,318	0,175	-0,056
	3	0,067	0,067	0,152	0,152	0,152	0,152	0
	4	0,067	0,067	0,152	0,152	0,152	0,152	0
	5	0,067	0,15	0,152	0,342	0,175	0,318	0,056
	6	0,15	/	0,342	1,26	0,241	/	-0,24
3	1	/	0,6	5,04	1,366	/	1,127	0,558
	2	0,60	0,69	1,366	1,571	1,396	1,54	0,071
	3	0,69	0,69	1,571	1,571	1,571	1,571	0
	4	0,69	0,69	1,571	1,571	1,571	1,571	0
	5	0,69	0,6	1,571	1,366	1,54	1,396	-0,071
	6	0,6	/	1,366	5,04	1,127	/	-0,558
2	1	/	0,6	5,04	1,366	/	1,063	0,518
	2	0,6	0,067	1,366	2,132	1,5	1,995	0,257
	3	0,067	0,067	0,9	3,576	1,385	3,09	0,831
	4	0,067	0,067	3,576	0,152	2,954	0,773	-1,064
	5	0,067	0,6	0,152	1,366	0,372	1,145	0,377
	6	0,6	/	1,366	5,04	1,063	/	-0,518
1	1	/	0,75	/	1,646	/	1,399	0,985
	2	0,75	0,75	1,646	1,646	1,646	1,646	0
	3	0,75	0,75	1,646	1,646	1,646	1,646	0
	4	0,75	0,75	1,646	1,646	1,646	1,646	0
	5	0,75	0,75	1,646	1,646	1,646	1,646	0
	6	0,75	/	1,646	/	1,399	/	-0,985

Portique Longitudinal Central II-II

Moments et Efforts Tranchants dans les Poutres (aux appuis)

Niveau	traverse	l [m]	SOUS "G"					SOUS "P"				
			q [t/ml]	M _w [t.m]	M _e [t.m]	T _w [t]	T _e [t]	q [t/m]	M _w [t.m]	M _e [t.m]	T _w [t]	T _e [t]
5	2-3	5,5	0,998	1,823	2,273	2,663	-2,83	0	0	0	0	0
	3-4	5,5	0,998	2,273	2,273	2,74	-2,74	0	0	0	0	0
	4-5	5,5	0,998	2,273	1,823	2,826	-2,66	0	0	0	0	0
4	1-2	5,5	1,89	3,029	4,227	4,98	-5,41	0,15	0,241	0,318	0,398	-0,426
	2-3	5,5	1,623	3,772	3,696	4,48	-4,45	0,067	0,175	0,152	0,188	-0,18
	3-4	5,5	1,623	3,696	3,696	4,46	-4,46	0,067	0,152	0,152	0,184	-0,184
	4-5	5,5	1,623	3,696	3,772	4,45	-4,477	0,067	0,152	0,175	0,180	-0,188
	5-6	5,5	1,89	4,227	3,029	5,42	-4,98	0,15	0,318	0,241	0,426	-0,398
3	1-2	5,5	2,472	4,644	5,534	6,64	-6,96	0,6	1,127	1,396	1,60	-1,698
	2-3	5,5	2,195	5,085	4,99	6,05	-6,02	0,69	1,54	1,571	1,892	-1,903
	3-4	5,5	2,195	4,99	4,99	6,04	-6,04	0,69	1,571	1,571	1,897	-1,897
	4-5	5,5	2,195	4,99	5,085	6,02	-6,05	0,69	1,571	1,54	1,903	-1,892
	5-6	5,5	2,472	5,534	4,644	6,96	-6,64	0,6	1,396	1,127	1,698	-1,60
2	1-2	5,5	2,53	4,484	6,135	6,66	-7,26	0,6	1,063	1,5	1,57	-1,729
	2-3	5,5	2,255	7,452	6,672	6,34	-6,06	0,067	1,993	1,385	0,295	-0,074
	3-4	5,5	2,255	8,495	8,311	6,23	-6,17	0,067	3,09	2,954	0,210	-0,159
	4-5	5,5	2,255	5,839	5,249	6,31	-6,10	0,067	0,773	0,372	0,295	-0,111
	5-6	5,5	2,53	5,648	4,484	7,17	-6,75	0,6	0,145	1,063	1,665	-1,635
1	1-2	5,4	2,602	4,857	5,712	6,867	-7,18	0,75	1,399	1,646	1,980	-2,07
	2-3	5,4	2,602	5,712	5,712	7,025	-7,025	0,75	1,646	1,646	2,025	-2,025
	3-4	5,4	2,602	5,712	5,712	7,025	-7,025	0,75	1,646	1,646	2,025	-2,025
	4-5	5,4	2,602	5,712	5,712	7,184	-7,025	0,75	1,646	1,646	2,025	-2,025
	5-6	5,4	2,602	5,712	4,857	7,184	-6,867	0,75	1,646	1,399	2,07	-1,980

102
Portique Longitudinal Central II - II

Moments - Efforts Normaux dans Les Poteaux

Niveau	Poteaux	Sous "G"						Sous P					
		M _n (t.m)	M _s (t.m)	T _w (t) (poutres)	T _e (t) (poutres)	N (t) (T _w +T _e)	N _{cum} (t)	M _n (t.m)	M _s (t.m)	T _w (t)	T _e (t)	N (t)	N _{cum} (t)
5	2	-1,82	0,27	/	2,662	2,662	2,662	0	0,086	/	0	0	0
	3	0	0	-2,826	2,744	5,57	5,57	0	0	0	0	0	0
	4	0	0	-2,744	2,826	5,57	5,57	0	0	0	0	0	0
	5	1,82	-0,27	-2,662	/	2,662	2,662	0	-0,086	0	/	0	0
4	1	-3,03	2,23	10,87	4,979	15,849	15,849	-0,24	0,57	-1,23	0,398	1,628	1,628
	2	0,18	-0,23	-5,415	4,477	9,892	12,554	0,06	-0,07	-0,426	0,188	0,614	0,614
	3	0	0	-4,449	4,443	8,912	14,482	0	0	-0,180	0,184	0,363	0,368
	4	0	0	-4,463	4,449	8,912	14,482	0	0	-0,184	0,180	0,368	0,361
	5	-0,18	0,13	-4,477	5,415	9,892	12,554	-0,06	0,07	-0,188	0,426	0,614	0,614
	6	3,03	-2,34	-4,979	10,87	15,849	15,849	0,24	-0,57	-0,398	1,23	1,628	1,628
3	1	-2,2	2,3	7,55	6,636	14,186	30,035	-0,56	0,54	-4,92	1,601	6,521	8,149
	2	0,22	-0,67	-6,959	6,053	13,012	25,566	-0,071	0,25	-1,691	1,891	3,589	4,203
	3	0	0,93	-6,019	6,063	12,055	26,537	0	0,87	-1,903	1,897	3,8	4,168
	4	0	-1,27	-6,036	6,019	12,055	26,537	0	1,12	-1,897	1,903	3,8	4,168
	5	-0,13	0,2	-6,053	6,959	13,012	25,566	0,071	-0,4	-1,891	1,691	3,589	4,203
	6	2,3	-2,3	-6,636	7,55	14,186	30,035	0,56	-0,544	-1,601	4,92	6,521	8,149
2	1	-2,2	1,44	7,55	6,657	14,207	44,24	-0,52	0,41	-4,92	1,57	6,49	14,639
	2	0,64	0	-7,257	6,343	13,6	39,166	0,24	0	-1,729	0,29	2,019	6,222
	3	-0,83	0	-6,059	6,234	12,293	38,83	-0,83	0	-0,073	0,209	0,282	4,145
	4	1,2	0	-6,167	6,308	12,475	39,012	1,06	0	-0,159	0,257	0,416	4,584
	5	-0,2	0	-6,093	7,169	13,26	39,826	-0,38	0	-0,111	1,664	1,775	5,979
	6	2,2	-1,44	-6,745	7,55	14,207	44,24	0,52	-0,41	-1,635	4,92	6,49	14,639

→ suite

→ Suite

1	1	-3,42	1,71	/	6,867	6,867	51,109	-0,98	0,49	/	1,979	1,979	16,61
	2	0	0	-7,183	7,025	14,208	53,374	0	0	-2,07	2,025	4,095	10,327
	3	0	0	-7,025	7,025	14,025	52,855	0	0	-2,025	2,025	4,05	8,50
	4	0	0	-7,025	7,025	14,025	53,037	0	0	-2,025	2,025	4,05	8,634
	5	0	0	-7,025	7,183	14,208	53,034	0	0	-2,025	2,07	4,095	10,07
	6	3,42	-1,71	-6,867	/	6,867	51,109	0,98	-0,49	-1,979	/	1,979	16,61

ETUDE AU SEISME

Etude dynamiqueI/ Introduction :

Le règlement parasismique Algérien (RPA) prescrit pour les constructions présentant une répartition irrégulière de masse ainsi qu'une discontinuité de plancher, une analyse dynamique de la structure.

Le centre culturel étudié présente des irrégularités, il ne peut donc faire l'objet de la méthode équivalente proposée par le RPA 81 .

II/ Calcul des modes propres de vibrations :II.1/ Présentation du modèle utilisé :

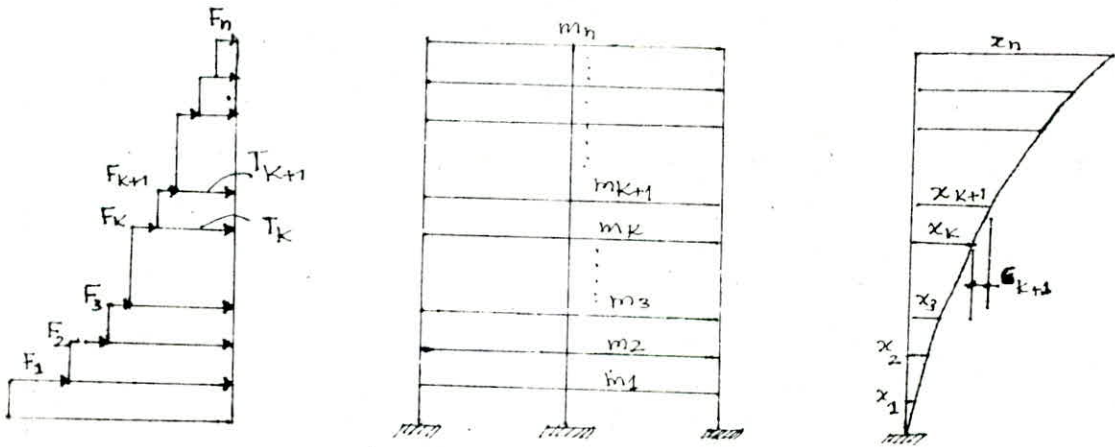
La modélisation la plus intéressante pour le calcul des modes propres aurait certes été, vu la forme de la structure, une modélisation tridimensionnelle, et on aurait alors décomposée le bâtiment en éléments finis. Le programme le plus performant en Algérie pour l'étude de ce genre de structure est le SAP IV ,SAP 80. Après une longue recherche et consultation, il a été décidé d'opter pour un modèle de calcul plus simple : une console avec masses concentrées.

La méthode de HOLZER TRANSFORMEE

C'est une méthode numérique approchée aux calcul dynamiques des structures (des bâtiments) est ceci par l'introduction de "Rigidité" Relative du niv."

- Soit un portique appartenant à un bâtiment
- Composé de n étage et de " m " rangées de poteaux à chaque niveau k est concentré la masse m_k (poids propres de l'étage + Z % de surcharges)

Supposons que l'un de nos portique est soumis à un choc, un mouvement oscillatoire autour de **sa** positions d'équilibre statique se produira d'après la première forme de vibration (mode fondamentale) durant ce mouvement n'importe quel point de structure aura une pulsation ω_1 ; une fréquence f_1 ce qui induit une période T_1 .



L'allure de la déformé extérieure d'une rangée de poteau sera caractérisé par les déplacements maximum.

A chaque niveau k est sur chaque masse m_k agira une force F_k ayant une valeur maximale.

$$F_k = m_k \omega_1^2 X_k$$

Sachant que les oscillations libres sont données par l'équation

$$X(t) = X_k \sin(\omega_1 t + \varphi) \rightarrow \dot{X}(t) \text{ et } \ddot{X}(t) \text{ ave } \ddot{X}(t)_{\max} = \omega_1^2 X_k$$

$$\Rightarrow F_{k \max} = m_k \ddot{X}_{\max} = m_k \omega_1^2 X_k$$

$$\bullet X_k = X_{k+1} - \delta_{k+1}$$

$$\bullet \delta_{k+1} = \frac{T_{k+1}}{R_{k+1}}$$

$$\bullet T_{k+1} = \sum_{r=k+1}^n F_r = \omega_1^2 \sum_{r=k+1}^n m_r X_r$$

$$d'ou \quad X_{k+1} = X_{k+1} - \frac{\omega_1^2}{R_{k+1}} \sum_{r=k+1}^{r=n} m_r X_r \quad (A)$$

- * tel que :
- ϕ_{k+1} : déplacement relatif du niveau k+1/ au niv.k
- T_{k+1} : effort tranchant qui produit le déplacement
- R_{k+1} : rigidité relative du niveau k+1/ au niv.k

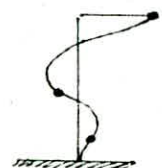
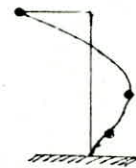
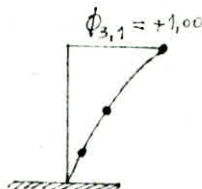
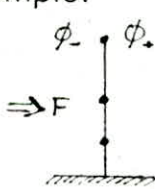
* **REMARQUE** : Puisque le déformé dynamique correspond au mode (i) est proportionnel au vecteur propres respectif ; les amplitudes "X" (formule A) peuvent être remplacées par ces ordonnées principales "Ø"

$\phi_k = \phi_{k+1} - \frac{\omega_i^2}{R_{k+1}} \sum_{r=k+1}^n n_r \phi_r \quad (B)$ i : mode
n : nombre de niv
 de la formule (B) ; on peut calculer par des essais successifs ; la pulsation ω_i et la forme propre de n'importe quel mode de vibration pour laquelle la déformé $\phi_{k,i}$ coïncide avec le mode value.

En prenant une ordonnée extrême supérieure $\phi_{n,i}$ tel que $\phi_{n,i} = 1$ (généralement) et appartenant à une forme propre qu'on doit déterminer.

Remarque : $\phi_{0,i} = 0$ (l'ordonnée se trouvant à la base) pour n'importe quel mode de vibration.

Pour une console verticale les modes de vibration sont par exemple.



** Notations pratiques

1^{er} mode de vibration (mode fondamental) (ϕ : de même signe)

2^{em} mode de vibration (un seul changement)

3^{em} mode de vibration (deux changements de signe)

tel que : I_0 et l_0 ~~et~~ la valeurs arbitraires choisies :

$I_k^{(S)} = K_{(S)} I_0$ ---> moment d'inertie effectif du poteau du niveau k

$R_{k(S)}$ ---> rigidité relative du poteau (S) dans l'hypothèse

des poutres parfaitement rigides (translation-sans rotation des nœuds)

$l_k = \lambda l_0$ ---> hauteur de l'étage k (entre niv.) (k et k-1)

$$\omega_i = \varphi_i \frac{R_0}{m_0}$$

$$R_0 = \frac{12 EI_0}{l_0}$$

$f_k^{(s)} = \frac{K_k^{(s)}}{\lambda_k^{(s)}} \rightarrow$ rigidité - Conventiennelle du Poteau (s) du Niveau (k)
 $A_k \rightarrow$ facteur de correction à partir duquel on introduit l'influence de la rotation des neuds dûe à la flexibilité des Poutres
 n : \rightarrow Nombre de niveaux
 m : \rightarrow Nombre de rangées de Poteau

$$R_{k(s)} = \frac{12 EI_k}{l_k^3} = \frac{f_k^{(s)}}{\lambda_k^2} R_0 \rightarrow \textcircled{G}$$

$$R_k^{(s)} = A_k R_{k(s)} = \eta_k^{(s)} R_0 \rightarrow \textcircled{H} \text{ avec } \eta_k^{(s)} = A_k \frac{f_k}{\lambda_k^2}$$

La Rigidité totale k pour tous les poteaux de ce niveau k est donnée par

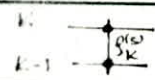
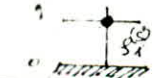

$$R_k = \sum_{s=1}^m R_k^{(s)} = I_0 \eta_k \quad \text{tel que } \eta_k = \sum_{s=1}^m \eta_k^{(s)}$$

$$R_0/R_k = \frac{1}{\eta_k} \text{ et } \frac{m_r}{m_0} = \alpha_r \quad \textcircled{I} \text{ devient}$$

$$\phi_{k-1} = \phi_k - \frac{1}{\eta_k} \sum \alpha_r \phi_r \psi_i \quad \textcircled{D'}$$

Valeur de coefficient de correction

TABLEAU DE M IFRIM

Schémas	-Coefficient de correction
	$A_k^{(s)} = 1 - 0,75 (d_k^{(s)} + d_{k+1}^{(s)} - d_k^{(s)} \cdot d_{k-1}^{(s)})$
	$A_1^{(s)} = 1 - 0,75 d_1^{(s)}$
	$A_1^{(s)} = 0,25 (1 - d_1^{(s)})$

Les Valeurs de "dk" donnent les coefficients correcteurs (représente les facteurs de distribution Cross Cij)

Determination Des Caracteristiques Propres de Vibration

① Evaluation des masses de niveaux :

on trouve les valeurs suivantes :

Niveau	5	4	3	2
masse (t)	387,193	908,331	932,284	1128,093

Exemple de calcul :

Niveau 5	
Acrotère	$0,1 \times 0,6 \times 18 \times 2500 \times 4 = 10800 \text{ Kg}$
poutres principales croisées	$0,45 \times 1,2 \times 18 \times 2500 \times 4 = 97200 \text{ Kg}$
poutrelles	$0,2 \times 0,4 \times 18 \times 2500 \times 9 = 32400 \text{ Kg}$
plancher	$509 \times 18 \times 18 = 164916 \text{ Kg}$
poutres de rive	$0,3 \times 0,55 \times 18 \times 2500 \times 4 = 29700 \text{ Kg}$
poteaux	$0,5 \times 0,5 \times \frac{2,25}{2} \times 12 = 8437,5 \text{ Kg}$
mur extérieur ($220 \times 2 + 20$ (plafond)) 460 Kg/m ²	$460 \times \frac{2,25}{2} \times 18 \times 4 = 37260 \text{ Kg}$
	<u>$G = 380713,5 \text{ Kg}$</u>
Surcharge	$100 \times 18 \times 18 = 32400 \text{ Kg}$
	$P = 32400 \text{ Kg}$
	$m_5 = G + P/5 = 387,193 \text{ t}$

② Calcul de rigidités de niveaux :

Portique transversal (longitudinal) Central 2-2

$$E = 21000 \sqrt{0,8} \quad \sigma'_j = 1,2 \sigma'_{2,8} \text{ avec } \sigma'_{2,8} = 270 \text{ Kg/cm}^2 ; E = 378 \cdot 10^4 \text{ tf/m}^2$$

$$\text{on prend } l_0 = 2,25 \text{ m} \rightarrow I_0 = \frac{0,5 \times (0,5)^3}{12} = 52,1 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rightarrow R_0 = 12 E I_0 / l_0^3 = 20747,68 \text{ tf/m}$$

	barres	$I \cdot 10^4$	$P(m)$	$k = \frac{I}{L_0}$	$\lambda = \frac{P}{P_0}$	$\rho = \frac{k}{\lambda}$
Poutres	1-2	52,1	3,70	1,000	1,644	0,6081
	2-3	52,1	3,50	1,000	1,5556	0,6428
	3-4	52,1	3,45	1	1,5333	0,6522
	5-6	52,1	3,70	1	1,6444	0,6081
	6-7	52,1	3,50	1	1,5556	0,6428
	7-8	52,1	3,45	1	1,5333	0,6522
	8-9	52,1	2,25	1	1,000	1,000
	10-11	52,1	3,70	1	1,6444	0,6081
	11-12	52,1	3,50	1	1,5556	0,6428
	12-13	52,1	3,45	1	1,5333	0,6522
	13-14	52,1	2,25	1	1,000	1,000
	15-16	52,1	3,70	1	1,6444	0,6081
	16-17	52,1	3,50	1	1,5556	0,6428
	17-18	52,1	3,45	1	1,5333	0,6522
	18-19	52,1	2,25	1	1,000	1,000
	20-21	52,1	3,70	1	1,6444	0,6081
	21-22	52,1	3,50	1	1,5556	0,6428
	22-23	52,1	3,45	1	1,5333	0,6522
	23-24	52,1	2,25	1	1,000	1,000
	25-26	52,1	3,70	1	1,6444	0,6081
	26-27	52,1	3,50	1	1,5556	0,6428
	27-28	52,1	3,45	1	1,5333	0,6522
	Poutres	2-6	54,00	6,00	1,0365	2,6667
3-7		41,59	6,00	0,7983	2,6667	0,2994

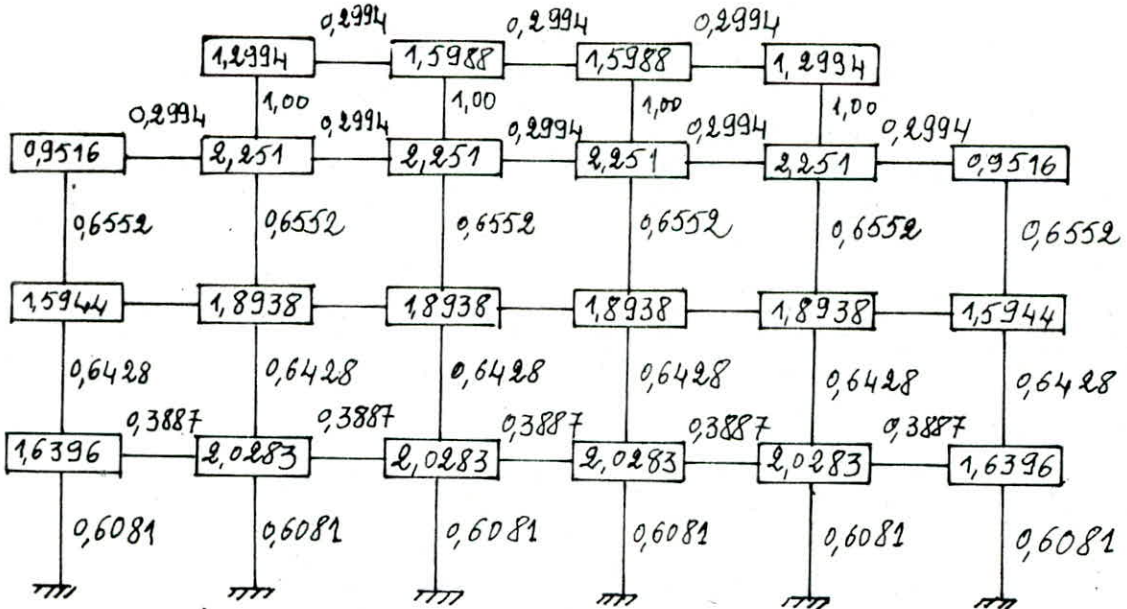
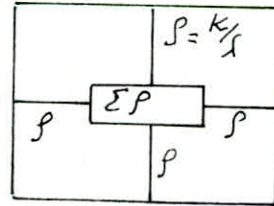
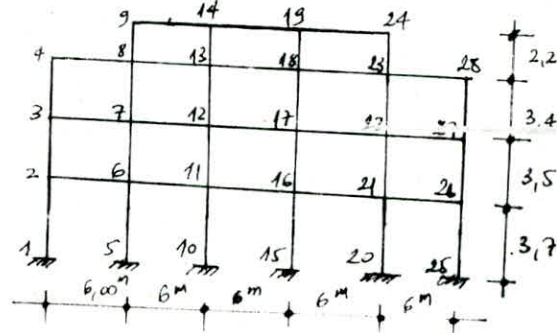
N.B :

Coefficient de répartition "Cross

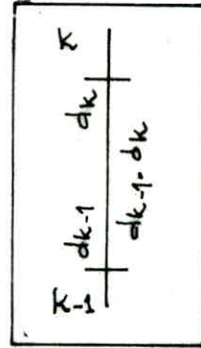
$$C_{ij} = \frac{R_{ij}}{\sum R_{ij}} = d_k$$

$$R_{ij} = \frac{I_{ij}}{L_{ij}} = \frac{I_{ij}}{I_0} \times \frac{I_0}{L_0} \times \frac{L_0}{L_{ij}} = \rho_{ij} \frac{I}{L}$$

$$d_k = C_{ij} = \frac{\rho_{ij}}{\sum \rho_{ij}} \rightarrow d_k = \frac{\rho}{\sum \rho}$$



0,3309	0,232	0,4032	0,4091	0,6854	0,2804	0,4442	0,7696
0,2998	0,3176	0,3394	0,2844	0,2854	0,5600	0,3419	0,6255
0,2998	0,3176	0,3394	0,3444	0,2854	0,0998	0,4442	0,6255
0,2998	0,3176	0,3394	0,3444	0,2854	0,0998	0,4442	0,6255
0,2998	0,3176	0,3394	0,3444	0,2854	0,0998	0,4442	0,6255
0,3709	0,2998	0,4032	0,4091	0,6854	0,1177	0,3419	0,7696



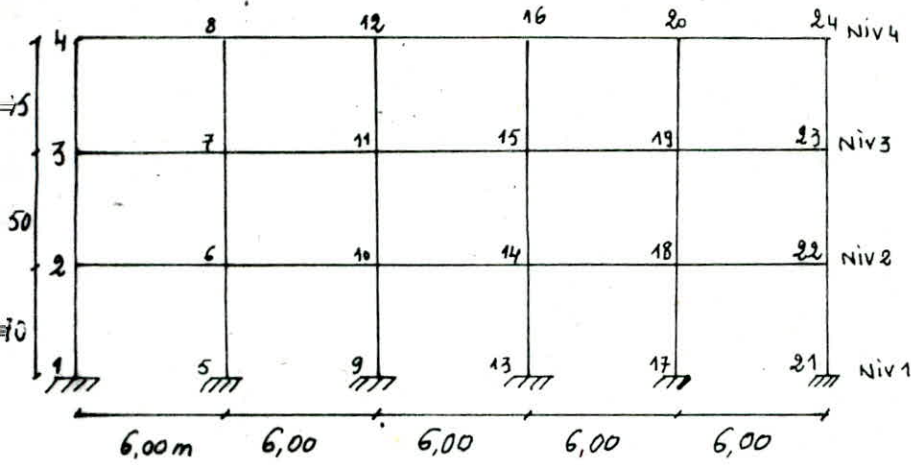
- Rigidite de niveau - Corrigees :

Niv	Coeff de Corrat \$A_k\$	\$A_k^{(2)}\$	rigidite relatif \$P_k^{(1)}\$	\$P_k^{(2)}\$	\$\int_k^{(1)}\$	\$\int_k^{(2)}\$	\$\eta_k^{(1)}\$	\$\eta_k^{(2)}\$	-Coef de rig tota \$P_k = \sum P_k\$	Rigidite d'univ \$R_k\$ (tf/m)
5		0,4061 0,3461		1,000		1,000		0,4061 0,3461	1,5044	31211,32
4	0,3894	0,5993	0,6522	0,6522	1,5333	1,5333	0,108	0,1663	0,8812	18283,61
3	0,5669	0,5881	0,6428	0,6428	1,5556	1,5556	0,1506	0,1562	0,926	19212,1
2	0,7218	0,7752	0,6081	0,6081	1,6444	1,6444	0,1623	0,1743	1,0218	21199,67

$$\eta_k^{(s)} = \frac{P_k^{(s)}}{(\int_k^{(s)})^2} A_k^{(s)}$$

$$R_k = R_0 \sum \eta$$

Portique transversal (long) de rive 1.1



$$E = 21000 \sqrt{\sigma'_i}, \quad \sigma'_i = 1,2 \sigma'_{28}$$

$$E = 21000 \sqrt{1,2 \cdot 270}$$

$$E = 378 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$$

on prend arbitrairement

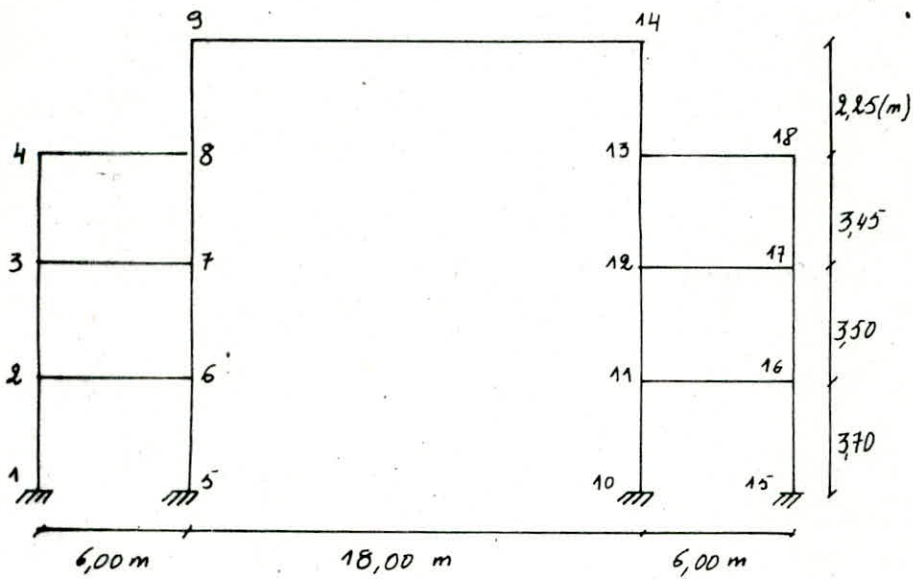
$$l_0 = 3,45 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{0,5 \cdot (0,5)^3}{12} = 52,1 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$R_0 = \frac{12 E I_0}{l_0} = 5752,964 \text{ t/m}$$

baies	$I \text{ (m}^4)$ 10 ⁴	$l \text{ (m)}$	$K = \frac{I}{I_0}$	$\lambda = \frac{l}{l_0}$	$\rho = \frac{K}{\lambda}$
1-2	52,08	3,70	1,000	1,0724	0,9325
2-3	52,08	3,50	1,000	1,0145	0,9857
3-4	52,08	3,45	1	1,000	1,000
5-6	52,08	3,70	1	1,0724	0,9325
6-7	52,08	3,50	1	1,0145	0,9857
7-8	52,08	3,45	1	1,000	1,000
9-10	52,08	3,70	1	1,0724	0,9325
10-11	52,08	3,50	1	1,0145	0,9857
11-12	52,08	3,45	1	1,000	1,000
13-14	52,08	3,70	1	1,0724	0,9325
14-15	52,08	3,50	1	1,0145	0,9857
15-16	52,08	3,45	1	1,000	1,000
17-18	52,08	3,70	1	1,0724	0,9325
18-19	52,08	3,50	1	1,0145	0,9857
19-20	52,08	3,45	1	1,000	1,000
21-22	52,08	3,70	1	1,0724	0,9325
22-23	52,08	3,50	1	1,0145	0,9857
23-24	52,08	3,45	1	1,000	1,000
2-6	41,59	6,00	0,7985	1,7391	0,4591

Portique transversal (longitudinal) Central 3-3

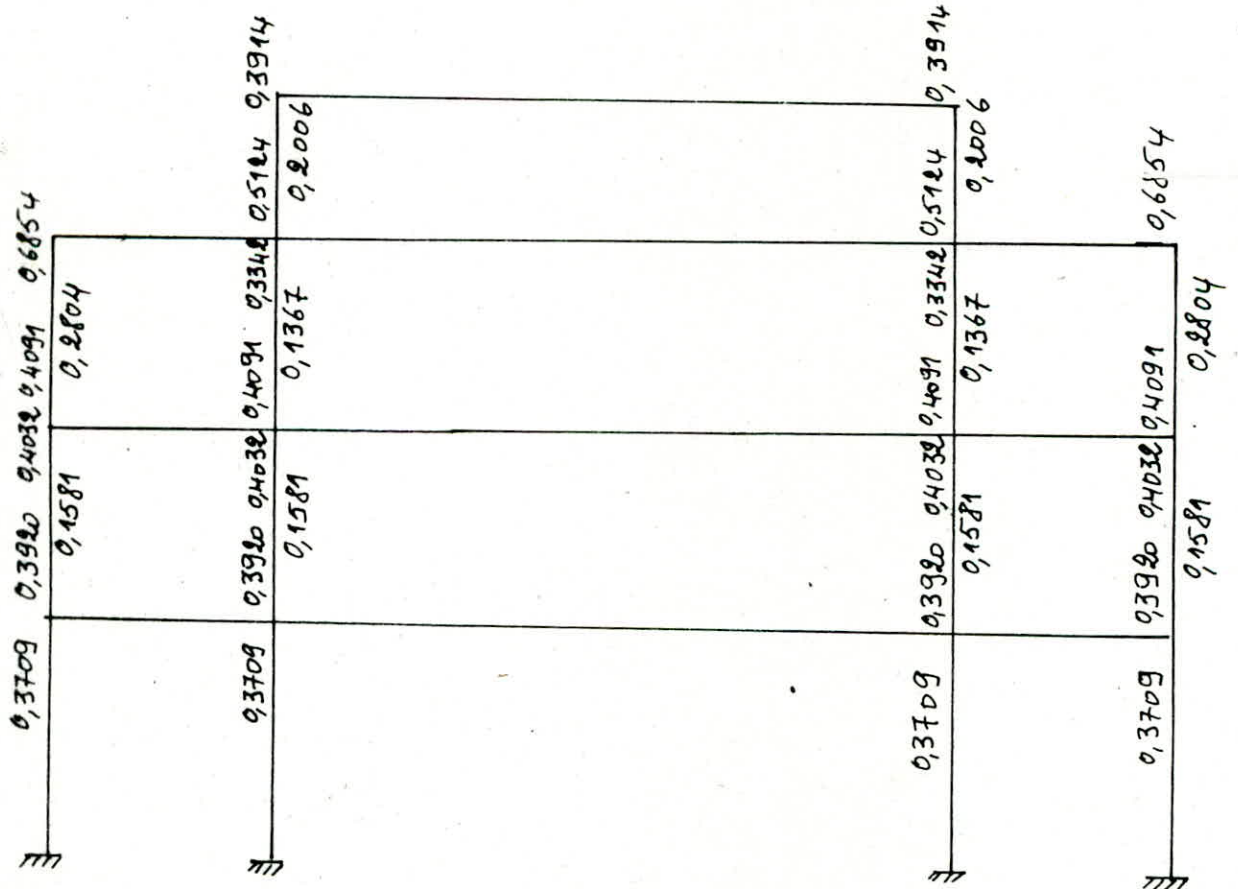
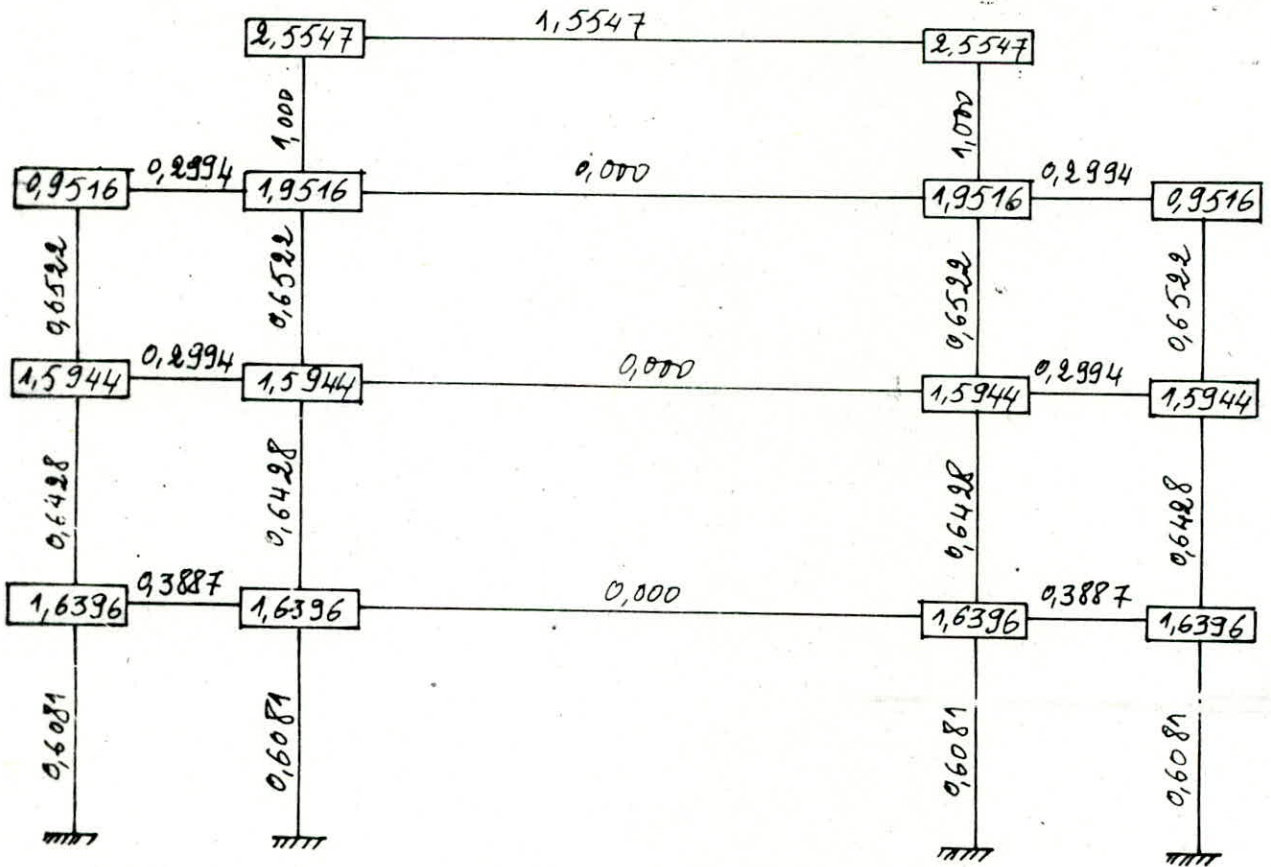


$$l_0 = 2,25 \text{ m}$$

$$I_0 = 52,1 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 (50 \times 50)$$

$$R_0 = \frac{12 EI}{l_0^3} = 20747,38 \text{ tf/m}$$

Barres		$I \cdot 10^4$ (m ⁴)	l (m)	$k = \frac{I}{I_0}$	$\lambda = \frac{l}{l_0}$	$f = \frac{k}{\lambda}$
Poteaux	1-2	52,1	3,70	1	1,6444	0,6081
	2-3	52,1	3,50	1	1,5556	0,6428
	3-4	52,1	3,45	1	1,5333	0,6522
	5-6	52,1	3,70	1	1,6444	0,6081
	6-7	52,1	3,50	1	1,5556	0,6428
	7-8	52,1	3,45	1	1,5333	0,6522
	8-9	52,1	2,25	1	1,000	1,000
	10-11	52,1	3,70	1	1,6444	0,6081
	11-12	52,1	3,50	1	1,5556	0,6428
	12-13	52,1	3,45	1	1,5333	0,6522
	13-14	52,1	2,25	1	1,000	1,000
	15-16	52,1	3,70	1	1,6444	0,6081
	16-17	52,1	3,50	1	1,5556	0,6428
	17-18	52,1	3,45	1	1,533	0,6522
Poutres	2-6	54,00	6,00	1,0365	2,6667	0,3887
	6-11	0	18,00	0	8,000	0
	3-7	41,59	6,00	0,7983	2,6667	0,2994
	9-14	648	18,00	12,4376	8,000	1,5547



NIVEAU	Coeff de correction $A_K^{(1)}$	$A_K^{(2)}$	rigidité relative $f_K^{(1)}$	$f_K^{(2)}$	$\lambda_K^{(1)}$	$\lambda_K^{(2)}$	$\eta_K^{(1)}$	$\eta_K^{(2)}$	Coeff rigidité totale $\eta_K = \sum \eta_K^{(i)}$	rigidité de niveau $R_K \left(\frac{t}{m} \right)$
5	/	0,4726	/	1,000	/	1,000	/	0,4726	0,9452	19610,48
4	0,3894	0,5451	0,6522	0,6522	1,5333	1,5333	0,1080	0,1512	0,5184	10755,49
3	0,5222	0,5222	0,4628	0,4628	1,5556	1,5556	0,1387	0,1387	0,5548	11510,65
2	0,7218	0,7218	0,6081	0,6081	1,6449	1,6449	0,1623	0,1623	0,6492	13469,2

Rigidité totale de niveau :

Notre structure est symétrique, et le nombre de portiques dans les deux sens est le même, donc il suffit d'étudier un seul sens.

$$R = \sum_{i=2}^5 R_{ki} = \eta_K R_0 \text{ avec } \eta_K = \sum_{i=2}^5 \eta_{ki}$$

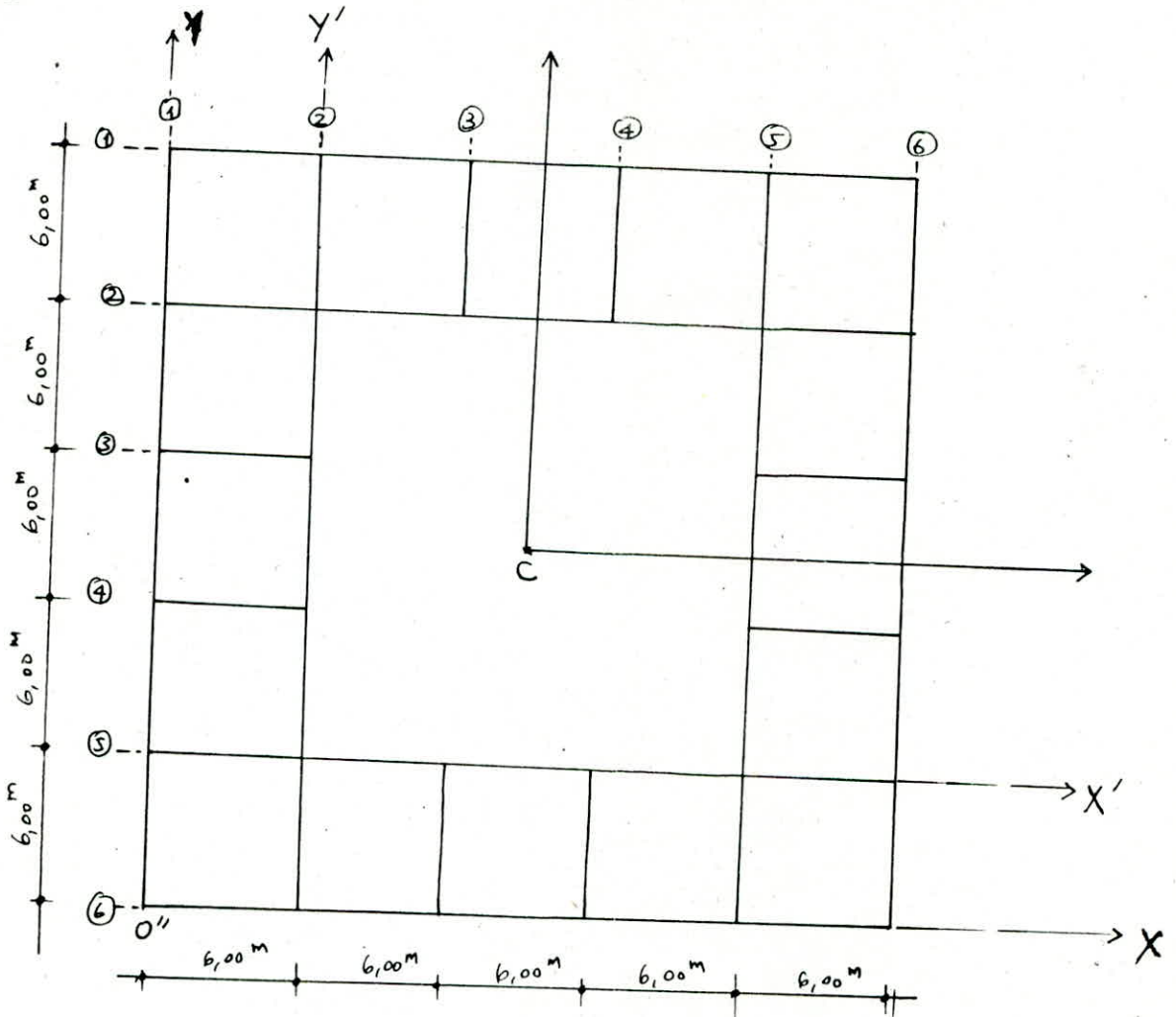
NIVEAU	SENS TRANSVERSAL (long)		
	M (t)	η_K	$R_{ky} \left(\frac{t}{m} \right)$
5	387,1935	4,8992	101643,488
4	908,331	8,2402	89379,622
3	932,284	9,3152	97997,112
2	1124,798	10,5180	110620,536

Remarque :

La variation de rigidité entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 25% , mais vu la complexité de notre structure, nous optons pour une étude dynamique approchée :

Calcul des périodes de vibration :**Méthode HOLTZER transformée**

Pour la détermination des caractéristiques propres de vibration on modélise notre structure par une console avec 4 masses concentrées à chaque niveau en prenant sa rigidité corrigée, ensuite on calculera l'effort total du niveau.

(III) Centre de torsion - Centre de masse - excentricités :

III-1 Centre de torsion

Niveaux	Rigidités du Portique [t/m]				Rigidité totales		Coordonnées du Centre de torsion	
	Portiq	$R_{kx} \times 1/2$	Portiq	$R_{ky} \times 1/2$	R_{kx}	R_{ky}	x_c (cm)	y_c (cm)
5	2-2	31211,32		31211,32	101643,488	101643,488	15	15
	3-3	19610,424		19610,424				
4	1-1	15650,759		15650,759	89379,622	89379,622	15	15
	2-2	18283,61		18283,61				
	3-3	10755,442		10755,442				
3	1-1	18275,806		18275,806	97997,112	97997,112	15	15
	2-2	19212,1		19212,1				
	3-3	11510,65		11510,65				
2	1-1	20641,398		20641,398	110620,53	110620,53	15	15
	2-2	21199,4		21199,4				
	3-3	13469,2		13469,2				

" repere $x_0 y_0$ "

$$x_{ck} = \frac{\sum_{i=1}^{l=3} R_{ky}^{(i)} \cdot x_k^{(i)}}{R_{ky}}$$

$$y_c = \frac{\sum_{i=1}^{l=3} R_{kx}^{(i)} \cdot y_k^{(i)}}{R_{kx}}$$

avec $k \rightarrow$ niveau

$i \rightarrow$ Portique

$x_k^{(i)}$ et $y_k^{(i)} \rightarrow$ coordonnées du Portique / aux axes $o''x$ et $o''y$

III.2 Centres de masse : G_k

NIVEAU		masse(t)	masse totale (t)	$x_k^{(i)'} [m]$	$y_k^{(i)'} [m]$	$x'_{G_k} [m]$	$y'_{G_k} [m]$
5	acrotère	10.800	387.2	8.975	8.975	11.21	11.21
	P.croisees x	39.600		12.080	12.080		
	P.croisees y	39.600		12.080	12.080		
	plancher	164.916		9	9		
	P.rives x	14.850		6.75	6.75		
	P.rives y	14.850		6.75	6.75		
	poutrelles	32.400		9	9		
	poteaux	84.375		8.3	8.3		
	mur ext	37.260		9	9		
	Surcharge P/5	32.400		9	9		
4	acrotère	23.400	908.33	9	9	8.34	8.34
	poutres x	118.800		10.086	10.086		
	poutres y	118.800		10.086	10.086		
	poutrelles	57.600		9	9		
	plancher	293.184		9	9		
	plan s balc	118.784		9	9		
	poteaux	51.375		9	9		
	poutr sup b	22.770		9	9		
	mur ext	40.986		9	9		
	mur int	94.392		9	9		
Surcharge P/5	6.480	9	9				

	plancher	265.608 →		9	9		
	poutre x	118.800		10.086	10.086		
	poutres y	118.800		10.086	10.086		
	poutrelles	50.400		9	9		
	poutr sup b	22.770		9	9		
3	mur ext	47.329	932.3	9	9	7.96	7.96
	balcon int	25.228		5.27	5.27		
	P.sup balc x	6.765		4.76	4.76		
	P.sup balc y	6.765		4.76	4.76		
	mur int	95.580		9	9		
	dalle triang	6.750		2	2		
	poteaux	69.500		9	9		
	Surcharge	100.800		9	9		
	escaliers	19.251		9	9		
	plancher	256.608 →		9	9		
	poutres	125.100		10.086	10.086		
	poutrelles	50.400		9	9		
	poutres balc	22.770		9	9		
	p.dalle trian	3.300		3	3		
2	dalle triang	6.750	1128.1	2	2	8.32	8.32
	mur int	205.355		9	9		
	poteaux	87.230		9	9		
	mur ext	60.627		9	9		
	gradins	77.810		5.759	5.759		
	Surcharges	100.800		9	9		
	escaliers	57.754		9	9		

$$x'_{Gk} = \frac{\sum_i m_k^{(i)} \cdot x_k^{(i)'}}{\sum_i m_k^{(i)}} \quad ; \quad y'_{Gk} = \frac{\sum_i m_k^{(i)} \cdot y_k^{(i)'}}{\sum_i m_k^{(i)}}$$

avec : repere → $x' o' y'$
 (i) → element
 (k) → niveau.

$$X'_{G_k} = \frac{\sum_i m_k^{(i)} x_k^{(i)'}}{\sum_i m_k^{(i)}} ; \quad Y'_{G_k} = \frac{\sum_i m_k^{(i)} y_k^{(i)'}}{\sum_i m_k^{(i)}}$$

tel que k -- niveau
i -- élément
x' et y' -- repère

III.3 Excentricité :

Niveau	coörd du centre de masse / xoy		coörd du centre de torsion / xoy		excentri cite calc		excentri cite acci
	Coordonnées du Centre de masse / x ₀ y		Coordonnées du centre de torsion / x ₀ y		Excentricités de Calcul		Excentricité accidentelle
	X _G (m)	Y _G (m)	X _C (m)	Y _C (m)	e _x = X _C - X _G (m)	e _y = Y _C - Y _G (m)	e _a (m)
4	17.21	17.21	15	15	2.21	2.21	0.9
3	14.34	14.34	15	15	0.66	0.66	1.73
2	13.96	13.96	15	15	1.23	1.04	1.73
1	14.32	14.32	15	15	0.68	0.68	1.73

D'après le RPA 81 :

La résultante des forces horizontales appliquées au centre de masse G (dans chaque sens) a une excentricité par rapport au centre de torsion C égale à la plus grandes des valeurs :

- * 5 % de la plus grande dimension du bâtiment a ce niveau (excentricité accidentelle e)
- * excentricité théorique résultante des plans

Conclusion :

Dans notre cas on obtient les excentricités suivantes :

Niveau	4	3	2	1
e_x (m)	2.21	1.73	1.73	1.73
e_y (m)	2.21	1.73	1.73	1.73

III.4/ Calcul des rigidités à la torsion :

Le moment de torsion est équilibré par les portiques transversaux (x) et longitudinaux (y).

Portiques Niveaux	X (m)						Y (m)						$R_{k\theta}$ (t/m)
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	
4	/	-9	-3	+3	+9	/	/	+9	+3	-3	-9		10818442.94
3	-15	-9	-3	+3	+9	+15	+15	+9	+3	-3	-9	-15	10198384.33
2	-15	-9	-3	+3	+9	+15	+15	+9	+3	-3	-9	-15	11543664.60
1	-15	-9	-3	+3	+9	+15	+15	+9	+3	-3	-9	-15	12965377.50

CALCUL DES PERIODES DE VIBRATION

on a $R_k = \eta_k R_0$ avec $R_0 = 5752.898 \text{ tf/m}$

on prend $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
 $m_0 = 387,1935 \text{ t}$ } $\Rightarrow m_0 = \frac{387,1935}{9,81} = 39,469 \text{ tf} \cdot \frac{\text{s}^2}{\text{m}}$

$\Rightarrow \sqrt{\frac{m_0}{R_0}} = \sqrt{\frac{39,469}{5752,898}} = 0,0828 \text{ s}$

On sait que $\phi_{k-1} = \phi_k - \left(\frac{1}{\eta_k} \sum_{r=k}^n \alpha_r \phi_r \psi_i \right)$

* Mode fondamental

ψ_i	Niveau	$\alpha_k = \frac{m_0}{m_k}$	$\alpha_k \psi_i$	ϕ_k	$\alpha_k \phi_r \psi_i$	$\sum_{r=k}^n \alpha_r \phi_r \psi_i$	η_k	$\frac{1}{\eta_k} \sum_{r=k}^n \alpha_r \phi_r \psi_i$
0,63	5	1,0000	0,6300	1,0000	0,6300	0,6300	4,8992	0,1286
	4	2,3459	1,4779	0,8714	1,2879	1,9179	8,2402	0,2327
	3	2,4078	1,5169	0,6387	0,9688	2,8867	9,3152	0,3099
	2	2,9135	1,8355	0,3288	0,6035	3,4902	10,518	0,3318
	1	—	—	-0,003	—	—	—	—
0,627	5	1,0000	0,6270	1,0000	0,6270	0,6270	4,8992	0,1280
	4	2,3459	1,4709	0,8720	1,9097	8,2402	8,2402	0,2317
	3	2,4078	1,5097	0,6403	2,8767	9,3152	9,3152	0,3088
	2	2,9135	1,8268	0,3315	3,4819	10,518	10,518	0,3310
	1	—	—	+0,005	—	—	—	—
0,6275	5	1,0000	0,6275	1,0000	0,6275	0,6275	4,8992	0,1281
	4	2,3459	1,4721	0,8719	1,2836	1,9111	8,2402	0,2319
	3	2,4078	1,5109	0,6400	0,9669	2,8780	9,3152	0,3090
	2	2,9135	1,8282	0,3310	0,6052	3,4832	10,518	0,3312
	1	—	—	-0,0002	—	—	—	—
0,6274	5	1,0000	0,6274	1,0000	0,6274	0,6274	4,8992	0,1281
	4	2,3459	1,4718	0,8709	1,2833	1,9107	8,2402	0,2319
	3	2,4078	1,5107	0,6410	0,9669	2,8776	9,3152	0,3089
	2	2,9135	1,8279	0,3311	0,6052	3,4828	10,518	0,3311
	1	—	—	0,0000	—	—	—	—

Principe de Calcul

On prend une valeur ψ_i arbitrairement puis on calcul la valeur de ϕ_{k-1} sachant que $\phi_5 = +1,000$, on obtient dans la dernière colonne une valeur de 0,1286 qui représente la différence entre les ordonnées ϕ_5 et ϕ_4

$\rightarrow \phi_5 - \phi_4 = 0,1286$

On aura donc en 2^e ligne : $\phi_4 = \phi_5 - 0,1286 = 1,000 - 0,1286 = 0,8714$
 ainsi de suite jusqu'à la dernière ligne (niveau 0)

on trouve : $\phi_1 = \phi_2 - 0,3318 = 0,3288 - 0,3318 = -0,003$

123

Le portique étant encasturé à la base, on devrait donc avoir $\phi_1 = 0$ mais on a obtenu $\phi_1 = -0,003 < 0$, cela signifie que la valeur de ϕ_1 choisie est plus grande que la valeur réelle.

calcul de la période :

$$\varphi_1 = 0,6274 ; \omega_1 = \sqrt{\varphi_1} \sqrt{\frac{R_0}{m_0}} = \frac{\sqrt{\varphi_1}}{\sqrt{\frac{m_0}{R_0}}} = 9,5629 \frac{\text{rd}}{\Delta} \rightarrow T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 0,6570 \Delta$$

* 2^{es} Mode de vibration

φ_2	Niveau	$\alpha_k = \frac{m_0}{m_k}$	$\alpha_k \varphi_2$	ϕ_{k2}	$\alpha_k \phi_{k2}$	$\sum_{r=k}^n \alpha_r \phi_r \varphi_2$	η_k	$\frac{1}{\eta_k} \sum_{r=k}^n \alpha_r \phi_r \varphi_2$
4,05	5	1,0000	4,0500	1,0000	4,0500	4,0500	4,8992	0,8267
	4	2,3459	9,5009	0,1733	1,6465	5,6965	8,2402	0,6913
	3	2,4078	9,7516	-0,5180	-5,0513	0,6452	9,3152	0,0693
	2	2,9135	11,7997	-0,5873	-6,9295	-6,2843	10,5180	-0,5975
	1	—	—	0,0102	—	—	—	—
4,04	5	1,0000	4,0400	1,0000	4,0400	4,0400	4,8992	0,8246
	4	2,3459	9,4774	0,1754	1,6621	5,7021	8,2402	0,6920
	3	2,4078	9,7275	-0,5166	-5,0251	0,6770	9,3152	0,0727
	2	2,9135	11,7705	-0,5893	-6,9361	-6,2591	10,5190	-0,5951
	1	—	—	0,0058	—	—	—	—
4,03	5	1,0000	4,0300	1,0000	4,0300	4,0300	4,8992	0,8226
	4	2,3459	9,4570	0,1774	1,6771	5,7071	8,2402	0,6926
	3	2,4078	9,7034	-0,5152	-4,9992	0,7079	9,3152	0,0760
	2	2,9135	11,7414	-0,5912	-6,9415	-6,2336	10,5190	-0,5927
	1	—	—	0,0015	—	—	—	—
4,0267	5	1,0000	4,0267	1,0000	4,0267	4,0267	4,8992	0,8219
	4	2,3459	9,4462	0,1781	1,6923	5,7090	8,2402	0,6928
	3	2,4078	9,6955	-0,5147	-4,9905	0,7185	9,3152	0,0771
	2	2,9135	11,7318	-0,5918	-6,9433	-6,2248	10,5190	-0,5918
	1	—	—	0,0000	—	—	—	—

calcul de la période :

$$\varphi_2 = 4,0267 \rightarrow \omega_2 = \sqrt{\varphi_2} \sqrt{\frac{R_0}{m_0}} = 24,2264 \text{ rd}/\Delta$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega_2} = 0,2593 \Delta$$

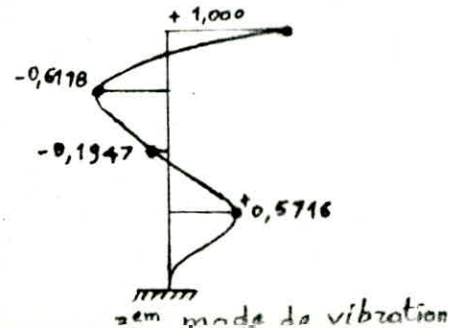
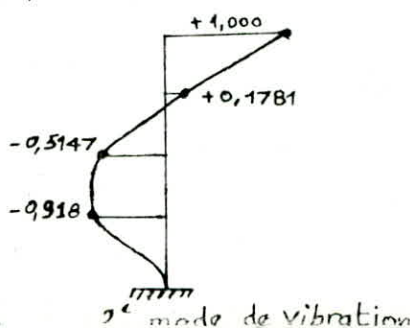
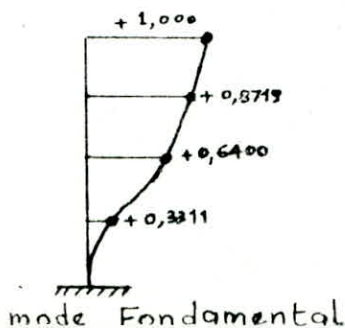
* 3^{em} Mode de vibration

de la même manière On trouve :

$$\varphi_3 = 7,8964 \rightarrow \omega_3 = \frac{\sqrt{\varphi_3}}{\sqrt{m_1/k_1}} \rightarrow T_3 = \frac{2\pi}{\omega_3} = 0,1852 \text{ s}$$

φ	Niv	φ_k	$\varphi_k \varphi_1$	ϕ_k	$\varphi_k \phi_k \varphi_1$	$\sum \varphi_n \phi_n \varphi_1$	η_k	$\frac{1}{\eta_k} \sum \varphi_n \phi_n \varphi_1$
7,95	5	1,000	7,95	1,0000	7,95	7,95	4,8992	1,6227
	4	2,3459	18,6499	-0,6227	-11,61329	-3,6633	8,2402	-0,4446
	3	2,4078	19,14219	-0,1781	-3,4092	-7,0725	9,3152	-0,7592
	2	2,9135	23,1623	0,5811	13,4596	6,3871	10,518	0,6073
	1	/	/	-0,0262	/	/	/	/
7,90	5	1,000	7,900	1,000	7,900	7,9000	4,8992	1,6125
	4	2,3459	18,5328	-0,6125	-11,3514	-3,4514	8,2402	-0,4188
	3	2,4078	19,0216	-0,1937	-3,6845	-7,1359	9,3152	-0,7660
	2	2,9135	23,0167	0,5723	13,1724	6,0365	10,518	0,5739
	1	/	/	-0,0016	/	/	/	/
7,89	5	1,000	7,8200	1,000	7,8900	7,8900	4,8992	1,6105
	4	2,3459	18,5092	-0,6105	-11,2998	-3,4098	8,2402	-0,4138
	3	2,4078	18,9975	-0,1967	-3,7368	-7,1466	9,3152	-0,7672
	2	2,9135	22,9875	0,5705	13,1144	5,9678	10,518	0,5674
	1	/	/	0,0031	/	/	/	/
7,894	5	1,000	7,8964	1,000	7,8964	7,8964	4,8992	1,6118
	4	2,3459	18,5242	-0,6118	-11,3331	-3,4367	8,2402	-0,4171
	3	2,4078	19,0930	-0,1947	-3,7018	-7,1385	9,3152	-0,7663
	2	2,9135	23,0062	0,5716	13,1503	6,0118	10,518	0,5716
	1	/	/	0,0000	/	/	/	/

Conclusion : Dans les trois tableaux (1^{er}, 2^{em}, 3^{em} mode) les colonnes de ϕ_k nous donnent les ordonnées des trois premiers modes de vibration avec lesquelles on fait les schémas de formes propres



Evaluation des forces sismiques :

On utilise la méthode approchée du spectre de réponse, elle prend en compte la réponse de la structure suivant les modes supérieurs; elle consiste en une superposition de réponses des modes aux spectres sismiques.

Procédé de calcul :

- Détermination des périodes et formes propres
- Détermination du facteur de contribution de chaque mode
- Détermination du facteur d'amplification dynamique "D" pour chaque mode.
- Evaluation de la sollicitation max résultante.

* facteur de contribution : Γ_i

$$\Gamma_i = \frac{\sum_{k=1}^n W_k \cdot \phi_{ki}}{\sum_{k=1}^n W_k \phi_{ki}^2} \quad \text{ou}$$

n : n^{bre} total d'étage
 i : rang du mode
 k : indice de l'étage
 ϕ_{ki} : Composante du vecteur propre

* facteur d'amplification dynamique moyen: D

D'après le spectre de réponse du RPA 81 pour un sol, à chaque période propre T_i correspond un facteur D.

* Evaluation des forces sismiques de calcul : F_{ki}

--- L'effort au niveau k pour le mode i

$$F_{ki} = \Gamma_i W_k (A D_i B Q) \phi_{ki}$$

* **Sollicitation résultante** : (combinaison
des réponses modales)

Tous les modes ne sont pas en phase, et une addition (arithmétique) des différents modes donnerait des valeurs de réponses élevées; pour tenir compte de cette différence, on considère une superposition quadratique (1 --- mode)

$$F_k = \sqrt{\sum_i F_{ki}^2}$$

* **Calcul des coefficients A, B et Q** : (RPA 81)

A : coefficient d'accélération des zones, dépend du groupe d'usage de la structure (2) et de la zone sismique (II).

$$A = 0.15$$

B : Facteur de comportement de la structure, dépend du type de la structure et de la nature de ses contreventements.

$$B = 1/4$$

Q : Facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_{q=2}^5 P_q \quad / \quad \text{est la pénalité qui dépend de l'observation ou du critère}$$

Dans notre cas :

.Symétrie en plan observé.....	$P_q = 0$
.Régularité en élévation non observée.....	$P_q = 0,1$
.Contrôle de la quantité des matériaux observés....	$P_q = 0$
.Contrôle de la qualité de la construction non observé.....	$P_q = 0,1$
.Condition minimales des files porteurs observés....	$P_q = 0$
.Sur abondance en plan observé.....	$P_q = 0$

D'où $Q = 1.2$

- * Calcul des efforts Sismiques
 * sens transversal (Longitudinal)

NIVEAU	w_k (tf)	1 ^{er} mode				2 ^e mode				3 ^e mode			
		ϕ_{k1}	ϕ_{k1}^2	$w_k \phi_{k1}$	$w_k \phi_{k1}^2$	ϕ_{k2}	ϕ_{k2}^2	$w_k \phi_{k2}$	$w_k \phi_{k2}^2$	ϕ_{k3}	ϕ_{k3}^2	$w_k \phi_{k3}$	$w_k \phi_{k3}^2$
5	387,2	1,0000	1,0000	387,2	387,2	1,0000	1,0000	387,2	387,2	1,0000	1,0000	387,2	387,2
4	908,33	0,8719	0,7602	792,0	690,5	0,1781	0,0317	161,77	28,73	-0,6118	0,3743	-555,72	339,96
3	332,3	0,6400	0,4096	596,7	361,77	-0,5147	0,2649	-479,85	+246,97	-0,1947	0,079	-181,52	35,83
2	1124,8	0,3311	0,1096	372,42	123,3	-0,5918	0,3502	-665,64	393,90	0,5716	0,3267	642,93	367,47
				2148,32	1582,87			-596,54	1056,76			292,83	1129,83
				1,357				-0,5644				0,2592	

* Facteur d'amplification dynamique : D_i

D'après le spectre de réponse (RPA B1), pour un sol ferme on tire les valeurs " D_i ":

mode	1	2	3
T_i (sec)	0,6570	0,2593	0,1852
D_i	1,38	2,00	2,00

~ Deformations Horizontales ~

Déplacement relatif d'étage :

Le déplacement calculé à partir des forces latérales (Sismiques) doit être multiplié par $\left(\frac{1}{2B}\right)$ pour obtenir le déplacement relatif (RPA 01)

$$\delta_k = \frac{T_k}{R_k} \times \frac{1}{2B}$$

avec :

- n : nombre de niveau
- δ : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$
- $\frac{1}{2B} \geq 1$ (dans notre cas $\frac{1}{2B} = 2$)
- T_k : effort tranchant du niveau k
 $(T_k = \sum_{i=k}^n F_i)$
- R_k : rigidité du niveau k
- B : facteur de Comportement de la structure $\rightarrow B = 1/4$

déplacement admissible:
 $\bar{\delta}_k = 0,0075 \times R_k$
 (RPA 01)

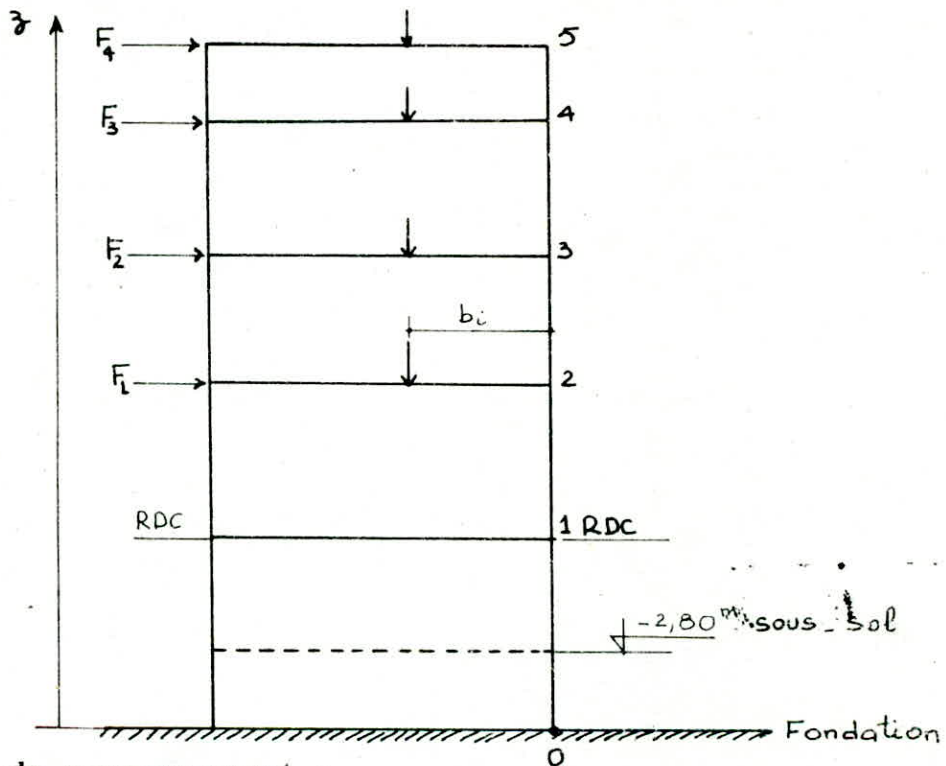
NIVEAU	Sens transversal (longitudinal)			
	T_k [tf]	R_k [tf/m]	δ_k [cm]	$\bar{\delta}_k$ [cm]
5	39,16	101642,488	0,077	1,687
4	107,65	89379,622	0,2408	2,587
3	172,71	97397,112	0,3525	2,625
2	221,22	110620,836	0,3999	2,775

* Portiques transversal (x) (longitudinal (y))

Niv	$F_{ky} (tf)$	$R_{ky} (tf/m)$	$R_{x0} (tf/m)$	e_{xx}	Portique	$F_{ky}^{(i)} (tf/m)$	$x^{(i)} (m)$	$F_{ky}^{(j)} (tf)$	
5	39,16	10164,348	108184,291	-2,21		2	31211,32	-9	14,272
						3	19610,424	-3	8,026
						4	19610,424	3	7,535
						5	31211,320	9	12,024
4	68,49	89379,622	10198384,33	-1,73		1	15650,759	-15	14,720
						2	18283,61	-9	15,924
						3	10755,442	-3	8,616
						4	10755,442	3	8,242
						5	18283,61	9	14,040
						6	15650,759	15	11,993
3	56,06	97997,112	11543664,6	-1,73		1	18275,806	-15	12,76
						2	19212,10	-9	12,44
						3	11510,65	-3	6,575
						4	11510,65	3	6,585
						5	19212,10	9	10,990
						6	18275,006	15	10,455
2	48,51	110620,536	129653775	-1,73		1	20641,396	-15	9,185
						2	21199,40	-9	10,53
						3	13469,20	-3	6,170
						4	13469,20	3	5,910
						5	21199,40	9	9,296
						6	20641,396	15	9,052

Vérification au renversement :

- Chaque structure doit être calculée afin de résister aux effets de renversement qui peuvent être créés par les effets sismiques.



- Moment de renversement :

$$M_{\text{renv}} = \sum_{i=1}^n F_i \cdot Z_i \quad (\text{1 niveau})$$

- Moment de résistance :

$$M_{\text{resist}} = \sum_{i=1}^n w_i \cdot b_i$$

Remarque :

Notre structure est symétrique.
Les forces sismiques sont égales dans les deux sens. Donc, il suffit de l'étudier dans un seul sens.

$$Z = 5,30 \text{ m} \quad l = L = 30 \text{ m} \quad b = 15 \text{ m}$$

Sens longitudinal (transversal)

$$M_{\text{renv}} = \sum F_i Z_i = 48,51 \times 3,7 + 56,06 \times 7,2 + 68,49 \times 10,65 \\ + 39,16 \times 12,9 + (212,22 \times 5,30) = 2942,467 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{resist}} = \sum w_i b_i = 15(387,193 + 908,331 \\ + 932,284 + 1128,099) = 5023,605 \text{ t.m}$$

On doit vérifier que $\frac{M_{\text{resist}}}{M_{\text{renv}}} \geq 1,5$

$$\frac{M_{\text{resist}}}{M_{\text{renv}}} = \frac{5023,605}{2942,467} = 1,70 \geq 1,5$$

Donc le bâtiment est stable vis à vis du renversement.

CHARGES HORIZONTALES

CHARGES HORIZONTALES :

Le calcul des efforts sous les charges horizontales dans les poteaux se fait par la méthode approchée de Muto.

- Principe de la méthode.

En premier lieu l'effort sismique revenant au portique est distribué aux différents poteaux proportionnellement à leur rigidités, et enfin à partir des efforts sollicitant les poteaux on déduit les contraintes dans les poteaux et les poutres.

- Résumé de la méthode.

1° - Calcul des efforts sismiques du niveau j à chaque poteau des portiques transversaux et longitudinaux.

2° - Détermination de la position du point du moment nul tel que ces valeurs sont données par les tableaux (RILI).

3° - Calcul des moments en tête des poteaux.

4° - Calcul des moments dans les poutres.

• Efforts Tranchants revenant aux poteaux

L'effort tranchant T_j d'un portique au niveau j est distribué entre les poteaux de ce portique proportionnellement à leur rigidités :

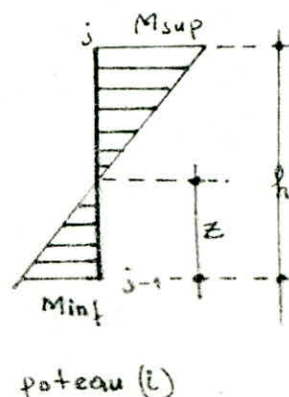
$$\text{poteau } i \quad t_j^{(i)} = \frac{a_j^i K_j^i}{\sum a_i K_j^i} \cdot T_j$$

• Moment flechissant dans les poteaux :

$$M_{\text{sup}} = t_j (h - z) \quad \text{avec } y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$

$$M_{\text{inf}} = t_j \cdot z \quad \text{et } z = y \cdot h$$

z : position du point d'inflexion, calculé en fonction des caractéristiques géométriques du portique.



y_0 : Coefficient donné par des tableaux (Muto) en fonction de \bar{K} , du nombre total de niveau du portique, et du rang de niveau occupé par le poteau considéré

y_1 : terme de correction dû à la variation de la rigidité linéaire des poutres supérieures et inférieures

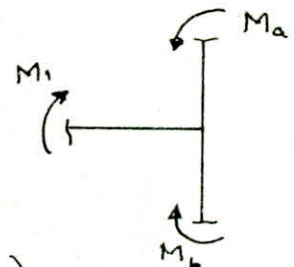
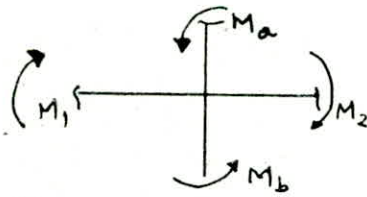
y_2 : terme de correction dû à la variation de hauteur d'étage supérieur adjacent

y_3 : terme de correction dû à la variation d'étage inférieur adjacent

tous ces coefficients sont donnés par des tableaux

Moments dans les poutres :

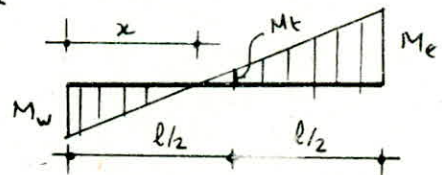
Dans un nœud donné, le moment résultant des poteaux aboutissant à ce nœud se répartit entre les poutres proportionnellement à leurs rigidités linéaires, ainsi l'équilibre du nœud sera assuré.



$$M_2 = \frac{K_2}{K_1+K_2} (M_a+M_b) ; M_1 = \frac{K_1}{K_1+K_2} (M_a+M_b)$$

Moments en travée

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



(fig A)

Efforts tranchants dans les poutres

Ils sont calculés à partir des moments aux nœuds. (fig A)

$$M = ax + b \rightarrow T = \frac{dM}{dx} = a$$

$$x = 0 \rightarrow M = M_w \rightarrow b = M_w$$

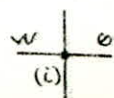
$$x = l \rightarrow M = -M_e \rightarrow -M_e = a \cdot l + M_w$$

d'où
$$T = - \frac{M_w + M_e}{l}$$

Efforts normaux dans les poteaux

Les efforts tranchants à droite et à gauche d'un nœud considéré seront transmis comme effort normal dans le poteau.

$$N_i = - (T_{ei} - T_{wi})$$



METHODE DES DEPLACEMENTS

Le calcul du portique transversal central (3,3), sous charges verticales et horizontales se fait par la méthode des déplacements.

EXPOSE DE LA METHODE

Définition : Un portique donné, sera considéré comme un assemblage d'éléments composants, tels que les barres soient chargées selon leurs axes.

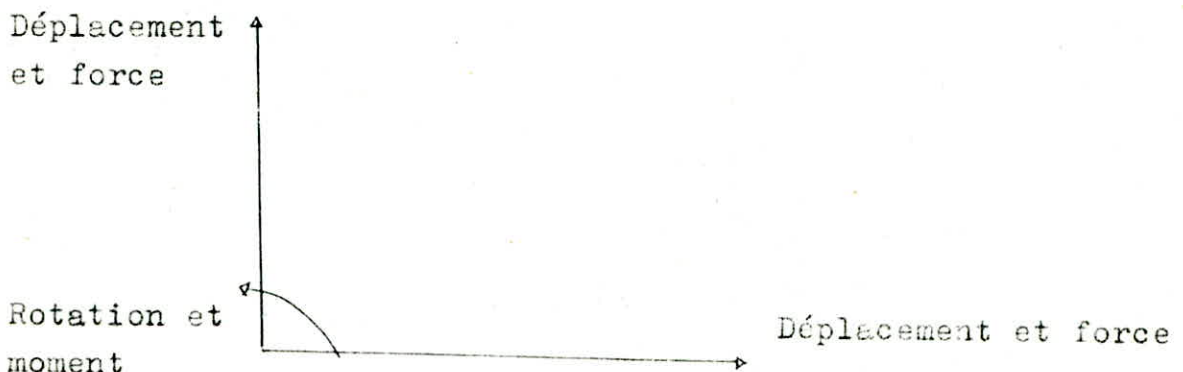
On doit adopter le découpage et la numérotation qui répond le mieux aux deux critères, économie et erreur minimale.

Hypothèse de calcul: Lors du calcul par la méthode des déplacements, nous suposerons:

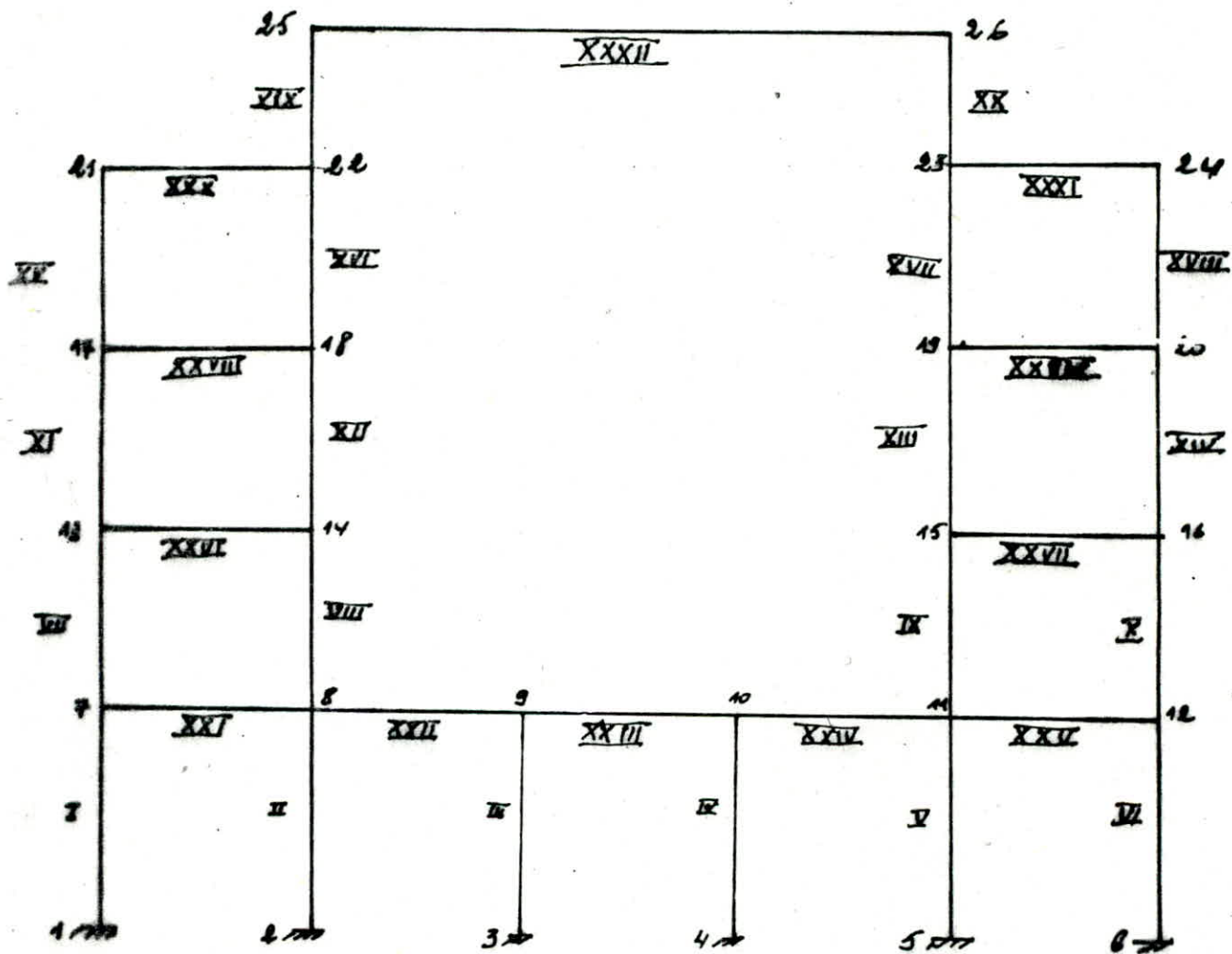
- La structure en phase élastique, donc suit la loi de Hook.
- Le portique subit des déformations petites relativement à sa dimension.

Etapas de calcul:

- Etablissement des matrices de rigidité locale (kj)
- Etablissement des équations d'équilibre pour chaque élément et passage au reserve globale.
- Etablissement de la matrice de rigidités globales après son assemblage.
- Prise en compte des conditions aux limites et d'appuis tout en annulant les degrés de libertés adéquats aux appuis.
- Formation du système $(f)=(k)(U)$ et sa résolution par l'une des méthodes de résolution du système d'équations linéaires.

Convention de signe

Numerotation du Portique transversal (3-3)



• ON a 26 noeuds et 32 barres :

DEPLACEMENT DES NOEUDS

NO. NOEUD	DEPL. X	DEPL. Y	ROTA. Z
1	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000000	0.000000	0.000000
3	0.000000	0.000000	0.000000
4	0.000000	0.000000	0.000000
5	0.000000	0.000000	0.000000
6	0.000000	0.000000	0.000000
7	0.000027	-0.000180	-0.000298
8	0.000038	-0.000194	-0.000086
9	0.000012	-0.000142	0.000014
10	-0.000012	-0.000142	-0.000014
11	-0.000038	-0.000194	0.000086
12	-0.000027	-0.000180	0.000298
13	0.000086	-0.000325	-0.000227
14	0.000108	-0.000361	0.000366
15	-0.000108	-0.000361	-0.000366
16	-0.000086	-0.000325	0.000227
17	-0.000332	-0.000402	-0.000229
18	-0.000360	-0.000463	0.000438
19	0.000360	-0.000463	-0.000438
20	0.000332	-0.000402	0.000229
21	-0.000630	-0.000416	0.000016
22	-0.000666	-0.000507	-0.000028
23	0.000666	-0.000507	0.000028
24	0.000630	-0.000416	-0.000016
25	0.000007	-0.000526	-0.000635
26	-0.000007	-0.000526	0.000635

EFFORTS DANS LES MEMBRURES

FX : FORCE AXIALE
FY : EFFORT TRANCHANT
MZ : MOMENT D'EXTREMITE

EMB	EXTREMITE I			EXTREMITE J		
	FX	FY	MZ	FX	FY	MZ
17.222	-1.016	-1.085	-17.222	1.016	-2.269	
26.612	-0.473	-0.426	-26.612	0.473	-1.136	
13.511	0.078	0.100	-13.511	-0.078	0.157	
13.511	-0.078	-0.100	-13.511	0.078	-0.157	
26.612	0.473	0.426	-26.612	-0.473	1.136	
17.222	1.016	1.085	-17.222	-1.016	2.269	
12.342	-1.416	-2.746	-12.342	1.416	-2.493	
14.268	0.910	0.884	-14.268	-0.910	2.484	

9	14.268	-0.910	-0.884	-14.268	0.910	-2.484
10	12.342	1.416	2.746	-12.342	-1.416	2.493
11	6.861	-2.229	-3.896	-6.861	2.229	-3.905
12	9.129	1.723	2.879	-9.129	-1.723	3.152
13	9.129	-1.723	-2.879	-9.129	1.723	-3.152
14	6.861	2.229	3.896	-6.861	-2.229	3.905
15	1.351	-1.273	-2.662	-1.351	1.273	-1.732
16	4.019	0.768	2.210	-4.019	-0.768	0.439
17	4.019	-0.768	-2.210	-4.019	0.768	-0.439
18	1.351	1.273	2.662	-1.351	-1.273	1.732
19	2.700	-0.506	1.199	-2.700	0.506	-2.337
20	2.700	0.506	-1.199	-2.700	-0.506	2.337
21	-0.400	4.879	5.015	0.400	5.741	-7.599
22	0.984	6.604	7.851	-0.984	6.806	-8.458
23	0.906	6.705	8.301	-0.906	6.705	-8.301
24	0.984	6.806	8.458	-0.984	6.604	-7.851
25	-0.400	5.741	7.599	0.400	4.879	-5.015
26	-0.813	5.481	6.389	0.813	5.139	-5.363
27	-0.813	5.139	5.363	0.813	5.481	-6.389
28	0.955	5.511	6.567	-0.955	5.109	-5.362
29	0.955	5.109	5.362	-0.955	5.511	-6.567
30	1.273	1.351	1.732	-1.273	1.319	-1.638
31	1.273	1.319	1.638	-1.273	1.351	-1.732
32	0.506	2.700	2.337	-0.506	2.700	-2.337

REACTIONS AUX SUPPORTS

H. NOEUD	REACT. X	REACT. Y	MOMEN. Z	DEPL. X	DEPL. Y	ROTA. Z
1	1.016	17.222	-1.085	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.473	26.612	-0.426	0.000000	0.000000	0.000000
3	-0.078	13.511	0.100	0.000000	0.000000	0.000000
4	0.078	13.511	-0.100	0.000000	0.000000	0.000000
5	-0.473	26.612	0.426	0.000000	0.000000	0.000000
6	-1.016	17.222	1.085	0.000000	0.000000	0.000000

DEPLACEMENT DES NOEUDS

NO. NOEUD DEPL. X DEPL. Y ROTA. Z

1	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000000	0.000000	0.000000
3	0.000000	0.000000	0.000000
4	0.000000	0.000000	0.000000
5	0.000000	0.000000	0.000000
6	0.000000	0.000000	0.000000
7	-0.000138	-0.000415	-0.000315
8	-0.000079	-0.000502	0.000091
9	-0.000026	-0.000200	0.000016
10	0.000026	-0.000200	-0.000016
11	0.000079	-0.000502	-0.000091
12	0.000138	-0.000415	0.000315
13	-0.000200	-0.000771	0.000046
14	-0.001970	-0.001055	0.001125
15	0.001970	-0.001055	-0.001125
16	0.002001	-0.000771	-0.000046
17	-0.004850	-0.000985	0.000074
18	-0.004868	-0.001546	0.001070
19	0.004868	-0.001546	-0.001070
20	0.004850	-0.000985	-0.000074
21	-0.005822	-0.001080	-0.000788
22	-0.005943	-0.001910	-0.000111
23	0.005943	-0.001910	0.000111
24	0.005822	-0.001080	0.000788
25	0.000041	-0.002078	-0.0005609
26	-0.000041	-0.002078	0.0005609

EFFORTS DANS LES MEMBRURES

FX : FORCE AXIALE
 FY : EFFORT TRANCHANT
 MZ : MOMENT D'EXTREMITE

EXTREMITE I EXTREMITE J

MEMB	FX	FY	MZ	FX	FY	MZ
1	39.631	-1.439	-1.749	-39.631	1.439	-3.000
2	68.978	0.321	0.156	-68.978	-0.321	0.904
3	19.121	-0.001	-0.033	-19.121	0.001	0.030
4	19.121	0.001	0.033	-19.121	-0.001	-0.030
5	68.978	-0.321	-0.156	68.978	0.321	-0.904
6	39.631	1.439	1.749	-39.631	-1.439	3.000
7	30.289	-3.665	-7.419	-30.289	3.665	-6.140
8	49.622	0.555	-0.805	-49.622	-0.555	2.857
9	49.622	-0.555	0.805	49.622	0.555	-2.857

10	30.289	3.665	7.419	-30.289	-3.665	6.140
11	19.279	-4.838	-8.517	19.279	4.838	-8.413
12	41.504	1.728	3.126	-41.504	-1.728	2.921
13	41.504	-1.728	-3.126	41.504	1.728	-2.921
14	19.279	4.838	8.517	-19.279	-4.838	8.413
15	8.666	-4.216	-8.666	8.666	4.216	-8.911
16	33.217	1.106	-4.151	-33.217	-1.106	-0.335
17	33.217	-1.106	4.151	33.217	1.106	0.335
18	8.666	4.216	8.666	-8.666	-4.216	8.911
19	23.463	-3.110	12.509	-23.463	3.110	-19.507
20	23.463	3.110	-12.509	23.463	-3.110	19.507
21	-2.226	9.342	10.419	2.226	9.786	-11.749
22	-1.992	9.571	11.649	1.992	9.557	-11.609
23	-1.991	9.564	11.650	1.991	9.544	11.609
24	-1.992	9.557	11.609	1.992	9.571	-11.649
25	-2.226	9.786	11.749	2.226	9.342	-10.419
26	-1.173	11.010	14.659	1.173	8.118	-5.983
27	-1.173	8.118	5.983	1.173	11.010	-14.659
28	0.621	10.613	14.049	-0.621	8.287	-7.072
29	0.621	8.287	7.072	-0.621	10.613	-14.049
30	4.216	8.666	8.911	-4.216	9.754	-12.175
31	4.216	9.754	12.175	-4.216	8.666	-8.911
32	3.110	23.463	19.507	-3.110	23.463	-19.507

REACTIONS ALX SUPPORTS

NO. NOEUD	REACT. X	REACT. Y	MOMEN. Z	DEPL. X	DEPL. Y	ROTA. Z
1	1.439	39.631	-1.749	0.000000	0.000000	0.000000
2	-0.321	68.978	0.156	0.000000	0.000000	0.000000
3	0.001	19.121	-0.013	0.000000	0.000000	0.000000
4	-0.001	19.121	0.033	0.000000	0.000000	0.000000
5	0.321	68.978	0.156	0.000000	0.000000	0.000000
6	-1.439	39.631	1.749	0.000000	0.000000	0.000000

DEPLACEMENT DES NOEUDS

NO.NOEUD	DEPL.X	DEPL.Y	ROTA.Z
1	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000000	0.000000	0.000000
3	0.000000	0.000000	0.000000
4	0.000000	0.000000	0.000000
5	0.000000	0.000000	0.000000
6	0.000000	0.000000	0.000000
7	0.001471	0.000000	-0.000805
8	0.001404	-0.000000	-0.000615
9	0.001294	-0.000000	-0.000166
10	0.001244	-0.000000	-0.000178
11	0.001249	0.000000	-0.000456
12	0.001200	-0.000000	-0.000554
13	0.007033	0.000000	-0.001204
14	0.006998	-0.000000	-0.001243
15	0.004780	0.000000	-0.000857
16	0.004782	-0.000000	-0.000823
17	0.012023	0.000000	-0.000949
18	0.012004	-0.000000	-0.000993
19	0.008861	0.000000	-0.000967
20	0.008869	0.000000	-0.001020
21	0.014934	0.000000	-0.000521
22	0.014875	-0.000000	-0.000268
23	0.012863	0.000000	-0.000946
24	0.012809	-0.000000	-0.000698
25	0.014032	-0.000000	0.000172
26	0.014797	0.000000	-0.000359

EFFORTS DANS LES MEMBRURES

FX : FORCE AXIALE
 FY : EFFORT TRANCHANT
 MZ : MOMENT D'EXTREMITE

MEMB	EXTREMITE I			EXTREMITE J		
	FX	FY	MZ	FX	FY	MZ
1	-19.475	0.939	3.244	19.475	-0.939	-3.245
2	15.811	5.311	16.305	-15.811	-5.311	1.160
3	1.512	6.697	12.039	-1.512	-6.697	10.060
4	-1.012	6.235	11.150	1.012	-6.235	9.125

-14.658	6.772	16.813	14.658	-6.772	5.535
17.823	2.327	7.138	-17.823	-2.327	0.541
-14.766	8.593	18.018	14.766	-8.593	13.776
13.796	10.047	21.925	-13.796	-10.047	15.249
-18.529	5.135	11.629	13.529	-5.135	7.370
14.499	4.505	9.763	-14.499	-4.505	6.905
-6.689	6.718	10.325	6.689	-6.718	13.189
5.718	6.012	9.117	-5.718	-6.012	11.925
-8.050	4.892	9.181	8.050	-4.892	7.940
9.021	4.748	9.415	-9.021	-4.748	7.205
-1.829	2.152	1.274	1.829	-2.152	6.151
0.859	3.998	2.768	-0.859	-3.998	11.026
-3.080	4.032	6.834	3.080	-4.032	7.078
4.050	5.608	7.844	-4.050	-5.608	11.502
-0.970	-2.090	-6.200	0.970	2.090	1.498
0.970	9.640	5.721	-0.970	-9.640	15.968
7.654	-4.709	-14.773	-7.654	4.709	-13.478
12.390	-2.694	-9.607	-12.390	2.694	-6.555
5.694	-1.182	-3.504	-5.694	1.182	-3.588
-0.541	-2.194	-5.638	0.541	2.194	-7.526
-2.178	-3.324	-9.638	2.178	3.324	-10.304
4.035	-8.078	-24.101	-4.035	8.078	-24.365
-0.243	-5.478	-16.551	0.243	5.478	-16.320
2.014	-4.859	-14.463	-2.014	4.859	-14.692
-0.859	-4.970	-14.774	0.859	4.970	-15.048
6.088	-1.829	-6.151	-6.088	1.829	-4.826
5.608	-4.050	-12.799	-5.608	4.050	-11.502
9.640	-0.970	-1.498	-9.640	0.970	-15.968

REACTIONS AUX SUPPORTS

DEUX	REACT.X	REACT.Y	MOMEN.Z	DEPL.X	DEPL.Y	ROTA.Z
	0.939	-19.475	6.344	0.000000	0.000000	0.000000
	5.311	15.811	16.355	0.000000	0.000000	0.000000
	6.697	1.512	12.039	0.000000	0.000000	0.000000
	0.235	-1.012	11.350	0.000000	0.000000	0.000000
	0.772	-14.658	16.813	0.000000	0.000000	0.000000
	2.327	17.823	7.138	0.000000	0.000000	0.000000

Moments et Efforts tranchants dans Les Poutres

~ Moments, efforts Normaux dans Les

Poteaux

Portique transversal (longitudinal) Central 2-2

Niveau	Poutres					Poteaux					
	Poutres	M _w (t.m)	M _e (t.m)	M _t (t.m)	T _e =T _w =T(t)	Poteaux	M _n (t.m)	M _s (t.m)	T _s =T _n =T(t)	N(t)	N _{comp} (t)
5	9-14	4,806	-3,01	0,90	-4,2	9-8	4,806	-3,2	3,56	-1,2	-1,2
	14-19	3,01	-3,01	0	-1	14-13	6,02	-1,99	3,56	0,2	0,2
	19-24	3,01	-4,806	-0,90	-1,2	19-18	6,02	-1,99	3,56	-0,2	-0,2
4	4-8	11,8	-6,58	2,61	-3,06	4-3	11,8	-5,55	5,03	-3,06	-3,06
	8-13	6,58	-5,98	0,303	-2,09	8-7	9,97	-7,37	5,026	0,967	-0,233
	13-18	5,98	-5,98	0	-1,993	13-12	9,97	-7,37	5,026	0,1	0,3
	18-23	5,98	-6,58	-0,303	-2,09	18-17	9,97	-7,37	5,026	-0,1	-0,3
	23-28	6,58	-11,8	-2,61	-3,06	23-22	9,97	-7,37	5,026	-0,967	0,233
3	3-7	17,24	-9,89	3,675	-4,52	3-2	11,68	-13,7	7,25	-4,52	-7,58
	7-12	9,89	-9,89	0	-3,3	7-6	12,42	-12,42	7,1	+1,22	0,987
	12-17	9,89	-9,89	0	-3,3	12-11	12,42	-12,42	7,1	0	0,3
	17-22	9,89	-9,89	0	-3,3	17-16	12,42	-12,42	7,1	0	-0,3
	22-27	9,89	-17,24	-3,675	-4,52	22-21	12,42	-12,42	7,1	-1,22	0,987
2	2-6	22,9	-12,36	5,27	-5,88	2-1	9,73	-22,71	8,77	-5,88	-13,46
	6-11	12,36	-12,36	0	-4,12	6-5	12,3	-20,17	8,78	1,76	2,747
	11-16	12,36	-12,36	0	-4,12	11-10	12,3	-20,17	8,78	0	0,3
	16-21	12,36	-12,36	0	-4,12	16-15	12,3	-20,17	8,78	0	-0,3
	21-26	12,36	-22,9	-5,27	-5,88	21-20	12,3	-20,17	8,78	-1,76	2,747
					26-25	9,73	-22,71	8,77	5,88	13,46	

Portique transversal (long) de rive 1-1

Niveau	Poutres					Poteaux					
	Poutres	M _w (t.m)	M _e (t.m)	M _t (t.m)	T _e =T _w =T(t)	Poteaux	M _n (t.m)	M _s (t.m)	T _s =T _n =T(t)	N(t)	N _{comp} (t)
4	4-8	5,75	-2,54	1,61	-1,4	4-3	5,75	-2,70	2,45	-1,4	-1,4
	8-12	2,54	-2,54	0,0	-0,85	8-7	5,07	-3,4	2,46	0,55	0,55
	12-16	2,54	-2,54	0,00	-0,85	12-11	5,07	-3,4	2,46	0,00	0,00
	16-20	2,54	-2,54	0,00	-0,85	16-15	5,07	-3,4	2,46	0,00	0,00
	20-24	2,54	-5,75	-1,61	-1,4	20-19	5,07	-3,40	2,46	-0,55	-0,55
					24-23	5,75	-2,70	2,45	+1,4	+1,4	
3	3-7	10,4	-6,51	1,95	-2,82	3-2	7,70	-8,34	4,58	-2,82	-4,22
	7-11	6,51	-6,51	0,00	-2,17	7-6	9,62	-6,41	4,58	0,65	1,2
	11-15	6,51	-6,51	0,00	-2,17	11-10	9,62	-6,41	4,58	0,00	0,00
	15-19	6,51	-6,51	0,00	-2,17	15-14	9,62	-6,41	4,58	0,00	0,00
	19-23	6,51	-10,4	-1,95	-2,82	19-18	9,62	-6,41	4,58	-0,65	-1,2
					23-22	7,70	-8,34	4,58	2,82	4,22	
2	2-6	13,99	-7,16	3,42	-3,53	2-1	5,65	-16,96	6,11	-3,53	-7,75
	6-10	7,16	-7,16	0,00	-2,4	6-5	7,91	-14,7	6,11	+2,83	2,33
	10-14	7,16	-7,16	0,00	-2,4	10-9	7,91	-14,7	6,11	0,00	0,00
	14-18	7,16	-7,16	0,00	-2,4	14-13	7,91	-14,7	6,11	0,00	0,00
	18-22	7,16	-13,99	-3,42	-3,53	18-17	7,91	-14,7	6,11	-1,13	-2,33
					22-21	5,65	-16,96	6,11	+3,53	+7,75	

Portique transversal Central 3-3

Moments et efforts tranchants dans les Poutres

Moments, efforts Normaux dans les Poteaux

NIVEAU	Poutres					Poteaux					
	Poutres	M_w (t.m)	M_c (t.m)	M_e (t.m)	$T_c = T_w$ = T (t)	Poteaux	M_u (t.m)	M_s (t.m)	$T_s = T_u$ T (t)	N (t)	N_{cum} (t)
5	11-21	1,438	15,968	-7,83	-0,97	16-17	1,438	6,2	-2,09	-0,97	-0,97
						20-21	15,968	-5,721	3,64	0,97	0,97
4	5-10	12,733	11,502	0,648	-4,05	4-5	6,151	-1,274	2,152	-4,05	-4,05
	20-26	6,151	4,826	0,662	-1,823	9-10	11,026	-2,768	3,998	4,05	3,08
3	4-9	14,774	15,048	-0,137	-4,97	19-20	7,078	-6,834	4,032	-1,823	-0,853
	19-25	14,463	14,622	-0,114	-4,86	25-26	11,502	-7,804	5,608	1,823	1,823
						3-4	13,189	-10,225	6,718	-4,97	-9,02
						8-9	14,325	-3,117	6,012	4,97	8,05
2	3-8	16,551	16,32	0,115	-5,48	18-19	7,94	-9,181	4,842	-4,86	-5,719
	18-24	24,101	24,365	-0,132	-8,078	24-25	7,205	-9,415	4,748	4,86	6,68
1	2-7	9,638	10,304	-0,333	-3,324	2-3	13,716	-18,018	8,593	-5,48	-14,5
	7-13	5,638	7,526	-0,944	-2,134	7-8	15,243	-21,925	10,047	5,48	13,53
	13-15	3,504	3,558	-0,027	-1,182	17-18	7,37	-11,63	5,135	-8,078	-13,797
	15-19	9,607	6,533	1,526	-2,694	23-24	6,905	-9,763	4,505	8,078	14,767
	17-23	14,77	13,478	0,647	4,71	1-2	-3,245	-6,344	0,939	-3,324	-17,824
					5-7	1,16	-16,36	5,301	1,13	14,66	
					12-13	10,06	-18,038	6,697	1,012	1,012	
					14-15	9,225	-11,35	6,235	-1,512	-1,512	
					16-17	5,535	-16,813	6,722	-2,016	-15,813	
					22-23	0,542	-7,138	2,327	4,71	19,477	

SUPERPOSITION
DES
SOLLICITATIONS

METHODE DE SUPPERPOSITION

Les éléments structurant doivent être dimensionnés pour les combinaisons de charges verticales et des charges sismiques données ci-dessous, sur la base du règlement parasismique en vigueur (RPA 81)

	<--	<--
	-->	-->
Poutres :	$G+P+SI$ $0,8 G+SI$	Poteaux : $0,86+SI$ $G+P+1,2SI$

Où :

G : Sollicitation due à la charge permanente
 P : " " surcharge d'exploitation
 SI : " " au séisme.

A/ - Poutres :

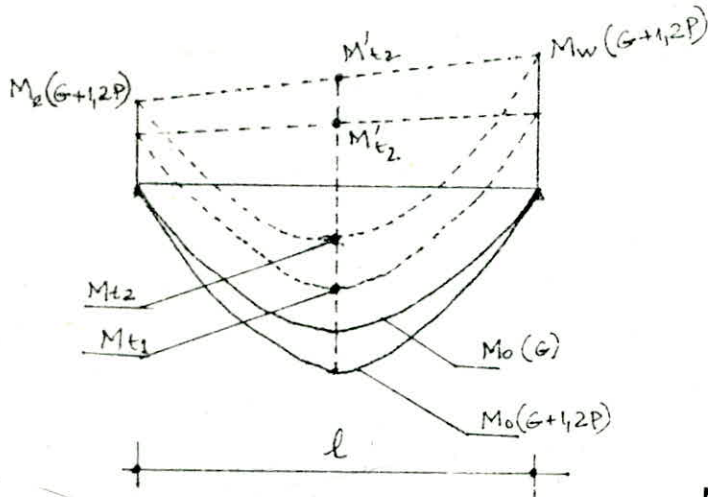
* Moments en travée des poutres (sous charges verticales)
 "CCBA 68: A 12"

Pour déterminer les moments en travée sous charges verticales, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée L_0 avec les charges permanentes, puis avec les charges permanente et surcharges.

On prend comme ligne de fermeture :

- pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue ;
- pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue.

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



$$M'_{t1} = \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$$

$$M'_{t2} = \frac{M_w(G+1,2P) + M_e(G+1,2P)}{2}$$

$$M_{t1} = M_o(G+1,2P) - M'_{t1}$$

$$M_{t2} = M_o(G) - M'_{t2}$$

M_o --> moment isostatitique
 M_e, M_w, M_o en valeur absolue

Les différentes combinaisons possibles sont :

Moments en travée " M_{t1} "

$$\text{sous } (G+1,2P) : M_t = M_o(G+1,2P) + \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$$

$$\text{sous } (G+P+\overset{\rightleftarrows}{SI}) : M_t = M_o(G+P) + \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2} + M_t(\overset{\rightleftarrows}{SI})$$

$$\text{sous } (0,8 G+\overset{\rightleftarrows}{SI}) : M_t = 0,8 [M_o(G) + \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}] + M_t(\overset{\rightleftarrows}{SI})$$

Moments aux appuis : $M_a = M_e$ ou M_w

$$\text{sous } (G+1,2 P) : M_a = M_a(G) + 1,2 M_a(P)$$

$$\text{sous } (0,8 G + \overset{\rightleftarrows}{SI}) : M_a = 0,8 M_a(G) + M_a(\overset{\rightleftarrows}{SI})$$

$$\text{sous } (G+P+\overset{\rightleftarrows}{SI}) : M_a = M_a(G) + M_a(P) + M_a(\overset{\rightleftarrows}{SI})$$

Efforts tranchants : " $T = T_e$ ou T_w "

$$\text{sous } (G+1,2 P) : T = T(G) + 1,2 T(P)$$

$$\text{sous } ((G+P+\overset{\rightleftarrows}{SI}) : T = T(G) + T(P) + T(\overset{\rightleftarrows}{SI})$$

$$\text{sous } (0,8 G+\overset{\rightleftarrows}{SI}) : T = 0,8 T(G) + T(\overset{\rightleftarrows}{SI})$$

2/ - Poteaux :

Les différentes combinaisons possibles sont :

$$G+1,2 P : G+P+1,2 \overleftarrow{S}_{l} ; G+P+1,2 \overleftarrow{S}_{t} ; 0,8 G + \overleftarrow{S}_{l} ; 0,8 G + \overleftarrow{S}_{t}$$

G : Sollicitation due à la charge permanente

P : Sollicitation due à la surcharge d'exploitation

S_{l} : Sollicitation due au séisme agissant suivant la direction longitudinale

S_{t} : Sollicitation due au séisme agissant suivant la direction transversale.

$$\text{Efforts normaux : } N_G = N_{Gt} + N_{Gl}$$

$$N_p = N_{pt} + N_{pl}$$

N_{Gl} : l'effort normal sous G dans le poteau provenant du portique longitudinale

N_{Gt} : l'effort normal sous G dans le poteau provenant du portique transversal

N_{pl} : l'effort normal sous P dans le poteau provenant du portique longitudinale

N_{pt} : l'effort normal sous P dans le poteau provenant du portique transversal

$N_{S_{l}}$, $N_{S_{t}}$: efforts normaux dans le poteau qui sont dus à l'action sismique.

Moments fléchissants :

M_g : moment sous G

M_p : moment sous P

$M_{S_{l}}$; $M_{S_{t}}$: moments dus au séisme

Chaque moment a deux composantes M_x et M_y

M_x : moment dans le poteaux/axe xy

M_y : moment dans le poteau/axe $x-x$

Portique transversal Central 2-2

Moments en travée

Niveau	travée	l [m]	$\frac{M_{ext} M_{int}}{2}$ sous "e" [t.m]	M ₀ [t.m]		M _{E1} [t.m]		
				G	P	G+1,2 P	G+P	0,8 G
5	2-3	5,5	4,11	7,98	0,89	4,94	4,76	3,10
	3-4	5,5	4,56	7,98	0,89	4,49	4,31	2,74
	4-5	5,5	4,11	7,98	0,89	4,94	4,76	3,10
4	1-2	5,5	11,53	20,46	2,66	12,12	11,59	7,14
	2-3	5,5	7,06	11,74	1,13	6,336	5,81	3,74
	3-4	5,5	6,76	11,74	1,13	6,336	6,11	3,98
	4-5	5,5	7,06	11,74	1,13	6,336	5,81	3,74
	5-6	5,5	11,53	20,46	2,66	12,12	11,59	7,14
3	1-2	5,5	12,51	23,05	10,61	23,27	21,15	8,43
	2-3	5,5	8,51	14,04	6,07	12,81	11,60	4,42
	3-4	5,5	8,13	14,04	6,07	12,81	11,98	4,73
	4-5	5,5	8,51	14,04	6,07	12,81	11,60	4,42
	5-6	5,5	12,51	23,05	10,61	23,27	21,15	8,43
2	1-2	5,5	12,73	23,27	10,61	23,27	21,15	8,43
	2-3	5,5	10,59	15,55	5,88	12,02	10,84	3,97
	3-4	5,5	11,54	22,25	11,94	25,08	22,69	8,57
	4-5	5,5	8,58	14,27	4,94	11,62	10,63	4,55
	5-6	5,5	12,49	23,27	10,61	23,27	21,29	8,62
1	1-2	5,4	12,01	23,27	10,6	23,99	21,86	9,00
	2-3	5,4	12,98	23,27	10,6	23,01	20,89	8,23
	3-4	5,4	12,98	23,27	10,6	23,01	20,89	8,23
	4-5	5,4	12,98	23,27	10,6	23,01	20,89	8,23
	5-6	5,4	12,01	23,27	10,6	23,99	21,86	9,00

121

Portique transversal Central 2.2

Moments dans les Poutres

Niveau	Routes	G + 1,2 P			G + P + $\bar{S}I$			G + P + $\bar{S}I$			0,8 G + $\bar{S}I$			0,8 G + $\bar{S}I$		
		Mw (t.m)	Me1 (t.m)	Me2 (t.m)	Mw (t.m)	Me1 (t.m)	Me2 (t.m)	Mw (t.m)	Me1 (t.m)	Me2 (t.m)	Mw (t.m)	Me1 (t.m)	Me2 (t.m)	Mw (t.m)	Me1 (t.m)	Me2 (t.m)
5	11-17	-4,14	4,94	-5,15	0,748	5,66	-8,066	-8,864	3,86	-2,046	1,878	4,00	-6,658	-7,734	2,20	-9,638
	17-23	-5,155	4,49	-5,155	-2,046	4,31	-8,066	-8,066	4,31	-2,046	-0,638	2,74	-6,658	-6,658	2,74	-9,638
	23-29	-5,155	4,94	-4,14	-2,046	3,86	-8,864	-8,066	5,66	0,748	-0,638	2,20	-7,734	-6,658	4,00	1,878
4	5-10	-13,77	12,12	-12,65	-1,69	14,2	-18,95	-25,29	8,98	-5,79	2,136	9,75	-15,37	-21,46	4,53	-2,21
	10-16	-8,236	6,036	-7,52	-1,51	6,11	-13,37	-14,67	5,5	-1,41	0,692	4,04	-11,388	-12,468	3,44	0,57
	16-22	-7,52	6,336	-7,52	-1,41	6,11	-13,37	-13,37	6,11	-1,41	0,572	3,89	-11,39	-11,388	3,98	0,572
	22-28	-7,52	6,036	-8,24	-1,41	5,5	-14,67	-13,37	6,11	-1,51	0,572	3,44	-12,47	-11,39	4,04	0,692
	28-34	-12,65	12,12	-13,77	-5,79	8,98	-25,29	-18,95	14,2	-1,69	-2,212	4,53	-21,464	-15,37	9,75	2,136
3	4-9	-19,2	23,27	-19,07	-1,16	24,82	-27,85	-35,64	17,475	-8,07	7,136	12,10	-19,81	-27,34	4,75	-0,30
	9-15	-13,5	12,81	-12,27	-2,83	11,60	-21,47	-22,61	11,6	-1,69	2,77	4,42	-16,4	-17,01	4,42	3,40
	15-21	-12,3	12,81	-12,27	-1,69	11,98	-21,47	-21,47	11,98	-1,69	3,40	4,73	-16,4	-16,4	4,73	3,40
	21-27	-12,3	12,81	-13,5	-1,69	11,60	-22,61	-21,47	11,60	-2,83	3,40	4,42	-17,01	-16,4	4,2	2,77
	27-33	-19,07	23,27	-19,2	-8,07	17,475	-35,64	-27,85	24,82	-1,16	-9,03	4,75	-27,34	-19,81	12,1	7,14
2	3-8	-19,5	23,27	-19,65	4,56	26,42	-30,88	-41,24	15,88	-6,16	12,81	13,7	-22,65	-32,98	3,16	2,07
	8-14	-17,09	12,016	-14,28	-3,76	10,84	-25,9	-28,48	10,84	-1,18	3,256	3,97	-20,21	-24,5	3,97	4,51
	14-20	-18,16	25,09	-17,81	-4,71	22,69	-29,11	-29,43	22,69	-4,39	3,056	8,57	-21,52	-24,7	8,57	3,20
	20-26	-12,71	11,62	-11,92	0,27	10,61	-23,66	-24,45	10,61	1,06	5,18	4,55	-18,9	-19,54	4,55	5,82
	26-22	-18,73	23,27	-19,5	-5,31	16,02	-41,24	-30,03	26,52	4,56	2,5	3,55	-33,0	-22,26	13,89	12,81
1	2-7	-16,9	23,98	-19,86	4,56	26,42	-30,88	-41,24	15,88	-6,16	12,81	13,7	-22,65	-32,98	3,16	2,07
	7-13	-19,86	23,01	-19,86	-3,76	10,84	-25,9	-28,48	10,84	-1,18	3,256	3,97	-20,21	-24,5	3,97	4,51
	13-19	-19,86	23,01	-19,86	-4,76	22,69	-29,11	-29,43	22,69	-4,39	3,056	8,57	-21,52	-24,7	8,57	3,20
	19-25	-19,86	23,01	-19,86	0,27	10,61	-23,66	-24,45	10,61	1,06	5,18	4,55	-18,9	-19,54	4,55	5,82
	25-31	-19,86	23,98	-16,9	-5,5	16,02	-41,24	-30,03	26,52	4,56	2,5	3,55	-33,0	-22,26	13,89	12,81

Portique transversal Central 2.2

Efforts tranchants dans les Poutres

Niveau	Travée	G + 1,2 P		G + P + \bar{S}_1		G + P + \bar{S}_2		0,8 G + \bar{S}_1		0,8 G + \bar{S}_2	
		T _w [t]	T _e [t]	T _w [t]	T _e [t]	T _w [t]	T _e [t]	T _w [t]	T _e [t]	T _w [t]	T _e [t]
5	11-17	5,38	-5,75	4,08	-6,84	6,48	-4,44	2,63	-5,29	5,03	-2,9
	17-23	5,562	-5,56	4,46	-6,46	6,46	-4,46	2,96	-4,96	4,96	-2,96
	23-29	5,75	-5,9	4,44	-6,5	6,84	-4,1	2,9	-5,03	5,3	-2,63
4	5-10	14,49	-14,08	12,12	-16,84	17,24	-10,72	7,05	-12,86	13,17	-6,74
	10-16	8,36	-8,10	6,14	-10,07	10,32	-5,9	4,00	-7,97	9,15	-3,8
	16-22	8,23	-8,23	6,10	-10,10	10,10	-6,10	3,97	-7,96	7,96	-3,97
	22-28	8,1	-8,36	5,9	-10,32	10,07	-6,14	3,79	-8,15	7,97	-3,96
	28-34	14,09	-14,5	10,72	-17,24	16,94	-11,12	6,74	-13,17	12,86	-7,05
3	4-9	21,6	-21,92	15,94	-24,83	24,98	-15,79	6,91	-15,90	15,95	-6,85
	9-15	13,78	-13,35	9,73	-15,92	16,33	-9,32	4,10	-10,47	10,7	-3,88
	15-21	13,57	-13,57	9,53	-16,13	16,33	-9,53	4,00	-10,59	10,59	-4,00
	21-27	13,35	-13,79	9,32	-16,33	15,92	-9,73	3,88	-10,7	10,5	-4,10
	27-33	21,42	-21,6	15,79	-24,98	24,83	-15,94	6,9	-15,95	15,9	-6,91
2	3-8	21,75	-21,8	14,64	-26,96	26,4	-14,7	5,62	-17,45	17,4	-5,70
	8-14	17,6	-15,5	12,53	-18,92	20,77	-10,68	5,4	-13,16	13,62	-4,92
	14-20	18,8	-18,66	13,56	-21,69	21,8	-13,45	5,64	-13,83	13,83	-5,60
	20-26	12,9	-12,6	8,18	-16,24	16,42	-7,9	3,41	-11,42	11,65	-3,2
	26-22	21,63	-21,91	14,54	-26,55	26,3	-14,8	5,62	-17,45	17,4	-5,7
1	2-7	21,31	-22,48	14,64	-26,46	26,4	-14,7	5,62	-17,45	17,4	-5,70
	7-13	21,9	-21,9	12,53	-18,92	20,77	-10,68	5,4	-13,16	13,62	-4,92
	13-19	21,9	-21,9	13,56	-21,69	21,8	-13,45	5,64	-13,83	13,83	-5,60
	19-25	21,9	-21,9	8,17	-16,14	16,42	-7,9	3,41	-11,42	11,65	-3,2
	25-31	22,43	-21,31	14,54	-26,55	26,3	-14,8	5,62	-17,45	17,4	-5,7

Portique transversal de rive 1-1

Moments en travée

NIV	travée	l(m)	$M_c(G)+M_d$	$M_o(t.m)$		$M_t(t.m)$		
			2	G	P	G+P	G+1,2P	0,8G
4	1.2	5,5	5,625	11,222	0,884	6,481	6,6578	4,477
	2.3	5,5	7,223	12,692	1,120	6,589	6,813	4,375
	3.4	5,5	7,317	12,692	1,120	6,495	6,719	4,3
	4.5	5,5	7,223	12,692	1,120	6,589	6,813	4,375
	5.6	5,5	5,625	11,222	0,884	6,481	6,657	4,477
3	1.2	5,5	6,67	12,88	3,543	9,753	10,461	4,968
	2.3	5,5	6,655	11,384	4,488	9,217	10,114	3,783
	3.4	5,5	6,591	11,384	4,488	9,281	10,178	3,834
	4.5	5,5	6,655	11,384	4,488	9,217	10,114	3,783
	5.6	5,5	6,67	12,88	3,543	9,753	10,461	4,968
2	1.2	5,5	6,85	13,175	3,543	9,868	10,576	5,06
	2.3	5,5	6,83	11,679	4,488	9,337	10,234	3,879
	3.4	5,5	6,77	11,679	4,488	9,397	10,294	3,927
	4.5	5,5	6,83	11,679	4,488	9,337	10,234	3,879
	5.6	5,5	6,85	13,175	3,543	9,868	10,576	5,06

1 moment en travée sous charge verticale Forque transversale de Rive 1-2

Poutre	Travées	$G + 1,2P$			$G + P + E$			$G + P - E$			$0,8G + E$			$0,8G - E$		
		M_w (t.m)	M_t (t.m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_t (t.m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_t (t.m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_t (t.m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_t (t.m)	M_e (t.m)
4	1-2	-4,978	6,657	-7,303	0,84	8,091	-9,739	-10,66	4,871	-4,659	2,094	6,087	-7,884	9,406	2,867	-2,804
	2-3	-7,838	6,813	-8,061	-5,18	6,589	-10,477	-10,26	6,589	-5,397	-3,164	4,375	-8,393	-8,244	4,375	-3,313
	3-4	-8,061	6,719	-8,061	-5,397	6,495	-10,477	-10,477	6,485	-5,397	-3,313	4,30	-8,393	-8,393	4,30	-3,313
	4-5	-8,061	6,813	-7,838	-5,397	6,589	-10,26	-10,477	6,589	-5,18	-3,313	4,375	-8,244	-8,393	4,375	-3,164
	5-6	-7,303	6,657	-4,978	-4,659	4,87	-10,66	-9,739	8,091	0,84	-2,804	2,867	9,406	-7,884	6,087	2,094
3	1-2	-7,97	10,461	-9,738	2,75	11,703	-15,84	-20,08	7,803	-2,8	5,56	6,918	-12,34	-15,24	3,018	0,678
	2-3	-9,60	10,114	-9,579	-2,61	9,217	-15,591	-15,63	9,217	-2,571	1,134	3,783	-11,78	-11,88	3,783	-1,237
	3-4	-9,579	10,178	-9,579	-2,571	9,281	-15,591	-15,591	9,281	-2,571	1,237	3,834	-11,78	-11,78	3,834	1,237
	4-5	-9,579	10,114	-9,60	-2,571	9,217	-15,63	-15,591	9,217	-2,61	-1,237	3,783	-11,88	-11,78	3,783	1,134
2	1-2	-8,15	10,576	-9,918	6,16	13,288	-16,67	-21,82	6,448	-2,4	9,006	8,48	-13,136	-18,97	1,64	1,184
	2-3	-9,782	10,234	-9,758	-2,14	9,337	-16,42	-16,46	9,337	-2,1	1,648	3,879	-12,57	-12,67	3,879	1,744
	3-4	-9,758	10,294	-9,758	-2,1	9,397	-16,42	-16,42	9,397	-2,1	1,744	3,927	-12,57	-12,57	3,927	1,744
	4-5	-9,758	10,234	-9,782	-2,1	9,337	-16,46	-16,42	9,337	-2,14	1,744	3,879	-12,67	-12,57	3,879	1,648
	5-6	-9,954	10,576	-8,15	-2,4	6,448	-21,82	-16,67	13,288	6,16	1,184	1,64	-18,97	-13,136	8,48	9,006

Efforts Tranchants dans Les Poutres

Niv	traverse	$G + 1,2P$		$G + P + \vec{S}I$		$G + P + \overleftarrow{S}I$		$0,8G + \vec{S}I$		$0,8G + \overleftarrow{S}I$	
		$T_w^{(+)}$	$T_e^{(+)}$	$T_w^{(+)}$	$T_e^{(+)}$	$T_w^{(+)}$	$T_e^{(+)}$	$T_w^{(+)}$	$T_e^{(+)}$	$T_w^{(+)}$	$T_e^{(+)}$
4	1-2	8,094	-7,736	6,6	-9,03	9,4	-6,23	4,624	-7,08	7,424	-4,28
	2-3	8,877	-8,957	7,901	-7,688	9,601	-7,979	5,6468	-7,401	7,346	-5,701
	3-4	8,923	-8,923	7,945	-9,645	9,645	-7,945	5,674	-7,374	7,374	-5,674
	4-5	8,966	-8,877	7,988	-9,601	7,688	-7,901	4,1084	-7,346	5,808	-5,646
	5-6	7,736	-8,094	6,23	-9,4	9,03	-6,6	4,28	-7,424	7,08	-4,624
3	1-2	9,698	-9,78	6,49	-12,18	12,13	-6,54	3,076	-2,988	8,716	-8,628
	2-3	10,478	-10,476	7,8	-12,13	12,14	-7,79	3,774	-8,074	8,114	-3,734
	3-4	10,48	-10,48	7,798	-12,138	12,138	-7,798	3,7564	-8,096	8,096	-3,7564
	4-5	10,476	-10,478	7,79	-12,14	12,13	-7,8	3,734	-8,114	8,074	-3,774
	5-6	9,78	-9,698	6,54	-12,13	12,18	-6,49	2,988	-8,716	8,628	-3,076
2	1-2	10,848	-10,95	6,93	-14,06	-13,99	-7,00	3,286	-10,274	10,346	3,214
	2-3	10,7	-10,584	7,79	-12,57	12,59	-7,77	3,712	-8,48	8,512	-3,68
	3-4	10,692	-10,692	7,78	-12,58	12,58	-7,78	3,696	-8,496	8,496	-3,696
	4-5	10,684	-10,7	7,77	-12,59	12,57	-7,79	3,68	-8,512	8,48	-3,712
	5-6	+10,95	-10,848	7,00	-13,99	14,06	-6,93	3,214	-10,346	10,274	-3,286

Portique Longitudinal Central II. II

Moments dans Les Poutres

Niveau	Poutres	G + 1,2 P			G + P + $\overline{S_I}$			G + P + $\overline{S_I}$			0,8 G + $\overline{S_I}$			0,8 G + $\overline{S_I}$		
		M _w [t.m]	M _{cl} [t.m]	M _e [t.m]	M _w [t.m]	M _{cl} [t.m]	M _e [t.m]	M _w [t.m]	M _{cl} [t.m]	M _e [t.m]	M _w [t.m]	M _{cl} [t.m]	M _e [t.m]	M _w [t.m]	M _{cl} [t.m]	M _e [t.m]
5	11-17	-1,823	1,725	-2,273	2,983	2,625	-5,283	-6,629	0,825	0,737	3,35	2,28	-4,83	-6,264	0,48	1,19
	17-23	-2,273	1,50	-2,273	0,737	1,50	-5,283	-5,283	1,50	0,737	1,19	1,20	-4,83	-4,828	1,20	1,19
	23-29	-2,273	1,725	-1,823	0,737	0,825	-6,629	-5,283	2,625	3,00	1,19	0,48	-6,26	-4,828	2,28	3,35
4	5-10	-3,318	4,195	-4,608	8,53	6,695	-11,125	-15,07	1,475	2,04	9,37	5,42	-9,93	-14,22	0,20	3,20
	10-16	-3,982	2,706	-3,878	2,633	2,959	-9,828	-10,459	2,375	2,132	3,56	2,22	-8,94	-9,56	1,64	3,02
	16-22	-3,878	2,744	-3,878	2,132	2,694	-9,828	-9,83	2,694	2,132	3,02	1,95	-8,94	-8,94	1,95	3,02
	22-28	-3,878	2,729	-3,982	2,132	2,375	-10,459	-9,83	2,96	2,633	3,02	1,64	-9,56	-8,94	2,22	3,56
	28-34	-4,608	4,189	-3,318	2,035	1,475	-15,07	-11,12	6,70	8,53	3,20	0,20	-14,22	-9,96	5,42	9,40
3	4-9	-5,996	6,98	-7,209	11,469	10,202	-16,12	-20,01	2,85	2,96	13,52	7,08	-14,32	-20,96	-0,635	5,46
	9-15	-6,933	6,59	-6,875	3,265	5,87	-16,45	-16,45	5,87	3,33	5,82	2,61	-13,88	-13,96	2,61	5,90
	15-21	-6,875	6,44	-6,875	3,329	5,91	-16,45	-16,45	5,91	3,33	5,90	2,64	-13,88	-13,88	2,64	5,90
	21-27	-6,875	6,39	-6,933	3,329	5,87	-16,52	-16,45	5,87	3,265	5,90	2,61	-13,96	-13,88	2,61	5,82
	27-33	-7,209	6,98	-5,996	2,96	2,852	-23,01	-16,82	10,20	11,47	5,46	-0,63	-20,96	-14,32	7,08	13,52
2	2-8	-5,759	6,979	-7,935	17,353	11,795	-20,0	-28,42	1,50	4,72	19,31	8,678	-17,27	-26,48	-1,67	7,45
	8-14	-9,843	1,768	-8,334	2,915	1,718	-20,42	-21,8	3,24	4,303	6,40	1,71	-17,70	-18,32	2,40	7,02
	14-20	-12,203	0,427	-11,855	0,775	9,377	-23,62	-23,91	0,377	1,09	5,56	0,099	-19,01	-19,16	0,099	5,71
	20-26	-6,766	3,286	-5,695	5,748	3,236	-17,98	-18,97	1,72	6,74	7,70	2,386	-16,56	-17,03	1,71	8,16
	26-32	-7,022	7,223	-5,759	5,531	1,499	-28,45	-19,15	11,80	17,35	7,84	-1,67	-26,50	-16,90	8,67	19,31
1	2-7	-6,535	7,48	-7,087	17,353	11,795	-20,0	-28,42	1,50	4,72	19,31	8,678	-17,27	-26,48	-1,67	7,45
	7-13	-7,687	7,05	-7,687	2,915	1,718	-20,42	-21,8	3,24	4,303	6,40	1,71	-17,70	-18,32	2,40	7,02
	13-19	-7,687	7,05	-7,687	0,775	9,377	-23,62	-23,91	0,377	1,09	5,56	0,099	-19,01	-19,16	0,099	5,71
	19-25	-7,687	7,05	-7,687	5,748	3,236	-17,98	-18,97	1,72	6,74	7,70	2,386	-16,56	-17,03	1,71	8,16
	25-31	-7,687	7,48	-6,535	5,531	1,499	-28,45	-19,15	11,80	17,35	7,84	-1,67	-26,50	-16,90	8,67	19,31

147

Portique longitudinal Central. (II-II)
Efforts tranchant dans les Poutres.

NIVEAU	TRAVÉE	G + 1,2P		G + P + SI		G + P - SI		0,8G + SI		0,8G - SI	
		T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e
5	2-3	2,662	-2,826	1,462	-4,026	3,862	-1,626	0,929	-3,460	3,329	-1,061
	3-4	2,744	-2,744	1,744	-3,744	3,744	-1,744	1,195	-3,195	3,195	-1,195
	4-5	2,826	-2,662	1,626	-3,862	4,026	-1,462	1,061	-3,329	3,460	-0,929
4	1-2	5,456	-5,926	2,317	-8,901	8,437	-2,781	0,923	-7,392	7,043	-1,272
	2-3	4,702	-4,665	2,572	-6,722	6,758	-2,536	1,488	-5,674	5,674	-1,49
	3-4	4,683	-4,68	2,654	-6,64	6,64	-2,654	1,577	-5,561	5,561	-1,577
	4-5	4,665	-4,702	2,536	-6,758	6,722	-2,572	1,490	-5,674	5,674	-1,488
	5-6	5,926	-5,456	2,781	-8,437	8,901	-2,317	1,272	-7,043	7,392	-0,923
3	1-2	8,557	-8,996	3,716	-13,177	12,758	-4,129	0,788	-10,08	9,828	-1,047
	2-3	8,322	-8,298	4,643	-11,221	11,243	-4,618	1,542	-8,114	8,142	-1,514
	3-4	8,312	-8,304	4,633	-11,233	11,233	-4,633	1,530	-8,128	8,128	-1,53
	4-5	8,293	-8,321	4,618	-11,243	11,221	-4,643	1,514	-8,142	8,114	-1,542
	5-6	8,996	-8,557	4,129	-12,758	13,177	-3,716	1,047	-9,828	10,08	-0,788
2	1-2	8,541	-9,332	2,347	-14,866	14,107	-3,106	-0,554	-11,685	11,190	-0,074
	2-3	6,695	-6,146	2,513	-10,252	10,753	-2,012	0,954	-8,967	8,962	-0,727
	3-4	6,484	-6,357	2,322	-10,446	10,562	-2,206	0,867	-9,053	8,948	-0,813
	4-5	6,616	-6,226	2,445	-10,324	10,685	-2,084	0,926	-8,994	8,934	-0,754
	5-6	9,161	-8,707	2,949	-14,26	14,713	-2,5	-0,144	-11,276	11,447	-0,484
1	1-2	9,242	-9,667	8,846	-9,253	8,846	-9,253	5,493	-5,746	5,493	-5,74
	2-3	9,455	-9,455	9,05	-9,05	9,05	-9,05	5,622	-5,62	5,62	-5,62
	3-4	9,455	-9,455	9,05	-9,05	9,05	-9,05	5,62	-5,62	5,62	-5,62
	4-5	9,455	-9,455	9,05	-9,05	9,05	-9,05	5,62	-5,62	5,62	-5,62
	5-6	9,667	-9,242	9,253	-8,846	9,253	-8,846	5,746	-5,493	5,746	-5,493

Portique transversal 3.3
Moment en travée

NIVEAU	Travée	l [m]	$\frac{M_e + M_w}{2}$ Sous "G" [t.m]	M ₀ (t.m)		M _{t₁} (t.m)		
				G	P	G+1,2P	G+P	0,8G
5	2-5	18,00	19,507	105,58	12,15	100,65	117,73	84,464
4	1-2	6,00	10,543	15,738	2,313	7,973	18,051	12,59
	5-6	6,00	10,543	15,738	2,313	7,973	18,051	12,59
3	1-2	6,00	10,56	16,155	9,202	16,637	25,375	12,924
	5-6	6,00	10,56	16,155	9,202	16,637	25,375	12,924
2	1-2	6,00	10,321	16,326	9,202	17,047	25,528	13,061
	5-6	6,00	10,321	16,326	9,202	17,047	25,528	13,061
1	1-2	6,00	11,084	16,326	9,202	16,284	25,528	13,061
	2-3	6,00	11,629	16,326	11,621	18,642	27,947	13,061
	3-4	6,00	11,58	16,326	11,621	18,691	27,947	13,061
	4-5	6,00	11,629	16,326	11,621	18,642	27,947	13,061
	5-6	6,00	11,084	16,326	9,202	16,28	25,528	13,061

Portique transversal Central : 3-3

Moments dans les Poutres

Niveau	Travée	G + 1,2 P			G + P + $\overline{S_I}$			G + P + $\overline{S_I}$			0,7G + $\overline{S_I}$			0,7G + $\overline{S_I}$		
		M _w (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)
5	2-5	-22,81	100,65	-22,31	-20,35	90,99	-37,81	-23,34	105,46	-5,88	-14,11	61,62	-31,57	-17,1	76,09	0,36
4	1-2	-10,99	7,97	-14,14	-4,50	8,17	-18,64	-16,80	6,85	-8,99	-0,98	4,82	-14,57	-13,28	3,49	-4,91
	5-6	-14,14	7,97	-10,99	-1,04	8,16	-22,14	-26,61	6,86	0,86	3,06	4,81	-18,63	-22,54	3,51	4,37
3	1-2	-21,93	16,64	-13,5	-6,15	14,68	-27,12	-35,08	14,91	2,26	3,22	4,36	-20,35	-25,7	4,59	9,03
	5-6	-13,50	16,64	-21,93	2,34	14,66	-35,66	-27,21	14,93	-5,57	9,12	4,34	-26,29	-20,43	4,61	3,81
2	1-2	-22,33	17,05	-12,42	3,053	15,07	-35,71	-45,15	15,34	13,02	12,37	4,67	-29,15	-35,83	4,94	19,58
	5-6	-12,42	17,05	-22,33	5,204	15,32	-37,37	-27,89	15,09	-4,73	11,76	4,92	-28,05	-21,34	4,69	4,58
1	1-2	-16,44	16,28	-20,87	-0,66	15,09	-32,83	-30,21	13,80	-5,87	6,44	4,84	-22,88	-23,11	3,55	4,08
	2-3	-21,07	18,64	-21,76	-3,89	17,84	-26,62	-29,11	14,79	-13,51	0,29	5,20	-15,84	-18,93	2,23	-2,73
	3-4	-21,54	18,69	-21,54	-16,4	16,34	-23,44	-23,4	16,40	-16,32	-5,76	3,77	-12,82	-12,77	3,82	-5,7
	4-5	-21,76	18,64	-21,07	-14,43	15,38	-27,03	-25,7	17,26	-11,97	-3,65	2,82	-16,84	-14,93	4,69	-1,79
	5-6	-20,88	16,28	-16,44	-9,71	14,11	-25,74	-28,98	14,77	-5,83	0,24	3,86	-18,64	-19,04	4,52	1,96

Portique transversal Central 3-3

Efforts tranchants dans Les Poutres

Niveau	Travée	$G + 1,2 P$		$G + P + \bar{S} \bar{E}$		$G + P + \bar{S} \bar{E}$		$0,9 G + \bar{S} \bar{E}$		$0,8 G + \bar{S} \bar{E}$	
		T_w [t]	T_e [t]	T_w [t]	T_e [t]	T_w [t]	T_e [t]	T_w [t]	T_e [t]	T_w [t]	T_e [t]
5	2-5	26,7	-26,7	25,19	-27,13	27,13	-25,19	17,80	-19,74	19,74	-17,80
4	1-2	10,29	-11,34	8,19	-12,9	11,85	-9,24	5,10	-9,63	8,76	-5,97
	5-6	11,33	-10,29	7,01	-14,07	15,11	-5,96	3,75	-10,98	11,85	-2,88
3	1-2	17,23	-14,92	11,26	-12,25	20,98	-8,54	3,63	-11,49	13,35	-1,77
	5-6	14,42	-17,23	8,43	-21,09	18,37	-11,15	1,66	-13,46	11,60	-3,52
2	1-2	17,58	-14,28	8,41	-21,33	24,57	-5,18	0,73	-14,57	16,88	1,58
	5-6	14,28	-17,59	7,78	-21,97	18,73	-11,01	1,02	-14,29	11,97	-3,33
1	1-2	15,2	-16,67	9,51	-20,24	18,93	-10,82	2,76	-12,54	12,18	-3,12
	2-3	17,5	-17,72	13,48	-19,06	18,67	-13,67	4,96	-10,34	10,35	-4,95
	3-4	17,61	-17,61	15,09	-17,45	17,45	-15,09	6,47	-8,83	8,83	-6,47
	4-5	17,72	-17,49	14,17	-18,37	18,56	-13,98	5,45	-9,85	9,84	-5,46
	5-6	16,67	-15,20	12,20	-17,54	18,85	-10,89	4,50	-10,79	11,15	-4,15

Niveau	Poteaux	$G + 1,2 P$			$G + P + 1,2 \overline{S I}_L$			$G + P + 1,2 \overline{S I}_e$			$G + P + 1,2 \overline{S I}_t$			$G + P + 1,2 \overline{S I}_t$		
		M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N
5	tête	4,14	1,82	8,04	4,06	3,94	6,5	4,06	7,59	9,38	1,71	1,82	6,5	9,32	1,82	8,4
	base	2,66	0,38	9,1	2,58	3,50	7,56	2,58	4,22	10,44	1,26	0,36	7,56	6,42	0,36	10,45
4	tête	1,74	0,25	41,14	1,69	12,10	40,2	1,69	11,72	40,36	13,65	0,24	40,20	10,27	0,24	40,76
	base	2,74	0,31	42,96	2,57	9,14	42,02	2,57	8,54	42,375	11,42	0,30	40,02	6,27	0,30	42,575
3	tête	2,77	0,135	93,8	2,60	15,05	91,6	2,60	14,85	89,24	17,5	0,15	91,6	12,3	0,15	89,23
	base	1,314	0,375	95,62	1,22	15,33	93,4	1,22	14,5	91,08	16,13	0,425	93,45	13,68	0,425	91,08
2	tête	1,29	0,93	149,52	1,20	13,88	146,88	1,20	15,64	140,28	15,96	0,88	146,87	13,56	0,88	140,28
	base	0	0	151,46	0	24,2	148,81	0	24,2	142,22	24,21	0	148,81	24,20	0	142,22
1	tête	0	0	212,96	1,20	19,98	203,69	1,20	15,64	203,69	15,96	0,88	203,69	13,56	0,88	140,28
	base	0	0	215,39	0	24,2	206,12	0	24,2	206,12	24,21	0	206,12	24,20	0	142,22

Poteau 2-2

Intersection du
portique transversal
Central (2-2) et du
portique longitudinal
Central (II-II)

Niveau	Poteau	$0,8 G + \vec{S}I_e$			$0,8 G + \overleftarrow{S}I_e$			$0,8 G + \vec{S}I_e$			$0,8 G + \overleftarrow{S}I_e$		
		M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N
5	tête	2,93	3,35	4,76	2,93	6,26	7,16	1,88	1,46	4,76	7,734	1,46	7,16
	base	1,75	2,98	5,82	1,75	3,42	8,22	1,45	0,220	5,82	4,95	0,220	8,22
4	tête	1,152	10,11	29,51	1,152	9,83	29,97	11,12	0,144	29,5	8,82	0,145	29,97
	base	1,36	7,55	31,32	1,36	7,20	31,79	8,73	0,1808	31,32	6,01	0,189	31,8
3	tête	1,40	12,52	59,90	1,39	12,24	57,93	13,81	0,176	59,91	11,03	0,176	57,93
	base	0,60	12,96	61,78	0,60	11,88	59,78	13,02	0,54	61,78	11,82	0,54	59,78
2	tête	0,60	11,79	93,85	0,60	12,81	88,36	12,9	0,51	93,85	11,7	0,51	88,36
	base	0	20,17	95,79	0	20,17	90,29	20,17	0	95,79	20,17	0	90,29
1	tête	0	0	134,24	0,60	12,81	134,24	12,9	0,51	134,24	11,7	0,51	134,24
	base	0	0	136,20	0	20,17	136,20	20,17	0	136,20	20,17	0	136,20

Poteau 2-3

Niveau	Poteau	$G + 1,2 P$			$G + P + 1,2 \vec{S I}_t$			$G + P + 1,2 \overleftarrow{S I}_t$			$G + P + 1,2 \vec{S I}_e$			$G + P + 1,2 \overleftarrow{S I}_e$		
		M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N
5	tête	22,31	0	32,27	20,06	0	30,56	23,63	0	32,89	21,84	7,22	31,97	21,84	7,22	31,5
	base	13,95	0	32,93	6,268	0	31,22	21,15	0	33,55	13,71	2,40	32,63	13,71	2,40	32,15
4	tête	0,192	0	52,96	13,32	0	53,11	13,15	0	51,05	0,10	11,96	52,44	0,104	11,96	51,72
	base	6,50	0	54,77	9,68	0	54,73	3,04	0	52,86	6,36	8,844	54,26	6,36	8,844	53,54
3	tête	6,7	0	84,00	20,38	0	88,20	8,24	0	74,48	6,07	14,9	81,7	6,07	14,9	80,98
	base	6,58	1,97	85,84	16,94	1,8	90,04	4,93	1,66	76,32	6,00	13,10	83,55	6,00	16,7	82,82
2	tête	5,837	0	124,69	23,64	0	136,36	12,96	0	103,25	5,34	14,76	120,17	5,34	14,76	119,45
	base	0,256	0	126,61	26,38	0	139,3	26,23	0	105,19	0,08	24,2	122,11	0,08	24,2	121,38
1	tête	0,459	0	177,72	1,16	0	178,55	1,62	0	150,8	0,23	0	169,59	0,23	0	169,59
	base	0,355	0	180,15	19,37	0	190,98	19,9	0	153,04	0,27	0	172,01	0,27	0	172,01

154

Niveau	Poteau	$0,8 G + \vec{S I}_e$			$0,8 G + \overleftarrow{S I}_e$			$0,8 G + \vec{S I}_t$			$0,8 G + \overleftarrow{S I}_t$		
		M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N
5	tête	15,60	6,02	23,43	15,60	6,02	23,03	14,11	0	22,85	17,1	0	24,20
	base	10,00	1,99	24,40	10,00	1,99	23,68	8,81	0	22,91	16,20	0	24,85
4	tête	0,884	9,97	38,46	0,284	9,97	37,86	10,74	0	39,02	11,30	0	37,3
	base	3,32	7,37	40,27	3,32	7,37	39,67	6,09	0	40,83	9,55	0	39,11
3	tête	2,84	12,42	54,73	2,34	12,42	54,13	14,26	0	60,15	9,6	0	48,72
	base	2,15	11,67	56,58	2,150	13,16	55,78	11,62	0,66	61,99	6,62	0,66	50,56
2	tête	2,28	12,3	76,7	2,28	12,3	76,09	17,53	0	90,19	12,96	0	62,89
	base	0,64	20,17	78,25	0,64	20,17	77,64	21,28	0	92,74	22,57	0	64,11
1	tête	0,72	0	103,09	0,72	0	103,09	1,88	0	118,90	0,436	0	87,28
	base	0,125	0	104,64	0,125	0	104,64	16,5	0	120,45	16,24	0	88,83

Remarque : Le poteau 2-3 est déterminé par l'intersection du portique transversal central (3-3) et du portique longitudinal central (II-II)

Poteau 2-1

Niveau	Poteau	$G + 1,2 P$			$G + P + 1,2 \overrightarrow{SIE}$			$G + P + 1,2 \overleftarrow{SIE}$			$G + P + 1,2 \overrightarrow{SIE}$			$G + P + 1,2 \overleftarrow{SIE}$		
		M_x [t.m]	M_y [t.m]	N [t]	M_x [t.m]	M_y [t.m]	N [t]	M_x [t.m]	M_y [t.m]	N [t]	M_x [t.m]	M_y [t.m]	N [t]	M_x [t.m]	M_y [t.m]	N [t]
4	tête	0,52	8,32	37,41	0,51	10,78	33,18	0,51	17,43	40,52	5,57	3,27	37,5	6,59	3,27	36,2
	base	0,066	2,91	39,22	0,10	3,86	34,98	0,10	9,46	42,33	4,18	2,8	39,32	3,98	2,8	38,0
3	tête	0,102	2,87	83,76	0,14	11,26	71,84	0,14	16,76	90,04	11,68	2,76	82,38	11,4	2,76	79,0
	base	0,074	2,95	85,6	0,11	13,59	73,69	0,11	19,28	91,88	7,8	2,84	84,22	7,58	2,84	81,34
2	tête	0,064	2,82	130,54	0,10	8,97	109,32	0,10	14,4	141,82	9,59	2,72	128,27	9,40	2,72	122,67
	base	0,25	1,93	132,59	0,23	25,40	111,3	0,23	29,10	143,6	17,87	1,85	130,23	17,41	1,85	124,64
1	tête	0,064	2,82	132,54	0,10	8,97	111,30	0,10	14,4	143,6	9,59	2,72	130,27	9,40	2,72	124,64
	base	0,25	1,93	134,52	0,23	25,40	113,30	0,23	29,10	145,58	17,87	1,85	132,21	17,41	1,85	126,62

Remarque : le poteau 2-1 est déterminé par l'intersection du portique transversal de rive (1-1) et du portique longitudinal central (II-II)

Niveau	Poteau	$0,8 G + \overrightarrow{SIE}$			$0,8 G + \overleftarrow{SIE}$			$0,8 G + \overrightarrow{SIE}$			$0,8 G + \overleftarrow{SIE}$		
		M_x [t.m]	M_y [t.m]	N [t]	M_x [t.m]	M_y [t.m]	N [t]	M_x [t.m]	M_y [t.m]	N [t]	M_x [t.m]	M_y [t.m]	N [t]
4	tête	0,352	9,38	24,16	0,35	14,22	30,93	4,72	2,42	27,77	5,42	2,42	26,67
	base	0,216	3,766	25,97	0,216	7,33	32,09	3,62	1,78	29,58	3,20	1,78	28,5
3	tête	0,264	9,92	45,9	0,264	13,44	61,05	5,88	1,76	54,67	9,35	1,76	52,27
	base	0,23	11,86	47,73	0,23	15,54	62,9	6,64	1,84	56,51	6,20	1,84	54,11
2	tête	0,224	7,97	66,63	0,224	11,49	93,55	8,13	1,76	82,42	7,70	1,76	77,76
	base	0,112	21,56	68,2	0,112	23,9	95,13	14,81	1,15	84,00	14,6	1,15	79,35
1	tête	0,224	7,97	69,2	0,224	11,49	95,13	8,13	1,76	84,00	7,70	1,76	79,35
	base	0,112	21,56	69,8	0,112	23,9	96,7	14,81	1,15	85,5	14,6	1,15	80,92

FERRAILLAGE
DES
PORTIQUES

FERRAILLAGE DES POUTRES

1/ - Armatures longitudinales :

D'après l'article 15 du CCBA 68, on ne fait pas intervenir dans les calculs des poutres les efforts normaux, donc ils seront ferrillés à la flexion simple. La section d'acier sera déterminée par la plus défavorable des sollicitations du premier genre (max SP1) et du second genre (SP2).

On calcule sous SP1 si $1,5 M (SP1) > M (SP2)$
 et sous SP2 si $1,5 M (SP1) < M (SP2)$

On adoptera toujours la section la plus grande des deux sections d'armatures A1 et A2 avec :

- A1 : Section d'armature nécessaire déterminée par le calcul
- A2 : Section d'armature minimale imposée par le "RPA 81"

Méthode de calcul : "Perre CHARON"

a) - calcul de $\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$ puis on tire du tableau (CHARON) ϵ et k.

b) - calcul de $\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / k$
 . si $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$ ---> pas d'armatures comprimées
 . si $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b$ ---> nécessité d'armatures comprimées

section sans armatures comprimées :

---> $A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h}$

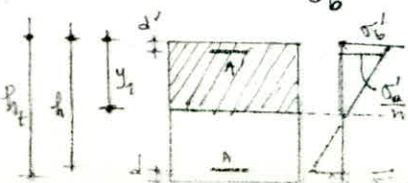
section avec armatures comprimées :

1er cas : Si $\frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} \geq \frac{15(h-d')}{h+d'}$ → $\left\{ \begin{aligned} A &= \frac{M_1}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h-d')} \\ A' &= \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}'_a} \end{aligned} \right.$

avec : $\Delta M = M - M_1$
 $M_1 = \mu' b h^2 \bar{\sigma}'_b$
 $y_1 = \alpha h, \sigma'_a = \frac{15(y_1 - d')}{y_1} \cdot \bar{\sigma}'_b$
 α, μ', ϵ tiré du tableau (CHARON) / $k = \bar{\sigma}_a / \bar{\sigma}'_b$

2ème cas :

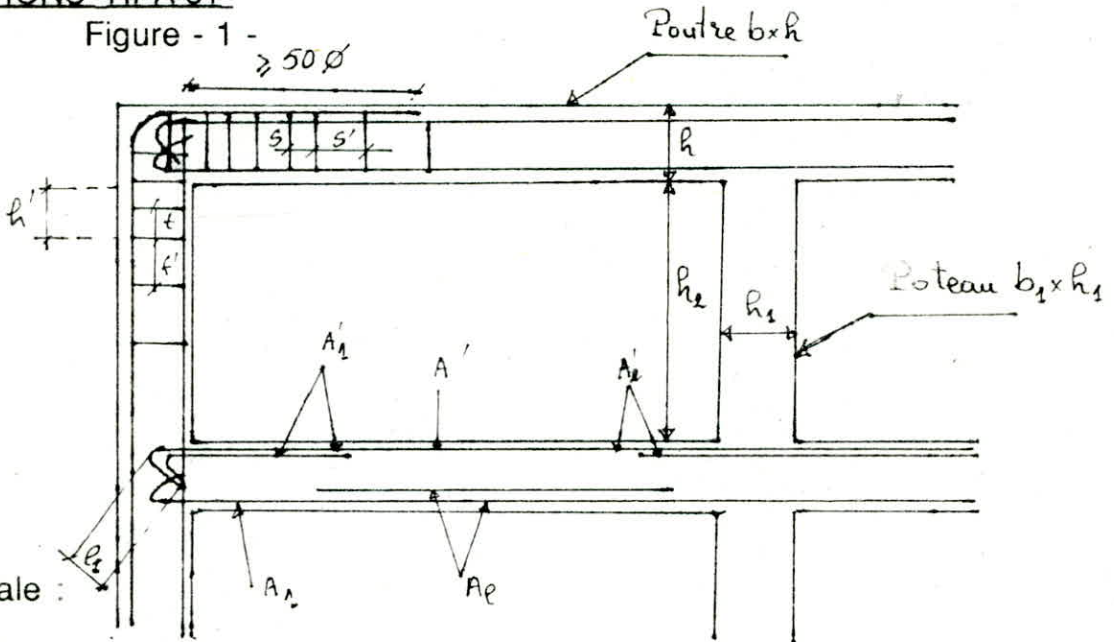
Si $\frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} < \frac{15(h-d')}{h+d'}$ → $\left\{ \begin{aligned} A &= \frac{M_1}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h-d')} \\ A' &= \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}'_a} \end{aligned} \right.$



$k = \frac{15(h-d')}{h+d'}$
 $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k}; \sigma'_a = \bar{\sigma}'_a$

PRESCRIPTIONS "RPA 81"

Figure - 1 -



* Zone nodale :

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h_1 \\ h' = \max \left(\frac{h}{5}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) \end{array} \right.$$

Dans notre cas on a :

Niveau	l' (cm)	h' (cm)
4	110	60
3	110	60
2	110	60
1	120	60
0	120	60

*Ancrage des armatures longitudinales inférieures et supérieures

Ø (mm)	20	16	14
l1 (cm)	45	35	30
l2 (cm)	65	55	55

$$l_1 \geq 20\phi \text{ et } l_2 \geq \max(30\phi; 50 \text{ cm})$$

* Section d'armatures sur toute la longueur de la poutre :

$$A_{\text{long}}^{\text{min}} = 0,3 \% b h ; \quad A_{\text{long}}^{\text{min}} = 2,5 \% b h$$

* Section d'armatures sur appui et en travée :

- les poutres supportant les charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes (supérieures et inférieures) d'une section minimale indiquée sur la figure - 1 -.

$$A'_{\geq \max} \left(\frac{A'1}{4}, \frac{A'2}{4}, 3 \text{ cm}^2 \right)$$

$$A'_{\geq \max} \left(\frac{A'1}{2}, \frac{A'1}{4}, 3 \text{ cm}^2 \right)$$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques, avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

2/ Armatures transversales :

Pour le calcul des armatures transversales et la contrainte d'adhérence dans les poutres on ne considère pas les sollicitations du second genre, donc l'effort tranchant à considérer est celui du 1er genre (sous SP1)

Méthode de calcul :

- calcul de la contrainte de cisaillement max. :

$$\tau_b^{\max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} h$$

- calcul de la contrainte admissible de cisaillement :

$$\begin{aligned} \text{. pour } \sigma_b' \leq \bar{\sigma}_{b^0} &\text{ ---> } \tau_b = 3,5 \bar{\sigma}_b \\ \text{. pour } \bar{\sigma}_{b^0} \leq \sigma_b \leq 2 \bar{\sigma}_{b^0} &\text{ ---> } \tau_b = \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b^0}} \right) \bar{\sigma}_b \end{aligned}$$

. Armature d'âmes :

- si $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$ ---> armatures d'âme droites
 si $\bar{\tau}_b < \tau_b < 5 \bar{\tau}_b$ ---> armatures d'âme droites plus barres d'âme inclinée
 si $\tau_b > 5 \bar{\tau}_b$ ---> redimensionner la section de la poutre .

- Calcul de la contrainte admissible des armatures transversales

$$\sigma_{at} = \rho_a \sigma_{en} \quad \text{avec} \quad \rho_a = 2/3 \text{ si on a une reprise de bétonnage}$$

$$a = \sup\left(\frac{h}{3}; 1 - \frac{\tau_b}{9\sigma_b}\right) \text{ si on n'a pas de reprise de bétonnage}$$

- Calcul de l'espacement des cours successifs d'armatures transversales ;

$$S = \frac{A_t z}{T} \cdot \frac{\sigma_{at}}{T} ; \text{ avec } A_t : \text{ section d'armatures transversales}$$

- Calcul de l'espacement admissible S :

C.C.B.A. 68

$$\bar{S}_1 = \text{Sup} \left\{ \begin{array}{l} h \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\sigma_b} \right) ; \quad h = \text{hauteur utile de la poutre.} \\ 0,2h \end{array} \right.$$

RPA 81 :

Dans la zone nodale et en travée :

Si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\bar{S}_2 = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \phi_e \right) \quad \phi_e = \text{le plus petit diamètre des aciers}$$

EN Dehors de la zone nodale.

$$S_2 = h/2$$

$$\bar{S} = \min(\bar{S}_1, \bar{S}_2)$$

* Armature transversal.

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot S \cdot b$$

VERIFICATIONS :

1 - Contraintes :

- * Section rectangulaire (appuis)

- sections sans armatures comprimées

- position de l'axe neutre : equation des moments statiques

$$b \frac{x^2}{2} - nA(h-x) = 0$$

- moment d'inertie/AN : $I = b \frac{x^3}{3} + nA(h-x)^2$

- contraintes : $\sigma_b' = \frac{M}{I} x \leq \bar{\sigma}_b'$

$$\sigma_a = n \frac{M}{I} (h-x) \leq \bar{\sigma}_a$$

- section avec armatures comprimées

- position de l'axe neutre :

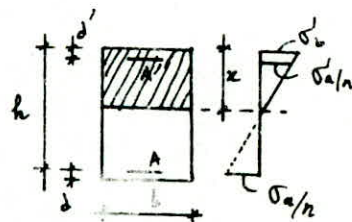
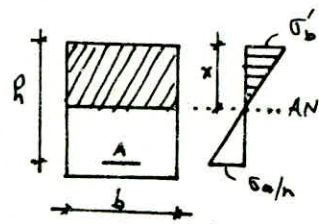
$$I = b \frac{x^2}{2} + nA'(x-d') - nA(h-x) = 0$$

- moment d'inertie / AN : $I = \frac{b x^3}{3} + n A' (x - d')^2 + n A (h - x)^2$

- Contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b' = \frac{M}{I} x \leq \bar{\sigma}_b' \\ \sigma_a' = n \frac{M}{I} (x - d') \leq \bar{\sigma}_a \\ \sigma_a = n \frac{M}{I} (h - x) \leq \bar{\sigma}_a \end{array} \right.$$

- * Section en T (en travée) : méthode "P. CHARON".



2/ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.69 b h \bar{\sigma}_b' / \sigma_{en}$$

3/ Fissuration :

$$\tilde{w}_f = \frac{A}{2 b d} ; \sigma_1 ; \sigma_2$$

avec $K = 1,5 \cdot 10^6$ (fissuration peu nuisible)

$$\gamma = 1,6 \text{ (aciers HA)}$$

Il faut vérifier que : $\bar{\sigma}_a \leq \max(\sigma_1, \sigma_2)$

$$\text{avec } \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

4/ - Flèche :

Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de faire la justification à la flèche.

Les trois conditions sont :

$$\begin{aligned}
 \cdot \rho_{ht}^{\min} &\geq \frac{\ell_{\max}}{16} \\
 \cdot \rho_{ht}^{\min} &\geq \frac{\ell_{\max}}{10} \cdot \frac{M_t^{\max}}{M_0} \\
 \cdot A_e^{\max} &\leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{en}}
 \end{aligned}$$

5/ - Conditions de non entrainement des barres :

$$\begin{aligned}
 \tau_d &= \frac{T_{\max}}{n P z} / z = \frac{7}{8} h & \{ T : \text{effort tranchant max} \\
 & & \{ P : \text{périmètre de la barre } (p = \pi \varnothing) \\
 & & \{ n : \text{nombre de la barre} \\
 \tau_d &= 2 \psi_d \bar{\sigma}_b & \{ \psi_d = 1,5 \text{ (acier HA)}
 \end{aligned}$$

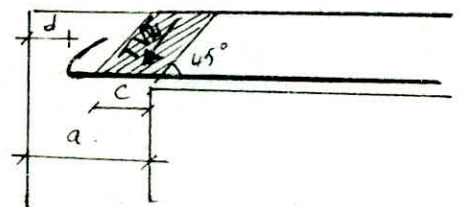
6/ - Conditions aux appuis :

- pour le béton

L'effort tranchant crée des efforts de compression dans la bielle de béton inclinée à 45°

La contrainte de compression du béton dans les bielles est :

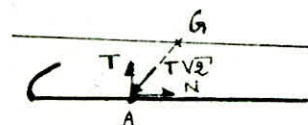
$$\begin{aligned}
 \sigma_b' &= 2T / C \cdot b_0 = \frac{T \sqrt{2}}{b_0 C / \sqrt{2}} \\
 \sigma_b &\leq \bar{\sigma}_b' \Rightarrow C \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_b'} = C_0
 \end{aligned}$$



C : étant la longueur de l'appui à l'extrémité de laquelle on compte le commencement de l'ancrage de l'armature.

$$T = T_{\max}$$

$c = a - (d+r)$ avec $r =$
 $a =$ largeur du poteau
 $b_0 =$ largeur de la poutre



- Pour l'acier

Sur appuis la section A d'armatures inférieures doit satisfaire à l'inégalité suivante :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$$

M : moment dans la section d'appui, pris avec son signe.

7/ - Condition de non écrasement du béton

Le rayon de courbure r d'une barre doit satisfaire à l'inégalité suivante :

$$r \geq 0,10 \varnothing \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \left(1 + \frac{\varnothing}{d} \right) \psi$$

avec : \varnothing : diamètre de la barre
 $\bar{\sigma}_a$: contrainte admise de l'acier
 $\bar{\sigma}'_{b_0}$: contrainte admise du béton en compression simple.

$\psi = 1$ ----> barre isolée fait partie d'un ensemble de barres courbées disposées en un seul lit.

$\psi = 5/3$ ----> barre courbée fait partie d'un ensemble disposée en deux lits

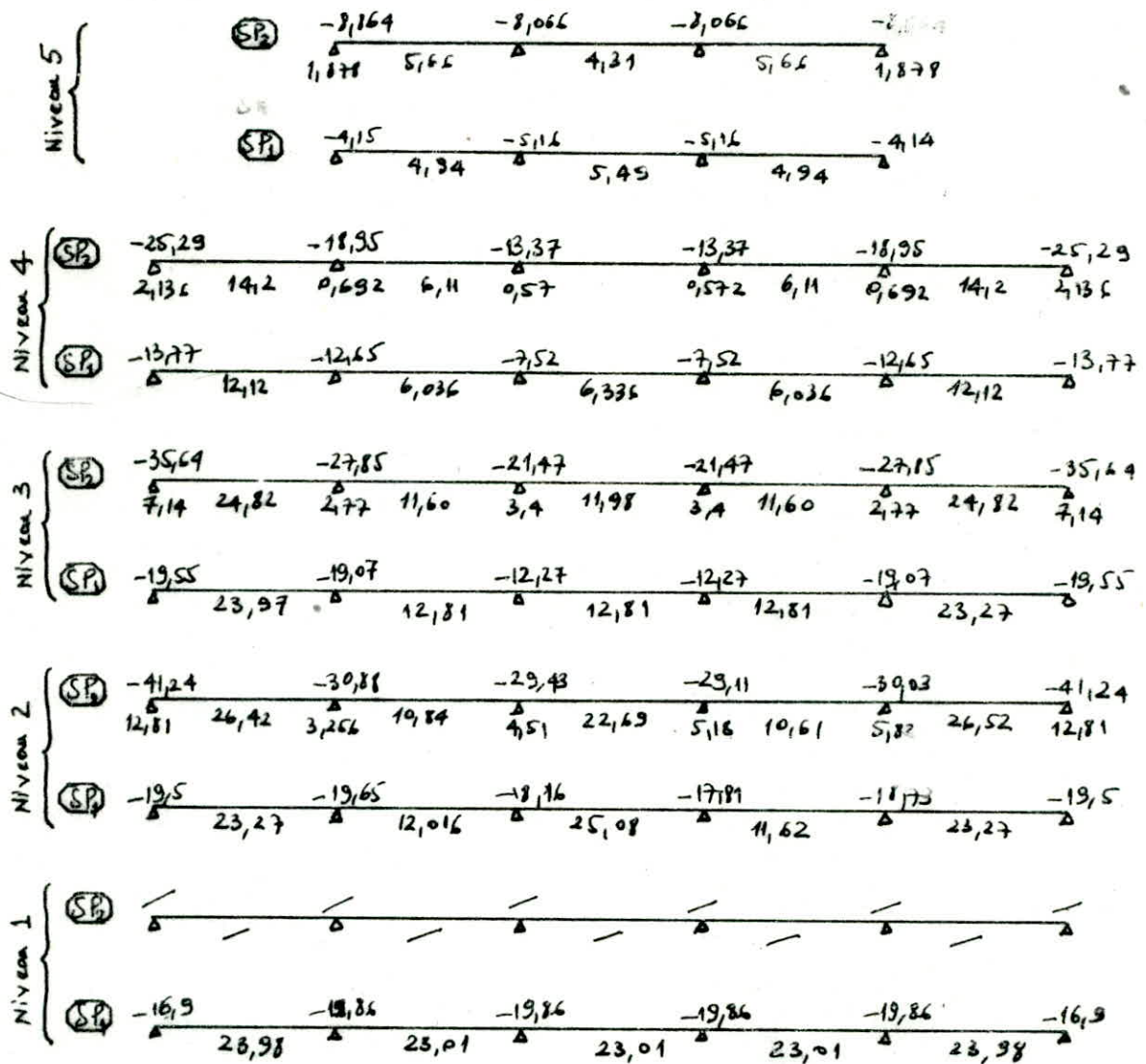
$\psi = 7/3$ ----> barre courbée fait partie d'un ensemble disposée en trois lits

pour $\varnothing = 20$ mm $d = 3$ cm

$$r = 0,1 \times 2 \frac{2800}{68,5} (1 + \frac{2}{3}) \psi = 13,6$$

pour	$\psi = 1$	$r = 13,6$ cm }	On prendra $r = 10 \varnothing = 20$ cm pour toutes les barres ancrées
	$\psi = 5/3$	$r = 22,7$ cm }	
	$\psi = 7/3$	$r = 31,7$ cm }	

Portique Transversal Central 2-2



Portique transversal Central 2-2

Moments aux appuis et en travées

Armatures Inferieures et Superieures en travée

Niveau	Traverse	so. lib. s	M _{sup} M _{inf}	μ	E	K	σ_b [kg/cm ²]	A _{calculée} [cm ²]	A _{adoptée} [cm ²]	ϕ_{sup} ϕ_{inf}
5	2-3	SP ₁	4,94	0,007	0,9421	117	23,93	3,4	6,03	3 T16
	3-4	SP ₁	4,49	0,0063	0,9640	124	22,58	3,08	6,03	3 T16
	4-5	SP ₁	4,94	0,007	0,9621	117	23,93	3,4	6,03	3 T16
4	1-2	SP ₁	12,12	0,0171	0,9422	71,5	39,16	8,809	10,05	5 T16
	2-3	SP ₁	6,036	0,00854	0,9583	105	26,7	4,42	6,03	3 T16
	3-4	SP ₁	6,036	0,00854	0,9583	105	26,7	4,42	6,03	3 T16
	4-5	SP ₁	6,036	0,00854	0,9583	105	26,7	4,42	6,03	3 T16
	5-6	SP ₁	12,12	0,0171	0,9422	71,5	39,16	8,809	10,05	5 T16
3	1-2	SP ₁	23,27	0,0329	0,9221	49,2	56,91	17,00	17,71	5 T20 + T16
	2-3	SP ₁	12,81	0,0181	0,9405	69,0	40,56	9,36	9,42	3 T20
	3-4	SP ₁	12,81	0,0181	0,9405	69,0	40,56	9,36	9,42	3 T20
	4-5	SP ₁	12,81	0,0181	0,9405	69,0	40,56	9,36	9,42	3 T20
	5-6	SP ₁	23,27	0,0329	0,9221	49,2	56,91	17,00	17,71	5 T20 + T16
2	1-2	SP ₁	23,27	0,0274	0,9281	54,5	51,38	15,43	17,71	5 T20 + T16
	2-3	SP ₁	12,016	0,0141	0,9471	79,5	35,22	7,92	9,42	3 T20
	3-4	SP ₁	25,08	0,0287	0,9265	53,0	52,83	16,64	17,71	5 T20 + T16
	4-5	SP ₁	11,62	0,0137	0,9479	81,0	34,57	7,66	9,42	3 T20
	5-6	SP ₁	23,27	0,0274	0,9281	54,5	51,38	15,43	17,71	5 T20 + T16
1	1-2	SP ₁	23,99	0,0286	0,927	53,5	53,34	15,90	17,71	5 T20 + T16
	2-3	SP ₁	23,01	0,0275	0,9281	54,5	51,38	15,3	15,70	5 T20
	3-4	SP ₁	23,01	0,0275	0,9281	54,5	51,38	15,30	15,70	5 T20
	4-5	SP ₁	23,01	0,0275	0,9281	54,5	51,38	15,30	15,70	5 T20
	5-6	SP ₁	23,99	0,0286	0,927	53,5	53,34	15,90	17,71	5 T20 + T16

Armatures Inferieures

Niveau	Appui	sollicit	M _{inf} (t-m)	μ	E	K	σ_b (Kg/cm ²)	A _{calcul} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	ϕ
5	2	SR ₂	1,878	0,00227	0,9590	107	39,25	0,90	6,03	3T16
	3	/	/	/	/	/	/	/	6,03	3T16
	4	/	/	/	/	/	/	/	6,03	3T16
	5	SR ₂	1,878	0,00227	0,9590	107	39,25	0,90	6,03	3T16
4	1	SR ₂	2,136	0,0094	0,9563	99,5	42,21	1,022	9,11	3T16+2T14
	2	SR ₂	0,692	0,00305	0,7949	184	22,83	0,40	9,11	3T16+2T14
	3	SR ₂	0,57	0,00251	0,9767	200	21	0,27	6,03	3T16
	4	SR ₂	0,572	0,00251	0,9769	200	21	0,27	6,03	3T16
	5	SR ₂	0,692	0,00305	0,7949	184	22,83	0,40	9,11	3T16+2T14
	6	SR ₂	2,136	0,00977	0,9556	97,5	43,08	1,022	9,11	3T16+2T14
3	1	SR ₂	7,14	0,0314	0,9237	50,5	83,20	3,54	12,5	3T20+2T14
	2	SR ₂	2,77	0,0122	0,9507	86,5	48,58	1,33	12,5	3T20+2T14
	3	SR ₂	3,40	0,0150	0,9457	77,0	54,54	1,65	9,42	3T20
	4	SR ₂	3,40	0,015	0,9457	77,0	54,54	1,65	9,42	3T20
	5	SR ₂	2,77	0,0122	0,9507	86,5	48,58	1,33	12,5	3T20+2T14
	6	SR ₂	7,14	0,0344	0,9237	50,5	83,20	3,54	12,5	3T20+2T14
2	1	SR ₂	12,81	0,04694	0,9084	39,6	106,06	5,90	12,5	3T20+2T14
	2	SR ₂	3,266	0,0119	0,9512	87,5	48	1,43	12,5	3T20+2T14
	3	SR ₂	4,57	0,0165	0,9432	78,0	57,53	2,00	12,5	3T20+2T14
	4	SR ₂	5,18	0,0189	0,9394	57,5	62,22	2,30	12,5	3T20+2T14
	5	SR ₂	5,82	0,0213	0,9369	63,0	56,7	2,6	12,5	3T20+2T14
	6	SR ₂	12,81	0,04694	0,9084	39,6	106,06	5,90	12,5	3T20+2T14
1	1	/	/	/	/	/	/	/	12,5	3T20+2T14
	2	/	/	/	/	/	/	/	12,5	3T20+2T14
	3	/	/	/	/	/	/	/	12,5	3T20+2T14
	4	/	/	/	/	/	/	/	12,5	3T20+2T14
	5	/	/	/	/	/	/	/	12,5	3T20+2T14
	6	/	/	/	/	/	/	/	12,5	3T20+2T14

Armatures Superieures

Niveau	Appui	sollicit	M _{sup} (t.m)	μ	E	K	σ_b (kg/cm ²)	Acalculé (cm ²)	Aadopté (cm ²)	ϕ
5	2	SP ₂	8,864	0,039	0,9158	44,4	94,6	4,43	6,03	3T16
	3	SP ₂	8,066	0,0355	0,9194	47,0	89,36	4,02	6,03	3T16
	4	SP ₂	8,066	0,0355	0,9194	47,0	89,36	4,02	6,03	3T16
	5	SP ₂	8,864	0,039	0,9158	44,4	94,6	4,43	6,03	3T16
4	1	SP ₂	25,29	0,111	0,8688	23,1	181,82	13,32	13,44	3T20+2T16
	2	SP ₁	12,65	0,0885	0,8832	27,8	100,72	9,84	12,5	3T20+2T14
	3	SP ₂	13,37	0,0588	0,8992	34,6	121,4	6,81	9,42	3T20
	4	SP ₂	13,37	0,0588	0,8992	34,6	121,4	6,81	9,42	3T20
	5	SP ₁	12,65	0,0835	0,8832	27,8	100,72	9,84	12,5	3T20+2T14
	6	SP ₂	25,29	0,111	0,8688	23,1	181,82	13,32	13,44	3T20+2T16
3	1	SP ₂	35,64	0,1569	0,8499	18,3	229,51	17,06	18,84	6T20
	2	SP ₁	19,07	0,1259	0,8623	21,3	131,45	15,2	18,84	6T20
	3	SP ₂	21,47	0,0945	0,8771	25,7	163,42	11,2	13,45	3T20+2T16
	4	SP ₂	21,47	0,0945	0,8771	25,7	163,42	11,2	13,45	3T20+2T16
	5	SP ₁	19,07	0,1259	0,8623	21,3	131,45	15,2	18,84	6T20
	6	SP ₂	35,64	0,1569	0,8499	18,3	229,51	17,06	18,84	6T20
2	1	SP ₂	41,24	0,1511	0,8521	18,2	230,77	19,04	21,73	5T20+3T16
	2	SP ₂	30,88	0,1131	0,8677	22,8	184,21	14,86	15,70	5T20
	3	SP ₂	29,43	0,1078	0,8705	23,6	178,00	14,12	15,70	5T20
	4	SP ₂	29,11	0,1066	0,8708	23,7	177,21	13,96	15,70	5T20
	5	SP ₂	30,03	0,1100	0,8691	23,2	181,03	14,43	15,70	5T20
	6	SP ₂	41,24	0,1511	0,8521	18,2	230,77	19,04	21,73	5T20+3T16
1	1	SP ₁	16,9	0,0928	0,8780	26,0	107,7	12,06	15,70	5T20
	2	SP ₁	19,86	0,1091	0,8698	23,4	119,66	14,3	15,70	5T20
	3	SP ₁	19,86	0,1091	0,8698	23,4	119,66	14,3	15,70	5T20
	4	SP ₁	19,86	0,1091	0,8698	23,4	119,66	14,3	15,70	5T20
	5	SP ₁	19,86	0,1091	0,8698	23,4	119,66	14,3	15,70	5T20
	6	SP ₁	16,9	0,0928	0,8780	26,0	107,7	12,06	15,70	5T20

Armatures transversales 167

Niveau	T _{max} (t)	σ _b (kg/cm ²)	τ _b ^{max} (kg/cm ²)	τ _b (kg/cm ²)	A _t (cm ²)	s (cm)	S adopté [cm]		S̄ (espacement admissible) (cm)	
							Zone nodale	Zone courante	Zone nodale	Zone courante
5	5,75	44,80	4,21	20,65	1,13	25,04	11	20	13	27,5
4	14,5	102,44	10,622	17,73	2,01	17,66	11	20	13	27,5
3	21,6	123,04	15,80	16,00	2,01	11,86	11	20	13	27,5
2	21,9	112,10	14,63	16,89	2,01	12,82	11	20	13,75	30
1	22,43	114,17	14,99	16,72	2,01	12,51	11	20	13,75	30

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad (2/3 : \text{on a reprise de betonage})$$

niv 5 : 1 cadre + 1 étrier T6 → A_t = 1,13 cm²

niv 4,3,2,1 : 1 cadre + 1 étrier T8 → A_t = 2,01 cm²

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot s \cdot b = \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0,003 \times 11 \times 30 = 0,99 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,80 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Verifications

1. Contraintes (aux Appuis)

Niveau	section	M _{max} (t.m)	h (cm)	A (cm ²)	x (cm)	I × 10 ⁻³ (cm ⁴)	σ _b (kg/cm ²)	τ _b (kg/cm ²)	σ _a (kg/cm ²)	τ _a (kg/cm ²)
5	3T16	8,864	52	6,03	16,53	190,479	76,9	205,5	2476	4200
4	5T16 + 3T16	25,26	52	14,67	21,24	304,03	176,7	205,5	3837,8	4200
	5T16	12,65	52	10,05	18,38	232,5	100,01	137	2743,9	2800
	5T16	13,37	52	10,05	18,38	232,5	105,7	205,5	2900	4200
3	6T20	35,64	52	18,84	21,51	393,23	194,87	205,5	4144,9	4200
	6T20	19,07	52	18,84	23,27	359,27	123,5	137	2287,7	2800
	3T20 + 2T16	21,47	52	13,45	20,56	286,33	154,2	205,5	3535,84	4200
2	5T20 + 1	41,24	57	21,73	23,28	554,89	173,0	205,5	3759,5	4200
	5T20	30,88	57	15,70	23,08	393,9	180,2	205,5	3989	4200
1	5T20	16,9	57	15,70	23,08	393,9	99	137	2183,1	2800
	5T20	19,86	57	15,70	23,08	393,9	116,35	137	2565,5	2800

Niveau	M _{max} (kg)	A _T (cm ²)	D	E	Y ₁	Z	σ _a (kg/cm ²)	σ _b (kg/cm ²)	σ _{ca} (kg/cm ²)	σ _{cb} (kg/cm ²)
5	4,94	6,03	/	/	7,57	49,45	1621,81	18,64	2800	137
4	12,12	19,05	34,36	757,27	9,66	49,11	24555	37,5	2800	137
3	23,27	17,71	38,19	1155,59	12,94	48,84	2690,4	59,39	2800	137
2	25,08	17,71	38,19	1244,14	13,8	53,78	2633,2	56,025	2800	137
1	23,98	17,71	37,65	1239,77	13,9	53,74	2568,2	54,00	2800	137

2. Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma_{ca}} = \frac{0,69 \cdot 30 \cdot 57 \cdot 5,9}{4200} = 1,65 \text{ cm}^2$$

$$A^{\text{min}} = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (3T16)} > 1,65 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{verifiée.}$$

3. Fissuration :

$$\tilde{\omega}_{f_{\text{min}}} = \frac{1}{2b} \left(\frac{A}{d} \right)_{\text{min}} = \frac{1}{2 \cdot 30} \left(\frac{6,03}{3} \right) = 0,0335$$

$$\tilde{\omega}_{f_0} = \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{k_7 - 10 \phi \bar{\sigma}_a} = \frac{12 \cdot 2800}{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 - 10 \cdot 12 \cdot 2800} = 0,0162 \quad (\phi = 12 \text{ mm})$$

$$\tilde{\omega}_{f_{\text{min}}} > \tilde{\omega}_{f_0} \rightarrow \text{verifié}$$

4. Flèche :

$$\left. \begin{array}{l} \text{a) } h_t^{\text{min}} = 55 > \frac{l_{\text{max}}}{16} = \frac{570}{16} = 35,62 \text{ cm} \\ \text{b) } h_t^{\text{min}} = 55 < \frac{l_{\text{max}}}{10} = \frac{570}{10} = 57 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{Niv 5,4,3}$$

$$\text{c) } A_{\text{max}} = \begin{cases} 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (Niv 5)} < \frac{43 b_0 h}{\sigma_{ca}} = \frac{43 \cdot 30 \cdot 52}{4200} = 15,97 \text{ cm}^2 \\ 17,71 \text{ cm}^2 \text{ (Niv 4,3)} > \frac{43 b_0 h}{\sigma_{ca}} = 15,97 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Conclusion : la condition (b) non vérifiée

la condition (c) non vérifiée (Niv 4,3)

pour le niveau 2,1, la condition (c) n'est pas vérifiée

Donc il faut faire un calcul de flèche. (CCBA 88 art 61.21)

Niveau	M_{q_0} (kg)	M_g (kg.m)	f_{g_0} (cm)	$f_{g_0} = f_{g_0}$ (kg)	f_{g_0} (kg)	Δf_c (cm)	f_{adm} (cm)
5	4760	3970	0,123	0,066	0,1022	0,093	1,07
4	11590	8930	0,8016	0,4710	0,6804	0,540	1,07
3	21150	10540	0,575	0,3007	0,7139	0,6877	1,07
2,1	21860	11260	0,4996	0,2624	0,6133	0,5879	1,07

5 - Conditions aux Appuis

• Béton :

$$c \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}_{b_0}} = c_0$$

$$c = a - (d + r)$$

$$r = r_{max} = 10\phi = 20 \text{ cm}$$

$$b_0 = 30 \text{ cm}, d = 3 \text{ cm}, a = a_{min}$$

• Acier :

- NIV 5,4,3 :

$$h_t = 55 \text{ cm}, h = 52 \text{ cm}$$

$$z = \frac{7}{8} h = 45,5 \text{ cm}$$

- NIV 2,1 :

$$h_t = 60 \text{ cm}, h = 57 \text{ cm}$$

$$z = \frac{7}{8} h = 49,87 \text{ cm}$$

Niveau	T_{max} [t]	a_{min} [cm]	$\bar{\sigma}_{b_0}$ [kg/cm ²]	C_0 [cm]	C [cm]
5	5,75	50	68,5	6	27
4,3	21,7	50	68,5	21,12	27
2	21,90	50	68,5	21,31	27
1	22,43	60	68,5	21,83	37

Niveau	appui	T [t]	M [t.m]	$\frac{T+M/z}{\bar{\sigma}_a}$ [cm ²]	$A_{adoptée}$ [cm ²]
5	11	2,63	1,878	1,61	6,03
	17	2,96	-0,688	0,37	6,03
	23	2,96	-0,688	0,37	6,03
	29	-2,63	1,778		6,03
4	5	7,05	2,136	2,79	6,03
	10	4,00	0,692	1,31	6,03
	16	3,97	0,57	1,24	6,03
	22	3,97	0,57	1,24	6,03
	28	4,00	0,692	1,31	6,03
	34	7,05	2,136		6,03
3	4	6,91	7,136	5,38	9,42
	9	4,10	2,77	2,42	9,42
	15	4,00	3,40	2,73	9,42
	21	3,88	3,40	2,70	9,42
	27	6,90	-0,03	1,63	9,42
	33	5,7	7,14	2,09	9,42
2	3	5,62	12,71	7,45	9,42
	8	5,40	3,256	2,84	9,42
	14	5,64	3,056	2,802	9,42
	20	3,408	5,18	3,284	9,42
	26	5,62	2,50	2,53	9,42
	22	5,7	12,81		9,42
1	2	21,314	-16,9	-2,99	9,42
	7	21,9	-19,86	-4,27	9,42
	13	21,9	-19,86	-4,27	9,42
	19	21,9	-19,86	-4,27	9,42
	25	21,9	-19,86	-4,27	9,42
	31	22,43	-19,86	-4,44	9,42

6. Condition de non entrainement des barres

$$\bar{\tau}_d = 3 \bar{\sigma}_b = 3 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Niv } 5,4,2 \rightarrow z = \frac{7}{8} h = 45,5 \text{ cm } (h = 52 \text{ cm})$$

$$\text{Niv } 2,1 \rightarrow z = \frac{7}{8} h = 49,87 \text{ cm } (h = 55 \text{ cm})$$

$$\text{Niv } 5 \quad \tau_d^{\max} = \frac{5,75 \cdot 10^3}{3(\pi \cdot 1,6) 45,5} = 8,38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Niv } 4 \quad \tau_d^{\max} = \frac{14,5 \cdot 10^3}{\pi(2,4 + 3 \cdot 1,6) 45,5} = 13,35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Niv } 3 \quad \tau_d^{\max} = \frac{21,7 \cdot 10^3}{\pi(2,4 + 3 \cdot 2,0) 45,5} = 17,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Niv } 2,1 \quad \tau_d^{\max} = \frac{22,43 \cdot 10^3}{\pi(2,4 + 3 \cdot 2,0) \cdot 49,87} = 16,30 \text{ Kg/cm}^2$$

} $\tau_d < \bar{\tau}_d$
 → vérifié

* Armatures Superieures

Niveau	Appui	Sollicit	M _{sup} (t.m)	μ	E	K	σ_b [kg/cm ²]	A _{calcul} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	ϕ
5	2	SR ₂	23,34	0,0153	0,9451	76	55,26	5,34	9,42	3 T20
	5	SR ₂	37,81	0,0248	0,9310	57,5	73,04	8,79	9,42	3 T20
4	1	SR ₂	16,80	0,0739	0,8889	39,0	14,0	8,65	10,05	5 T16
	2	SR ₂	18,64	0,0821	0,8840	28,10	149,5	9,65	10,05	5 T16
	5	SR ₂	26,61	0,1171	0,8660	22,30	188,34	14,07	15,45	3 T20 + 3 T16
	6	SR ₂	22,14	0,0974	0,8756	25,2	166,7	11,58	15,45	3 T20 + 3 T16
3	1	SR ₂	35,08	0,1544	0,8508	18,5	227,03	18,48	18,84	6 T20
	2	SR ₂	27,12	0,1194	0,8649	22,0	190,03	14,36	15,45	3 T20 + 3 T16
	5	SR ₂	27,21	0,1197	0,8649	22,0	190,09	14,40	15,45	3 T20 + 3 T16
	6	SR ₂	35,66	0,1569	0,8499	18,3	229,5	18,76	18,84	6 T20
2	1	SR ₂	45,15	0,1654	0,8466	17,6	238,64	21,56	21,56	5 T20 + 3 T16
	2	SR ₂	35,71	0,1308	0,8599	20,7	202,9	17,34	18,84	6 T20
	5	SR ₂	27,89	0,1022	0,8731	24,4	172,13	13,84	15,45	3 T20 + 3 T16
	6	SR ₂	37,37	0,1369	0,8576	29,1	208,95	18,14	18,84	6 T20
1	1	SR ₂	30,21	0,1107	0,8688	23,1	181,82	14,52	15,45	3 T20 + 3 T16
	2	SR ₂	32,83	0,1203	0,8645	21,9	191,77	15,86	17,71	5 T20 + 1 T16
	3	SR ₂	26,62	0,0975	0,8753	25,1	167,33	12,7	15,45	3 T20 + 3 T16
	4	SR ₂	25,70	0,0942	0,8771	25,7	163,42	12,24	15,45	3 T20 + 3 T16
	5	SR ₂	28,89	0,1058	0,8711	23,8	176,5	13,85	15,45	3 T20 + 3 T16
	6	SR ₂	25,74	0,0944	0,8771	25,7	163,42	12,26	15,45	3 T20 + 3 T16

* Armatures Inferieures

Niveau	Appui	Sollicit	M _{inf} (t.m)	μ	E	K	σ_b [kg/cm ²]	A _{calcul} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	ϕ
5	2	—	—	—	—	—	—	—	19,63	4 T25
	5	SR ₂	9,36	—	—	—	—	—	19,63	4 T25
4	1	—	—	—	—	—	—	—	6,03	3 T16
	2	—	—	—	—	—	—	—	6,03	3 T16
	5	SR ₂	3,06	0,01347	0,9485	82,0	51,22	1,50	6,03	3 T16
	6	SR ₂	4,37	0,0192	0,9390	67,0	62,69	2,13	6,03	3 T16
3	1	SR ₂	3,22	0,0142	0,9471	79,5	52,83	1,56	9,42	3 T20 + 2 T12
	2	SR ₂	9,03	0,0397	0,9153	44	95,45	4,52	9,42	3 T20
	5	SR ₂	9,12	0,0401	0,9150	43,8	95,89	4,56	9,42	3 T20
	6	SR ₂	3,81	0,0167	0,9429	72,5	58,33	1,85	9,42	3 T20 + 2 T12
2	1	SR ₂	12,37	0,0453	0,9101	49,6	103,45	5,68	9,42	3 T20 + 2 T12
	2	SR ₂	19,58	0,0717	0,8903	39,6	137,25	9,20	9,42	3 T20
	5	SR ₂	11,76	0,0431	0,9120	41,8	100,5	5,40	9,42	3 T20
	6	SR ₂	4,59	0,0168	0,9429	72,5	57,93	2,033	9,42	3 T20 + 2 T12
1	1	SR ₂	6,44	0,0236	0,9329	59,5	70,58	2,88	9,42	3 T20
	2	SR ₂	4,08	0,0149	0,9457	77,0	54,6	1,80	9,42	3 T20 + 2 T12
	3	—	—	—	—	—	—	—	9,42	3 T20 + 2 T12
	4	—	—	—	—	—	—	—	9,42	3 T20 + 2 T12
	5	SR ₂	0,24	0,0009	0,9859	39,0	123,53	9,10	9,42	3 T20 + 2 T12
	6	SR ₂	1,96	0,0072	0,9615	11,50	36,52	9,85	9,42	3 T20

Portique Transversal 3-3

172

Armatures Inferieures et Superieures en Travee

Niveau	Travee	Sollicit	M _{sup} M _{inf}	μ	E	K	σ_b [$\frac{kg}{cm^2}$]	A _{calculé} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	ϕ_{sup} ϕ_{inf}
5	2-5									3T20
		SP ₁	100,65	0,0256	0,9305	57,4	48,78	32,96	39,26	8T25
4	1-2	SP ₂	8,17	0,008	0,9597	109	38,53	3,88	6,03	3T16
	5-6	SP ₂	8,16	0,008	0,9597	109	38,53	3,70	6,03	3T16
3	1-2	SP ₁	16,64	0,0235	0,9329	59,5	47,06	12,13	13,44	3T20 + 2T16
	5-6	SP ₁	16,64	0,0235	0,9329	59,5	47,06	12,13	13,44	3T20 + 2T16
2	1-2	SP ₁	17,05	0,0200	0,9379	65,5	42,75	11,27	13,44	3T20 + 2T16
	5-6	SP ₁	17,05	0,0200	0,9379	65,5	42,75	11,27	13,44	3T20 + 2T16
1	1-2	SP ₁	16,28	0,0193	0,9390	67,0	41,8	10,76	13,44	3T20 + 2T16
	2-3	SP ₁	16,64	0,0197	0,9383	66,0	42,42	11,00	13,44	3T20 + 2T16
	3-4	SP ₁	18,69	0,022	0,9351	62,0	45,20	12,38	13,44	3T20 + 2T16
	4-5	SP ₁	16,64	0,0197	0,9383	66,0	42,42	11,00	13,44	3T20 + 2T16
	5-6	SP ₁	16,28	0,0193	0,9390	67,0	41,8	10,76	13,44	3T20 + 2T16

Verification des Contraintes : (Travee)

Niveau	M _{max} (G-m)	A _T (cm ²)	D	E	γ_1	Z	σ_a [$\frac{kg}{cm^2}$]	σ_b [$\frac{kg}{cm^2}$]	$\bar{\sigma}_a$ [$\frac{kg}{cm^2}$]	$\bar{\sigma}_b$ [$\frac{kg}{cm^2}$]
5	100,65	39,26	34,12	3203,36	31,96	109,86	22927	59,55	2800	137
4	8,17	6,03	/	/	11,50	49,5	273837	31,11	4200	206,5
3	16,64	13,44	36,05	933,55	11,20	48,97	25287	46,0	2800	137
2	17,05	13,44	36,05	1000,75	11,91	53,91	2353,13	41,65	2800	137
1	18,69	13,44	35,79	398,61	11,96	53,907	2579,7	45,58	2800	137

Remarque : largeur de la table

Niveau 5 $\frac{b-b_0}{2} = \min \begin{cases} \frac{l_0}{10} = \frac{1750}{10} = 175 \text{ cm} \\ l_x/2 = \frac{117,5}{2} = 58,75 \end{cases} \Rightarrow b = 162 \text{ cm}$

Niveau 4,3,2 $\frac{b-b_0}{2} = \min \begin{cases} 550/10 = 55 \\ 125/2 = 62,5 \end{cases} \Rightarrow b = 140 \text{ cm}$

Niveau 1 $\frac{b-b_0}{2} = \min \begin{cases} 545/10 = 54,5 \end{cases} \Rightarrow b = 139 \text{ cm}$

Niveau	Section	M _{max} (t.m)	f_c (cm)	A (cm ²)	x (cm)	$I \cdot 10^3$ (cm ⁴)	σ'_b (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	σ_a (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)
5	3T20	37,81	114	8,456	23,80	1351,84	66,57	205,5	3784,3	4200
4	5T16	18,64	52	10,05	18,38	232,485	147,37	205,5	4043,2	4200
	3T20+3T16	26,61	52	15,45	21,65	314,85	182,95	205,5	3846	4200
3	6T20	35,08	52	18,84	19,86	423,55	164,53	205,5	3992,3	4200
	6T20	35,66	52	18,84	19,86	423,55	167,25	205,5	4058,33	4200
2	5T20+3T16	45,15	57	21,73	22,49	573,16	177,21	205,5	4076,5	4200
	6T20	37,37	57	18,84	21,20	519,58	152,24	205,5	3865,91	4200
1	3T20+3T16	30,21	57	15,45	22,94	389,57	177,89	205,5	3961,91	4200
	5T20+T16	32,83	57	17,71	24,13	427,51	185,28	205,5	3786,3	4200
	3T20+3T16	28,89	57	15,45	22,94	389,57	170,12	205,5	3788,8	4200

FERRAILLAGE DES POTEAUX.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des moments fléchissants et des efforts tranchants dans le sens longitudinal et dans le sens transversal.

On fait le calcul des poteaux suivant "SP1" et suivant la plus défavorable des combinaisons du second genre "SP2", la section d'acier ainsi adoptée sera la plus grande.

Méthode de calcul :

Armature longitudinales :

Le calcul des poteaux se fait en flexion composée sous les efforts suivants :

(M_{max}, N^{corr}) et $(N^{max}, M_{corr}) \rightarrow$ calcul du béton comprimé et éventuellement les aciers comprimés

$(N_{min}, N^{corr}) \rightarrow$ calcul des armatures tendues

Contrainte de compression admissible dans le béton :

Dans le cas d'une section rectangulaire.

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b' = 2 \bar{\sigma}_{b_0}' \rightarrow \text{si } e_0 > ht/2 \\ \bar{\sigma}_b' = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}_{b_0}' \rightarrow \text{si } e_0 < ht/2 \end{array} \right\} \text{avec } e_0 = \frac{M}{N} ; e_1 = \frac{ht}{6}$$

I-1 - Section partiellement comprimée : "SPC"

Le calcul de la section d'acier par la méthode de "P. CHARON" c'est à dire (du moment fictif) a donner dans la plupart des cas une section négative. C'est pourquoi on a utiliser le tableau 4-46 du aide mémoire béton armé "Victor DAVIDOVICI".

Principe de calcul.

On choisit un pourcentage d'acier puis on procède à une vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

I-2 - Section entièrement comprimée : "S.E.C."

si $(e_0 \leq e_1)$

on utilise la méthode de "P. CHARON"

Le calcul de la section d'acier se fait par la méthode de P. CHARON

REMARQUE :

Les poteaux à la base (du sous sol) sont calculés uniquement sous "SP1"

Le poteau 2-2 et 4 sont calculés en compression simple : (Méthode de P.CHARON).

- Prescriptions "RPA 81"

Les armatures longitudinales des poteaux doivent être des barres à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le pourcentage minimum d'armatures longitudinale sera de : { 0,8% en zone I}, { 1% en zone II }

Le pourcentage maximum d'armatures longitudinale (à ne pas dépasser) est 4%.

Le diamètre minimum d'armatures longitudinales est de { 12 mm (zone I)}, 14 mm (zone II)

Longueur de recouvrement est de : $l_r \geq \max (l_a + C, 50 \cdot \phi_{\max})$

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I et II.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones des nœuds.

Flambement des poteaux :

La longueur de flambement l_e est égale à :

- $0,7 l_0$: pour un pilier à étage multiples, qui est à ses extrémités :
 - soit encastré dans un massif de fondations.
 - soit assemblé à des poutres de planchers ayant au moins le même moment d'inertie que lui et en traversant de part et d'autre.
- $0,9 l_0$: Autres Cas
 - si $\lambda > 35$: il faut tenir compte du flambement en excentrant l'effort normal d'une excentricité supplémentaire

avec e : excentricité de la charge / c.d.g de la section du béton seul

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \text{ avec } i = \text{rayons de giration} \rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{a}{12} \rightarrow \lambda = \frac{l_0}{a} \cdot 12$$

I : moment d'inertie du poteau = $\frac{ba^3}{12}$ ($a < b$)

B : section du poteau = $a \cdot b$

II - Armatures transversales :

D'après "le RPA 81" : les armatures transversales sont calculées avec la formule :

$$\frac{A_b}{t} = \frac{1,25 T}{h_1} \text{ avec } T = \begin{cases} 2 T \text{ calcul si } \geq 15 \\ 3 T \text{ calcul si } < 15 \end{cases}$$

t : espacement entre les cours successifs d'armatures transversales.

$$t < 12 \phi_t^{\min} \rightarrow \text{en zone courante}$$

$$t < \min(10 \phi_t^{\min}, 15 \text{ cm}) \rightarrow \text{en zone nodale}$$

- quantité d'armatures transversales minimale :

$$\frac{A^{\min}}{t} = 0,004 t \cdot b_1 \text{ en zone II}$$

$$\frac{A^{\min}}{t} = 0,003 t / b_1 \text{ en zone I}$$

D'après le "CCBA 68" :

$$- t \leq \min(t_1, t_2) \rightarrow \text{zone courante}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_1^{\max}) \left(2 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_{b_0}'} \right) \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_{b_0}'} \right) \phi_t^{\min} \end{array} \right. \quad \phi_t^{\max}$$

avec σ_b' : contrainte moyenne du béton sous sollicitations du premier genre.

- zone de recouvrement

(γ = nombre de cours)

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma \geq 3 \\ \gamma \geq 0,4 \frac{\phi_t^2 \cdot \sigma_{en,t}}{\phi_t^2 \sigma_{en,t}} \end{array} \right.$$

Niveau	Section	M (t.m)	N (t)	e ₀ (cm)	e ₁ (cm)	Soll	f _b ' (kg/cm ²)	d=d' (cm)	S.E.C	Section partiellement comprimée					A = A' (cm ²)	
										ω'	ω _y	K _e	K _b	K		σ _s ' (kg/cm ²)
4	t	9,38	24,16	38,82	8,33	P.C	205,5	2,5	—	0,25	1,28	0,11	26,42	68,22	1802,32	6,25
	b	3,76	25,97	14,5	8,33	P.C	162,35	2,5	—	0,25	3,44	0,11	4,09	27,4	110,65	6,25
3	t	9,92	45,9	21,61	8,33	P.C	191,57	2,5	—	0,25	2,31	0,11	12,95	72,14	934,3	6,25
	b	11,80	47,73	24,85	8,33	P.C	204,87	2,5	—	0,25	2,01	0,11	15,76	86,25	1359,4	6,25
2	t	7,97	66,63	11,69	8,33	P.C	150,8	2,5	—	0,25	4,27	0,11	12,95	56,65	733,27	6,25
	b	21,56	68,6	31,43	8,33	P.C	205,5	2,5	—	0,25	1,59	0,11	22,5	156,8	3528	6,25
1	t															
	b															

Sous SP₂ (M_x^{corr} N^{max})

Niveau	Section	M (t.m)	N ₀ (t)	e ₀ (cm)	e ₁ (cm)	Soll	f _b ' (kg/cm ²)	d=d' (cm)	S.E.C	Section Partiellement Comprimée					A = A' (cm ²)	
										ω'	ω _y	K _e	K _b	K		σ _s ' (kg/cm ²)
4	t	0,51	40,52	1,26	8,33	E.C	107,92	2,5	-1,33	—	—	—	—	—	—	0
	b	0,10	42,33	0,24	8,33	E.C	103,72	2,5	-1,31	—	—	—	—	—	—	0
3	t	0,14	90,04	0,16	8,33	E.C	103,20	2,5	-1,25	—	—	—	—	—	—	0
	b	0,11	91,81	0,12	8,33	E.C	103,24	2,5	-1,35	—	—	—	—	—	—	0
2	t	0,10	141,62	0,07	8,33	E.C	103,04	2,5	-1,305	—	—	—	—	—	—	0
	b	0,23	143,6	0,16	8,33	E.C	103,41	2,5	-1,24	—	—	—	—	—	—	0
1	t															
	b															

Ferraillage Adopté :

Poteau 2-2

Poteau 2-3

Niveau	Section	Ferraill adopté par face	A adoptée (cm ²)	A _{min} (RPA 81)	A _{max} (RPA 81)
5	t	4T20	37,68	25	100
	b	4T20	37,68	25	100
4	t	4T20	37,68	25	100
	b	4T20	37,68	25	100
3	t	4T20	37,68	25	100
	b	4T20	37,68	25	100
2	t	4T20	37,68	25	100
	b	4T20	37,68	25	100
1	t	5T20	50,24	36	144
	b	5T20	50,24	36	144

Niveau	Section	Ferraill adopté par face	A adoptée (cm ²)	A _{min} (RPA 81)	A _{max} (RPA 81)
5	t	4T25	58,92	25	100
	b	4T25	58,92	25	100
4	t	4T25	58,92	25	100
	b	4T25	58,92	25	100
3	t	4T25	58,92	25	100
	b	4T25	58,92	25	100
2	t	4T25	58,92	25	100
	b	4T25	58,92	25	100
1	t	4T25	58,92	36	144
	b	4T25	58,92	36	144

Poteau 2-1

Niveau	Section	Ferraill adopté par face	A adoptée (cm ²)	A _{min} (RPA 81)	A _{max} (RPA 81)
4	t	4T20	37,68	25	100
	b	4T20	37,68	25	100
3	t	4T20	37,68	25	100
	b	4T20	37,68	25	100
2	t	4T20	37,68	25	100
	b	4T20	37,68	25	100
1	t	4T20	37,68	25	100
	b	4T20	37,68	25	100

Verification à la résistance à l'effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{n \cdot T_{\text{cal}}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0.15 \sigma'_{28} = 0.15 \cdot 270 = 40.5 \text{ Kg/cm}^2$$

T_{cal} : effort tranchant de calcul

$$n = \begin{cases} 2 \rightarrow \text{si } \lambda \geq 15 \\ 3 \rightarrow \text{si } \lambda < 15 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_c}{i} \quad \text{avec} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$z = \frac{7}{8} h$$

b : largeur du poteau

Poteau	Niveau	Sens	l_c (m)	I (m ⁴)	B (m ²)	i (m)	λ	n	T_{calcul} (t)	τ_b (Kg/cm ²)	Z (cm)
2-2	5	trans longi	1,53	0,00521	0,25	0,144	10,62	3	3,52	5,14	41,56
	4	trans longi	2,61	0,00521	0,25	0,144	18,12	2	5,03	4,84	41,56
	3	trans longi	2,66	0,00521	0,25	0,144	18,47	2	7,10	6,83	41,56
	2	trans longi	3,24	0,00521	0,25	0,144	22,50	2	8,78	8,45	41,56
	1	trans longi	2,20	0,0108	0,36	0,173	12,72	3	8,78	8,80	49,87
2-3	5	longi	0,735	0,00521	0,25	0,144	5,10	3	3,56	5,14	41,56
		trans	0,735	0,00521	0,25	0,144	5,10	3	9,64	13,92	41,56
	4	longi	2,61	0,00521	0,25	0,144	18,12	2	5,03	4,84	41,56
		trans	2,61	0,00521	0,25	0,144	18,12	2	4,032	3,88	41,56
	3	longi	2,66	0,00521	0,25	0,144	18,47	2	7,1	6,83	41,56
		trans	2,66	0,00521	0,25	0,144	18,47	2	4,83	4,65	41,56
	2	longi	3,24	0,00521	0,25	0,144	22,50	2	8,78	8,45	41,56
		trans	3,24	0,00521	0,25	0,144	22,50	2	5,13	4,940	41,56
	1	longi	2,20	0,0108	0,36	0,173	12,92	3	8,78	8,80	49,87
		trans	2,20	0,0108	0,36	0,173	12,72	3	5,13	5,14	49,87
2-1	4	longi	2,61	0,00521	0,25	0,144	18,12	2	5,03	4,84	41,56
		trans	2,61	0,00521	0,25	0,144	18,12	2	2,46	2,40	41,56
	3	longi	2,66	0,00521	0,25	0,144	18,47	2	7,25	7,00	41,56
		trans	2,66	0,00521	0,25	0,144	18,47	2	4,58	4,41	41,56
	2	longi	3,285	0,00521	0,25	0,144	22,81	2	8,77	8,50	41,56
		trans	3,285	0,00521	0,25	0,144	22,81	2	6,11	5,90	41,56
	1	longi	2,97	0,00521	0,25	0,144	20,62	2	8,77	8,50	41,56
		trans	2,97	0,00521	0,25	0,144	20,62	2	6,11	5,90	41,56

Armatures transversales

Poteau	Niveau	sens	A_t adoptée (cm^2)	T (t)	$t_{calculé}$ (cm)		$t_{adopté}$ (cm)		A_{tmin} (cm^2)		espacements admissi		
					zone nodale	zone nodale	zone Courante	zone nodale	zone Courante	CCBA 68		RPA 81	
										zone Courante	zone nodale	zone Courante	
2-2	5	longi = trans	3,14	10,68	28,22	10	15	2	3	46,8	15	24	
	4	longi = trans	3,14	10,06	29,96	10	15	2	3	46,8	15	24	
	3	longi = trans	3,14	14,2	21,23	10	15	2	3	46,8	15	24	
	2	longi = trans	3,14	17,56	17,17	10	15	2	3	46,8	15	24	
	1	longi = trans	3,92	17,56	25,72	10	15	2,4	3,6	46,8	15	24	
2-3	5	long	3,14	10,68	28,22	9	12	1,8	2,4	32,81	15	30	
		tran	3,14	28,92	10,42	9	12	1,8	2,4		15	30	
	4	long	3,14	10,06	29,96	12	12	2,4	2,4	47,92	15	30	
		tran	3,14	8,064	37,4	12	12	2,4	2,4		15	30	
	3	long	3,14	14,2	21,22	12	12	2,4	2,4	47,92	15	30	
		tran	3,14	9,66	32,51	12	12	2,4	2,4		15	30	
	2	long	3,14	17,56	17,2	12	12	2,4	2,4	47,92	15	30	
		tran	3,14	10,26	29,4	12	12	2,4	2,4		15	30	
	1	long	3,14	17,56	20,6	12	12	2,88	2,88	47,92	15	30	
		tran	3,14	10,26	35,25	12	12	2,88	2,88		15	30	
2-1	4	long	3,14	10,06	29,96	10	15	2	3	49,4	15	24	
		tran	3,14	4,92	61,26	10	15	2	3		15	24	
	3	long	3,14	14,5	20,8	10	15	2	3	49,4	15	24	
		tran	3,14	9,16	32,9	10	15	2	3		15	24	
	2	long	3,14	17,54	17,2	10	15	2	3	49,4	15	24	
		tran	3,14	12,22	24,66	10	15	2	3		15	24	
	1	long	3,14	12,22	24,66	10	15	2	3	49,4	15	24	
		tran	3,14	12,22	24,66	10	15	2	3		15	24	

Longueur de recouvrement

Poteau	Niveau	l_r (cm)
2-2	5,4,3,2 1	100
2-3	5,4,3,2,1	160
2-1	5,4,3,2 1	100

Nombre de cours d'armatures transversales

poteau 2-2 : $\nu = 5$ pour tous les niveauxpoteau 2-3 : $\nu = 7$ pour tous les niveauxpoteau 2-1 : $\nu = 5$ pour tous les niveaux

FONDATIONS

Les fondationsI/ Introduction :

- Les fondations sont un organe de transmission des charges qu'elles reçoivent de la superstructure au sol.
- Le choix du système de fondation est fonction du terrain et de la superstructure ce qui nécessite une étude complète du sol d'assise.
- Les essais du pénétromètre nous ont donnés pour le calcul une contrainte du sol $\bar{\sigma}_s = 2,5$ Bars a une profondeur de 1,50 m.
- Le type de fondation adopté dans notre cas sont les fondations superficielles.

Soit : les semelles isolées sous poteau.

II/ Méthode de calcul :

Le bâtiment étant implanté dans une zone sismique donc on fera le calcul sous SP1 et on vérifie sous SP2.
(Méthode de Bielle).

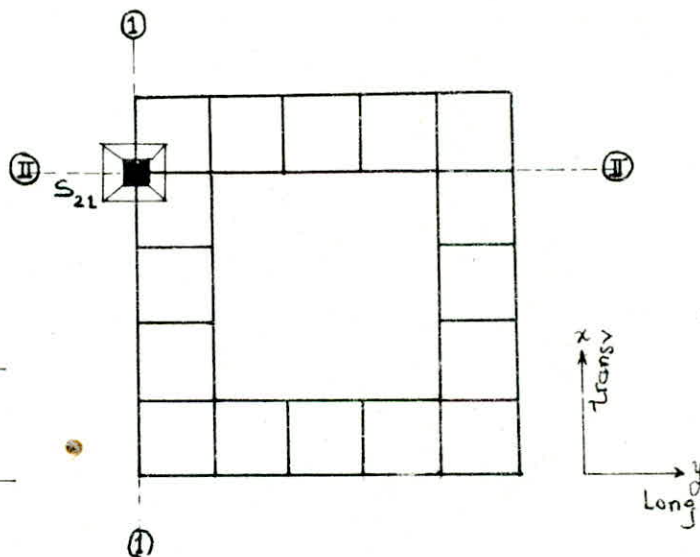
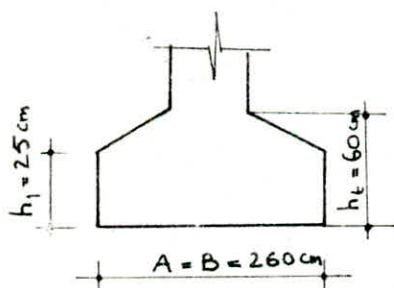
- Semelle sous poteaux, 2 dans le sens transversal et un dans le sens longitudinal :

1/ Sous SP1 :

$$N = 134,316 \text{ t}$$

$$M_x = 0,25 \text{ t.m}$$

$$M_y = 1,93 \text{ t}$$



. Dimensionnement :

$$B = A = \sqrt{\frac{Q}{\sigma_s}} = \sqrt{\frac{134316}{2,5}} \approx 232,3 \text{ cm}$$

Donc on prendra $A = B = 260 \text{ cm}$

La hauteur utile de la semelle :

$$h \geq \frac{B - b}{4} = \frac{210}{4} = 52,5 \text{ cm}$$

On prend $h = 55 \text{ cm}$ d'ou $h_t = 60 \text{ cm}$

La satisfaction de cette condition nous dispense de la vérification a l'effort tranchant.

D'ou $h_t = h + d = 60 \text{ cm}$

$$h_1 = \frac{h_t}{2} \text{ a } \frac{h_t}{3} \approx 25 \text{ cm} \text{ avec } h_1 \geq 6\phi + 6 \approx 15,6 \text{ cm}$$

Calcul des armatures suivant x : (Méthode de Bielle)

. Sous SP1 :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A^2} = \frac{134,916 \cdot 10^3}{(260)^2} \approx 1,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{D'ou } \sigma_m = \sigma_1 = \sigma_2 = 1,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$N = N^* = \sigma_m \times A \times B \approx 134,916 \text{ kg}$$

$$A_y = A_x = \frac{N(B-b)}{8(h_t-d)\sigma_a} = \frac{134,916 \cdot 10 \cdot (260-50)}{8 \times 55 \times 2800} = 22,99 \text{ cm}^2$$

. Sous SP2 :

$$G + P + E \Rightarrow N_{\max} = 146 \text{ t} ; M_x = 0,23 \text{ t.m} ; M_y = 29,1 \text{ t.m}$$

$$e_2 = \frac{M_{y_2}}{N_2} = \frac{29,1}{146} = 19,93 \text{ cm}$$

$$\sigma_{1,2} = A^2 \left(1 \pm \frac{6xe}{A} \right) \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 3,15 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_{sol} \\ \sigma_2 = 1,66 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_{sol} \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$N^* = \sigma_m \times A^2 = 187,252 \text{ t}$$

$$\text{d'ou } A_x = A_y = \frac{N^* (B-b)}{8(h_t - d)\sigma_a} = \frac{187252(260-50)}{8(55) \times 200} = 21,27 \text{ cm}^2$$

$$A_x = A_y = \max (SP1, SP2)$$

$$\text{d'ou } A_x = A_y = 12T16 \simeq A_{off} = 24,12 \text{ cm}^2$$

L'espacement entre les armatures $e = 21 \text{ cm}$

** Vérification de la stabilité :

Sous $0,8G + E$

$$N_{min} = 71 \text{ t} ; M_y = 21,56 \text{ t.m} ; M_x = 0$$

$$N_T = N_{min} + N_{sem} + N_{terre} = 71 + 10,14 + 14,4 = 95,54 \text{ t}$$

$$e_2 = \frac{M_y}{N} = \frac{21,56}{95,54} = 22,56 \text{ cm}$$

$$e_2 \leq \frac{A}{4} \simeq 65 \text{ cm} \text{ (verifiée)}$$

** Vérification des contraintes :

Sous $G + P + E \rightarrow$

$$N_{max} = 146 \text{ t} ; M_x = 0,23 \text{ t.m} ; M_y = 29,1 \text{ t.m}$$

$$N_T = N_{max} + N_{sem} + N_{ter} = 170,54 \text{ t}$$

$$e_2 = \frac{M}{N_T} = 17,06 \text{ cm}$$

Donc on a , dans le 1^{er} cas :

$$B \geq \frac{N}{1,5\bar{\sigma}_{sol} \times A} \left(1 + \frac{3e_2}{A}\right) = 241,5 \text{ cm} \quad (\text{verifiee})$$

** Verification du poinçonnement :

P_c : Perimetre homotetique d'un contour du poteau situe a $h_t/2$

Q_1 : La resultante de la reaction du sol delimité par P_c

$$P_c = 2((b_x + b_y) + 2h_t) \simeq 2((100) + 2 \times 60) = 440 \text{ cm}$$

$$P_c = 440 \text{ cm}$$

$$Q_1 = \bar{\sigma}_{sol} ((b_x + h_t) \times (b_y + h_t)) \simeq 2,5((110) \times (110)) \simeq 30,25t$$

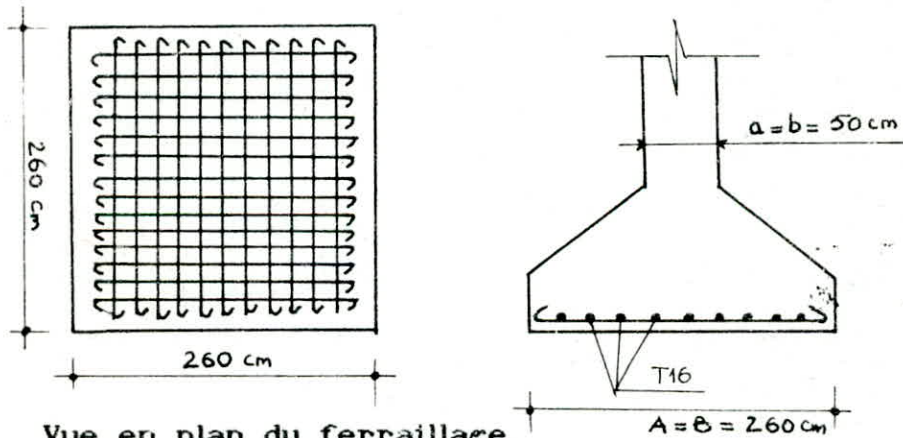
$$\Delta Q \simeq Q - Q_1 = 134,916t - 30,25t = 104,66 t$$

Il faut que la condition suivante soit satisfaite.

Sinon il faut augmenter h_t

$$1,2 \bar{\sigma}_b \geq 1,5 \frac{\Delta Q}{P_c h_t} \simeq 5,9 \quad (\text{verifie})$$

Representation du ferrailage de la semelle (2-1) :



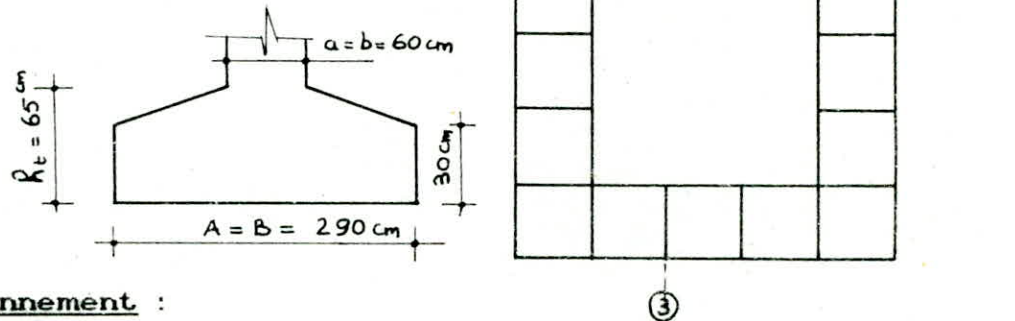
Vue en plan du ferrailage
de la semelle (12T16).

Dans chaque sens x et y avec $e = 20 \text{ cm}$

- Semelle sous poteaux, 2 dans le sens transversal
 et 3 dans le sens longitudinal :

1/ Sous SP1 :

$$\begin{aligned} N &= 179,81 \text{ t} \\ M_x &= 0,35 \text{ t} \\ M_y &= 0 \end{aligned}$$



Dimensionnement :

$$A = B = \sqrt{\frac{N}{\sigma_s}} = \sqrt{\frac{179,81 \cdot 10^3}{2,5}} \approx 268,18 \text{ cm}$$

Donc on prendra $B = A = 290 \text{ cm}$

La hauteur utile de la semelle :

$$h \geq \frac{B - b}{4} = \frac{290 - 60}{4} = 57,5 \text{ cm}$$

On prend $h = 60 \text{ cm}$ et $h_t = 65 \text{ cm}$

$$h_1 = \frac{h_t}{2} \quad a \frac{h_t}{3} \approx 26 \text{ cm} \quad \text{avec } h_1 = 6\phi + 6 \approx 15,6 \text{ cm}$$

On prend $h_1 = 30 \text{ cm}$

Calcul des armatures suivant x : (Methode de Bielle)

Sous SP1 :

$$\sigma_{1,2} \approx \frac{N}{A^2} \left(1 \pm \frac{6e}{A} \right) \quad \text{or } M \ll N \quad \Rightarrow \quad e \ll 1$$

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{N}{A^2} = \frac{179,81}{(290)^2} \approx 2,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Donc } \sigma_m = 2,13 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{d'ou } N^* = N = 179,81 \text{ t}$$

$$A_x = A_y = \frac{N(B-b)}{8(h_t-d)\sigma_a} = 30,77 \text{ cm}^2$$

Sous SP2 :

$$G + P + E_t \rightarrow N_{\max} = 190,64 \text{ t} ; M_y = 0 ; M_x = 19,37 \text{ t.m}$$

Suivant x :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \left(1 \pm \frac{6e_2}{A} \right) \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 2,74 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1,79 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = 2,50 \text{ kg/cm}^2$$

$$N^* = \sigma_m \times A \times B = 210,46 \text{ t}$$

$$\text{d'ou } A_x = A_y = \frac{N(B-b)}{8(h_t-d)\sigma_a} = \frac{210460(230)}{8(60) \times 4200} = 24,01 \text{ cm}^2$$

On prend $A_x = A_y = \max(\text{SP1, SP2})$

$$\text{d'ou } A_x = 30,77 \text{ cm}^2 \rightarrow 16 \text{ T16 } (A = 32,16 \text{ cm}^2 ; e = 16 \text{ cm})$$

** Vérification de la stabilité :

Sous 0,8G + E

$$N_{\min} = 105,25 \text{ t} \quad M_y = 0 \quad M_x = 0,125 \text{ t.m}$$

$$N_T = N_{\min} + N_{\text{sem}} + N_{\text{terre}} = 129,79 \text{ t} \quad \frac{e}{2} \ll 1$$

$$e_2 \leq \frac{A}{4} = 72,5 \text{ cm} \quad (\text{verifie})$$

** Vérification des contraintes :

$$\text{Sous } G + P + E \rightarrow N_{\max} = 190,64 \text{ t} ; M_y = 0 ; M_x = 19,37 \text{ t.m}$$

$$N_T = N_{\max} + N_{\text{sem}} + N_{\text{ter}} = 214,92 \text{ t}$$

$$e_2 = \frac{M_x}{N_T} = 9,012 \text{ cm}$$

$$6e_2 < A = 290 \text{ cm}$$

Donc on a, dans le 1^{er} cas :

$$B \geq \frac{N}{1,5\sigma_{\text{sol}}} \left(1 + \frac{3e_2}{A}\right) = 216,05 \text{ cm} \quad (\text{vérifiée})$$

** Vérification du poinçonnement :

$$P_c = 500 \text{ cm} \quad ; \quad Q_1 = 39,06 \text{ t}$$

$$\Delta Q = Q - Q_1 = 140,75 \text{ t}$$

Il faut que la condition suivante soit satisfaite:

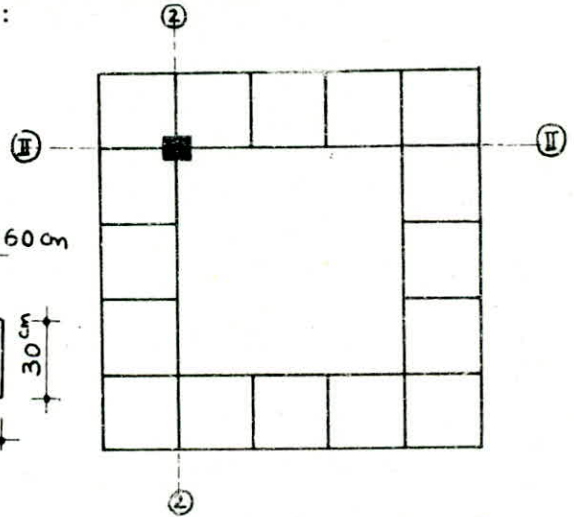
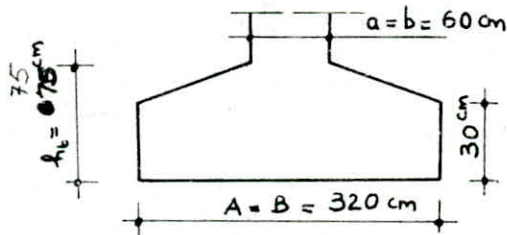
$$1,2 \bar{\sigma}_b \geq 1,5 \frac{\Delta Q}{P_c h_t} = 6,49 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

- Semelle sous poteaux, 2 dans le sens transversal et 2 dans le sens longitudinal :

1/ Sous SP1 :

$$N = 215,39 \text{ t}$$

$$M_x = M_y = 0$$



Dimensionnement :

$$B = A = \sqrt{\frac{Q}{\sigma_s}} = \sqrt{\frac{215,39 \cdot 10^3}{2,5}} \approx 293,52 \text{ cm}$$

Donc on prendra $A = B = 320 \text{ cm}$

La hauteur utile de la semelle :

$$h \geq \frac{B - b}{4} = \frac{260}{4} = 65 \text{ cm}$$

On prend $h = 70 \text{ cm}$ d'où $h_t = h + d = 75 \text{ cm}$

$$h_1 = \frac{h_t}{2} \quad a = \frac{h_t}{3} \approx 30 \text{ cm} \quad \text{avec } h_1 \geq 6\phi + 6$$

Calcul des armatures :

Sous SP1 :

$$A_x = A_y = 35,71 \text{ cm}^2$$

Sous SP2 :

$$G + P + E \Rightarrow N_{\max} = 206,12 \text{ t}, M_y = 0; M_x = 24,21 \text{ t.m}$$

$$e_2 = 11,74 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l} \text{---->} \quad \sigma_1 = 2,45 \text{ kg/cm}^2 \\ \quad \quad \quad \sigma_2 = 1,57 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array}} \right\} \Rightarrow \sigma_m = 2,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$N^* = 228,81 \text{ t} \quad \Rightarrow A_x = A_y = 25,29 \text{ cm}^2$$

$$A_x = A_y = \max(\text{SP1}, \text{SP2}) \approx 35,71 \text{ cm}^2$$

On prendra : 18T16 ($A = 36,18 \text{ cm}^2$, $e = 18 \text{ cm}$)

**** Vérification de la stabilité :**

Sous $0,8G + E$

$$N_{\min} = 135,20 \text{ t} \quad M_y = 0 \quad M_x = 20,17 \text{ t.m}$$

$$N_T = 136,20 + 16,81 + 18,5 = 171,31 \text{ t}$$

$$e_2 = 11,77 \text{ cm} \leq \frac{A}{4} \quad (\text{verifie})$$

**** Vérification des contraintes :**

Sous $G + P + E \rightarrow N_{\max} = 206,12 \text{ t} ; M_y = 0 ; M_x = 24,21 \text{ t.m}$

$$N_T = N_{\text{lax}} + N_{\text{sem}} + N_{\text{ter}} = 241,43 \text{ t}$$

$e_2 = 10,027 \text{ cm}$ On est dans le 1^{er} cas

$$B \geq \frac{E}{1,5\sigma_{\text{sol}}} \left(1 + \frac{3e}{A}\right) = 220,10 \text{ cm} \quad (\text{vérifiée})$$

**** Vérification du poinçonnement :**

$P_c = 540 \text{ cm} ; Q_1 = 45,56 \text{ t}$

$\Delta Q = 143,82 \text{ t}$

$$1,2 \bar{\sigma}_b \geq 1,5 \frac{\Delta Q}{P_c h_t} = 6,29 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

Voile périphérique :

Le voile sera dimensionné afin de supporter la pression latérale due aux terres sur une hauteur de 4,70 m d'un côté et de 3,60 m de l'autre côté vu le décrochement que présente notre plancher du R.D.C.

Nous nous limiterons à étudier un seul cas qui est le plus défavorable, c.a.d celui qui présente une hauteur de 4,70 m.

Ce voile sera considéré comme appuyé en haut sur le plancher R.D.C et en bas sur les fondations (longrines).

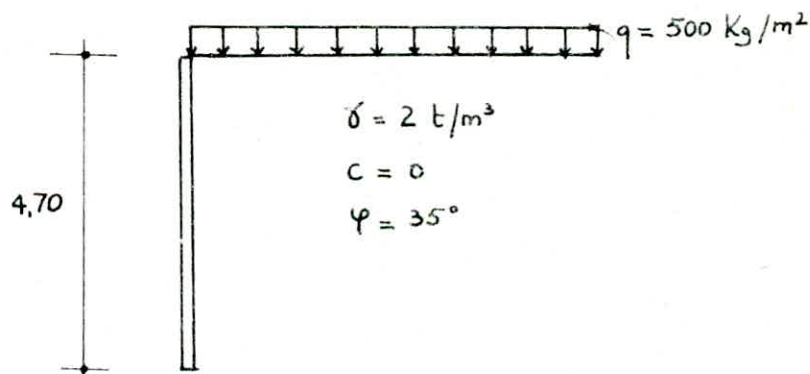
Les charges qui agissent sur ce voile sont les poids des terres et en plus on prend en compte une surcharge éventuelle de 500 kg/m^2 .

La distribution de la pousse des terres sur le voile est donnée par la formule :

$$\sigma_z = k_a (\gamma Z + g) \quad / \quad k_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,27$$

$$\begin{cases} \sigma_o(0) = k_a g & (Z=0) \\ \sigma(H) = k_a (\gamma H + g) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma(0) = 135 \text{ kg/m}^2 \\ \sigma(H) = 2673 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$$

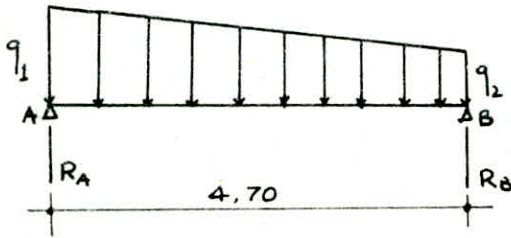


On considère une bande de 1 m de largeur du voile.

On aura :

$$q_1 = \sigma(0) = 135 \text{ kg/ml}$$

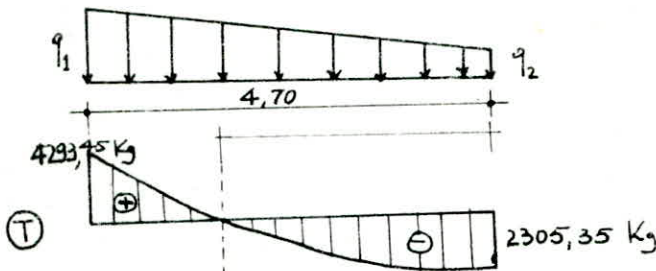
$$q_2 = 2673 \text{ kg/ml} = \sigma(H)$$



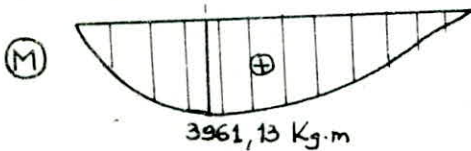
$$R_A = \frac{(q_1 - q_2)H}{3} + \frac{q_2 H}{2}$$

$$R_A = \frac{(2673 - 135) \times 4,70}{3} + \frac{135 \times 4,70}{2} = 4293,45 \text{ kg}$$

$$R_B = \frac{(q_1 + q_2)H}{2} - R_A \Rightarrow R_B = 2305,35 \text{ kg}$$



$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 \cdot x + \frac{q_1 - q_2}{2l} x^2 \\ M(x) = R_B \cdot x - q_2 \cdot \frac{x^2}{2} - \frac{q_1 - q_2}{l} \cdot \frac{x^3}{6} \end{cases}$$



* Calcul de la section d'acier :

Armatures longitudinales :

Méthode P.Charon :

$$M_{\max} = 3,96 \text{ t.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$h^l = 17,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A = \frac{M_{\max}}{7/8 h x \sigma_a} = 9,236 \text{ cm}^2$$

$A = 9,236 \text{ cm}^2$ soit 5T16/ml ($A = 10,05 \text{ cm}^2$)
dans le sens perpendiculaire \Rightarrow Armature de répartition :

$$A \geq \frac{A}{4} = 2,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 4\text{T}10/\text{ml} \text{ (} 3,14 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Armatures transversales :

$$T_{b \max} = \frac{T_{\max}}{b z} = \frac{4293,45}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 17,5} = 2,803 \text{ kg/cm}^2$$

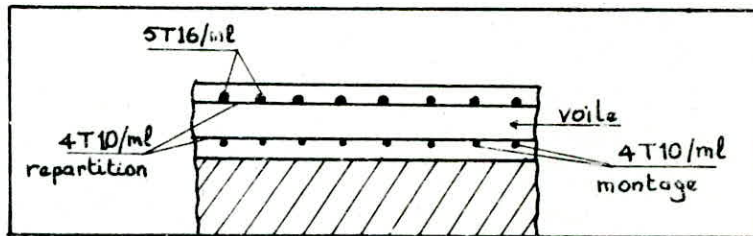
$$\text{or : } T_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

$$\alpha = 1 \quad \beta = \frac{5}{6} \quad \gamma = 1$$

$$\text{or : } \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_{b \max} < \bar{T}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

On conclut que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VUE EN PLAN

Longrines

- Les longrines sont calculées conformément à l'article 4.2.33 R.P.A.81
- Ces dernières doivent pouvoir équilibrer un effort axial de traction au moins égales à :

$N_{max} / 15$ pour les terrains de moyenne consistance

$N_{max} / 10$ pour les terrains meubles.

$$N_{max} = 215,39t$$

$$\text{d'où } N = \frac{N_{max}}{15} = 14,359t$$

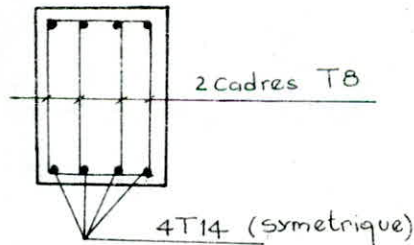
- Coffrage de la longrine 30x50 cm

• Ferrailage $A \geq \frac{14359}{2800} = 5,12 \text{ cm}^2 \simeq 4T14 \simeq 16,5 \text{ cm}^2$

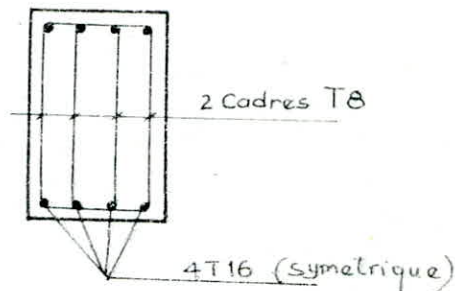
Les longrines doivent être armées symétriquement.

- * Armatures transversales :

(2 cadres) T8 (e = 15cm)



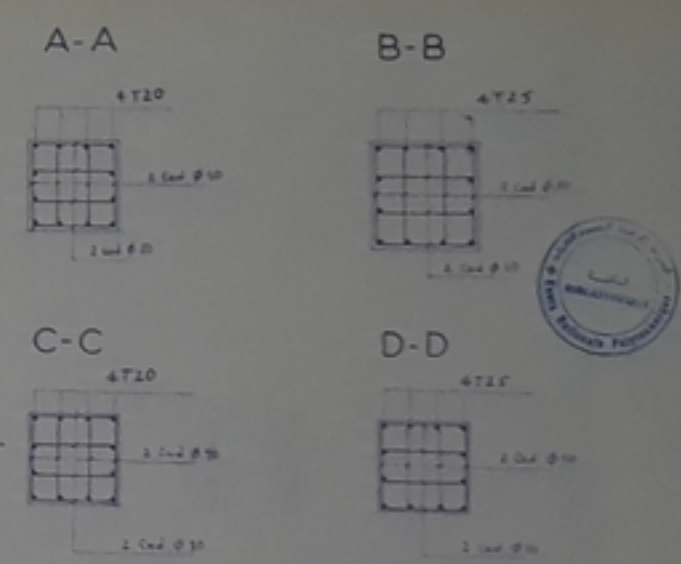
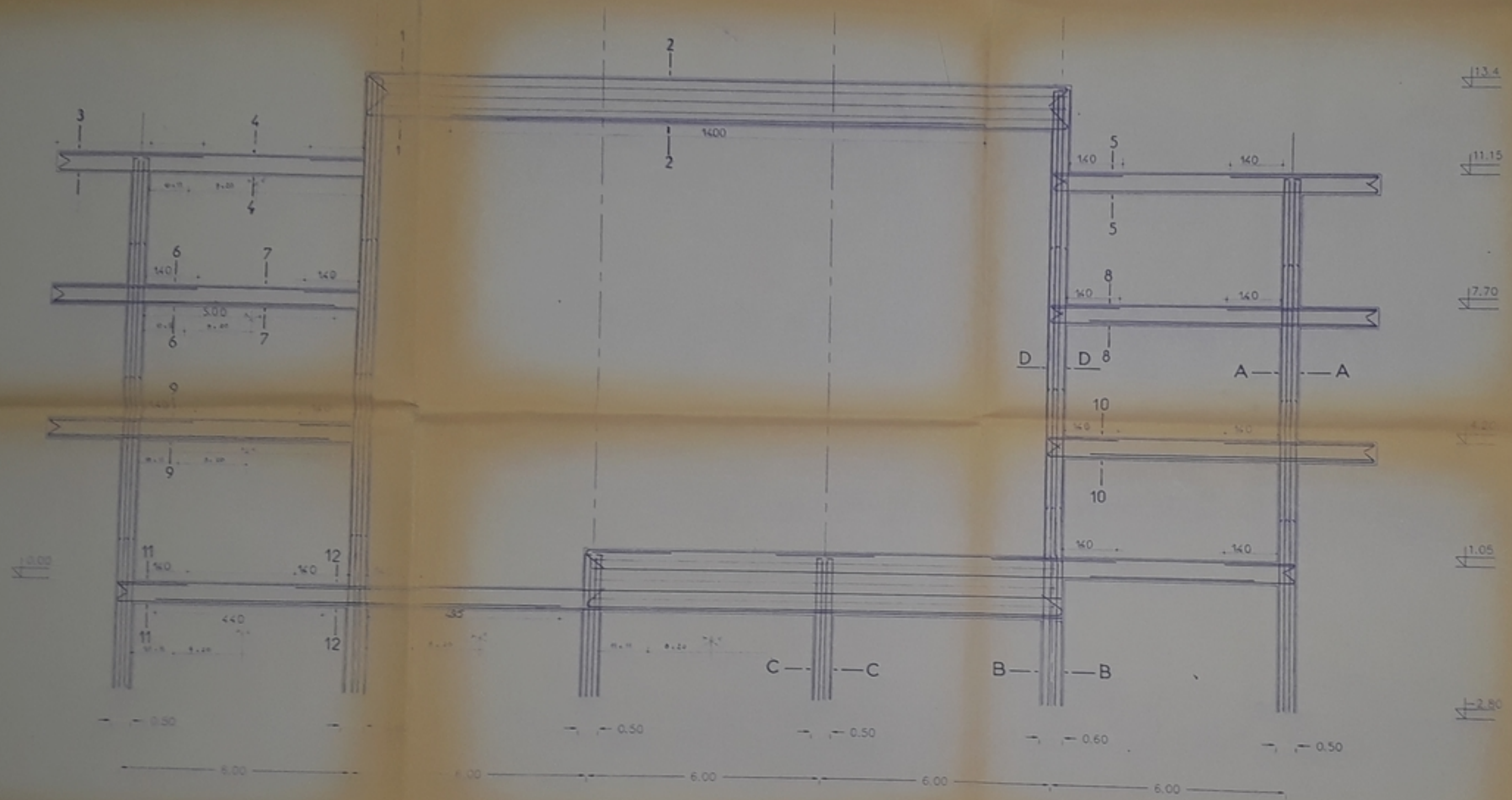
- * Pour les longrines reliant les poteaux périphériques sous voile, leur coffrage est de : (40 x 50 cm)
- $A = 4T16$ de chaque côté .



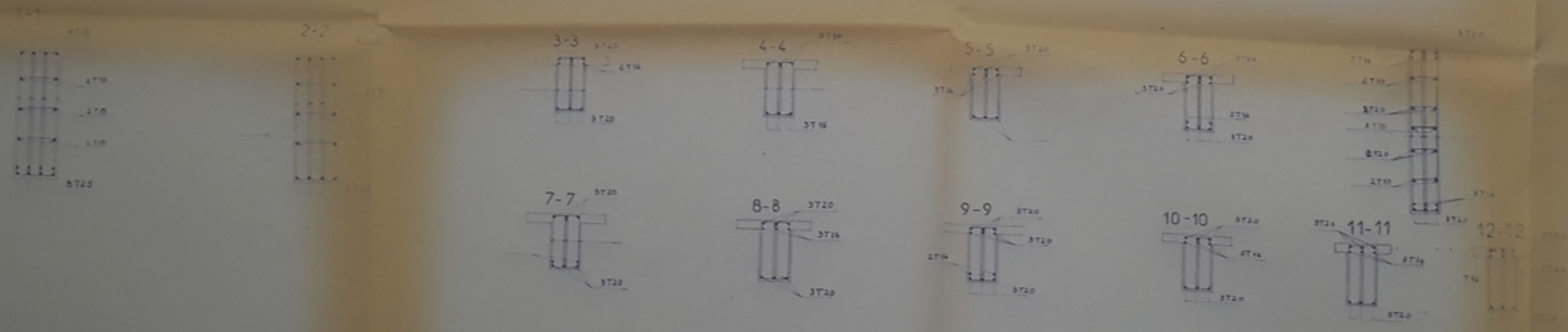
B I B L I O G R A P H I E

- REGLEMENT PARASISMIQUES ALGERIEN RPA 81
- REGLES TECHNIQUES : CCBA 68
- CALCUL ET VERIFICATION DES OUVRAGES EN BETON ARME (P.CHARRON)
- DYNAMIQUE DES STRUCTURES ET SISMOLOGIE DE L'INGENIEUR
- AIDE MEMOIRE DE BETON ARME (U.DAVIDOVICI)
- AIDE MEMOIRE DE RDM (J.GOULET)
- TRAITE DE BETON ARME T4 (A.GURRIN)
- CALCUL DES FONDATIONS ET MURS DE SOUTÈNEMENT(WAYNE-TENG)

FERRAILLAGE PORTIQUE TRANSVERSAL (CENTRAL 3-3)

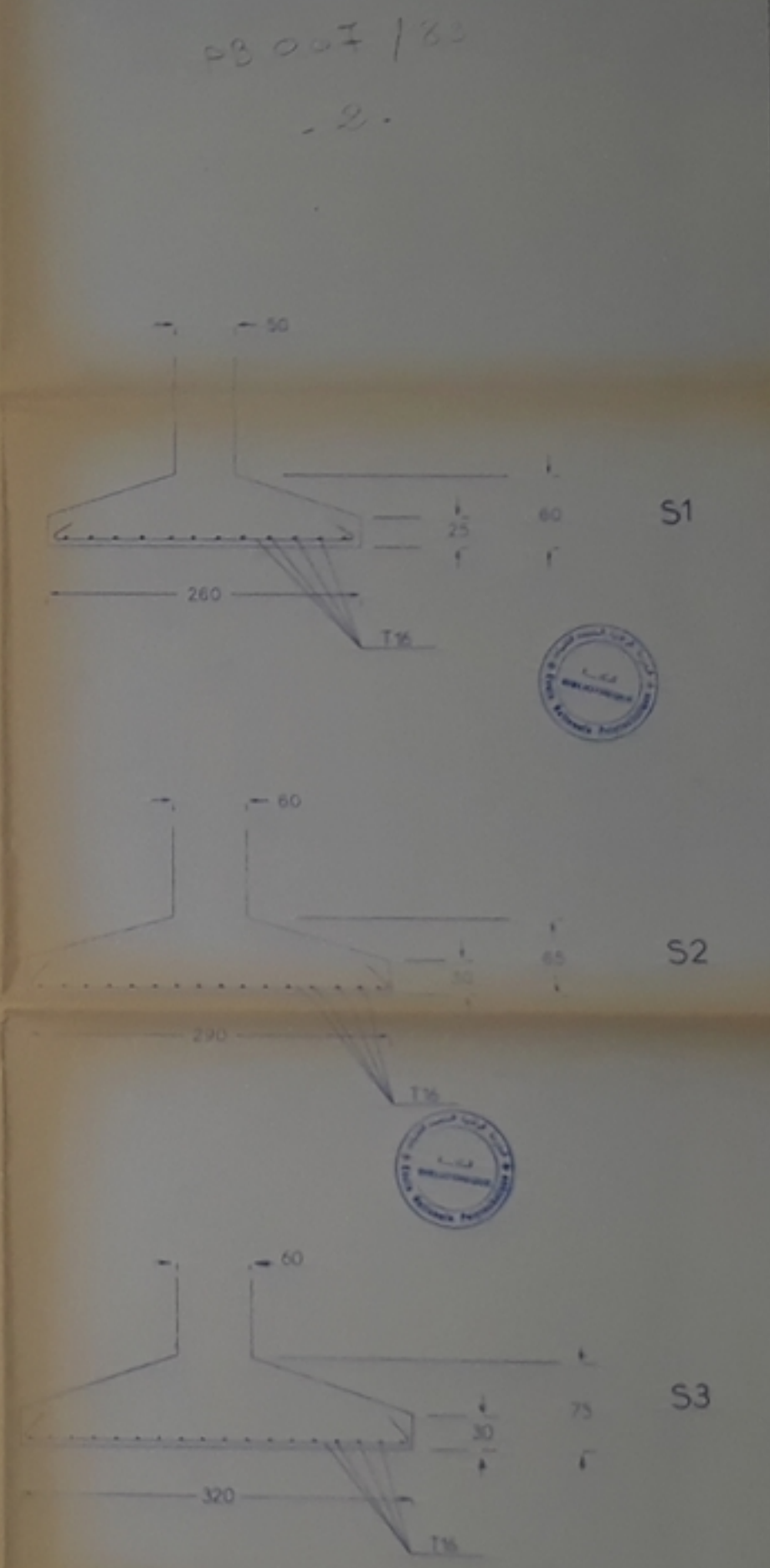
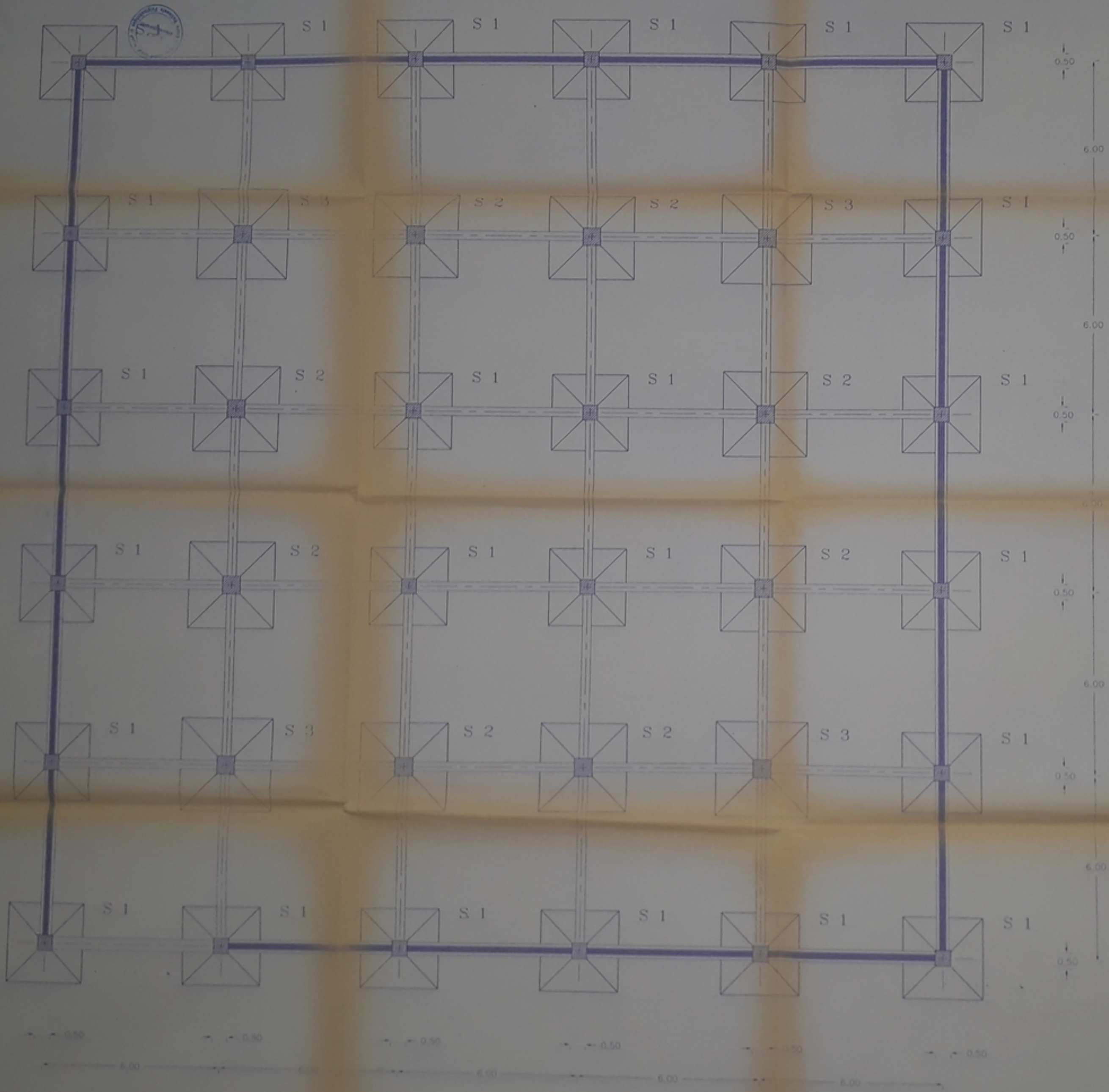


PB007/89
1.



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE INTITALE DU PROJET / CALCUL D'UN CENTRE CULTUREL S-SOL R+4 STRUCTURE AUTOSTABE	
DATE / DESSINE / APPROUVE /	ETUDE PAR / • HASSANINE Med CHERIF • KHEDER NOUREDDINE
ECHELLE / PROMOTION / JUIN/89	

COFFRAGE / FERRAILLAGE FONDATIONS



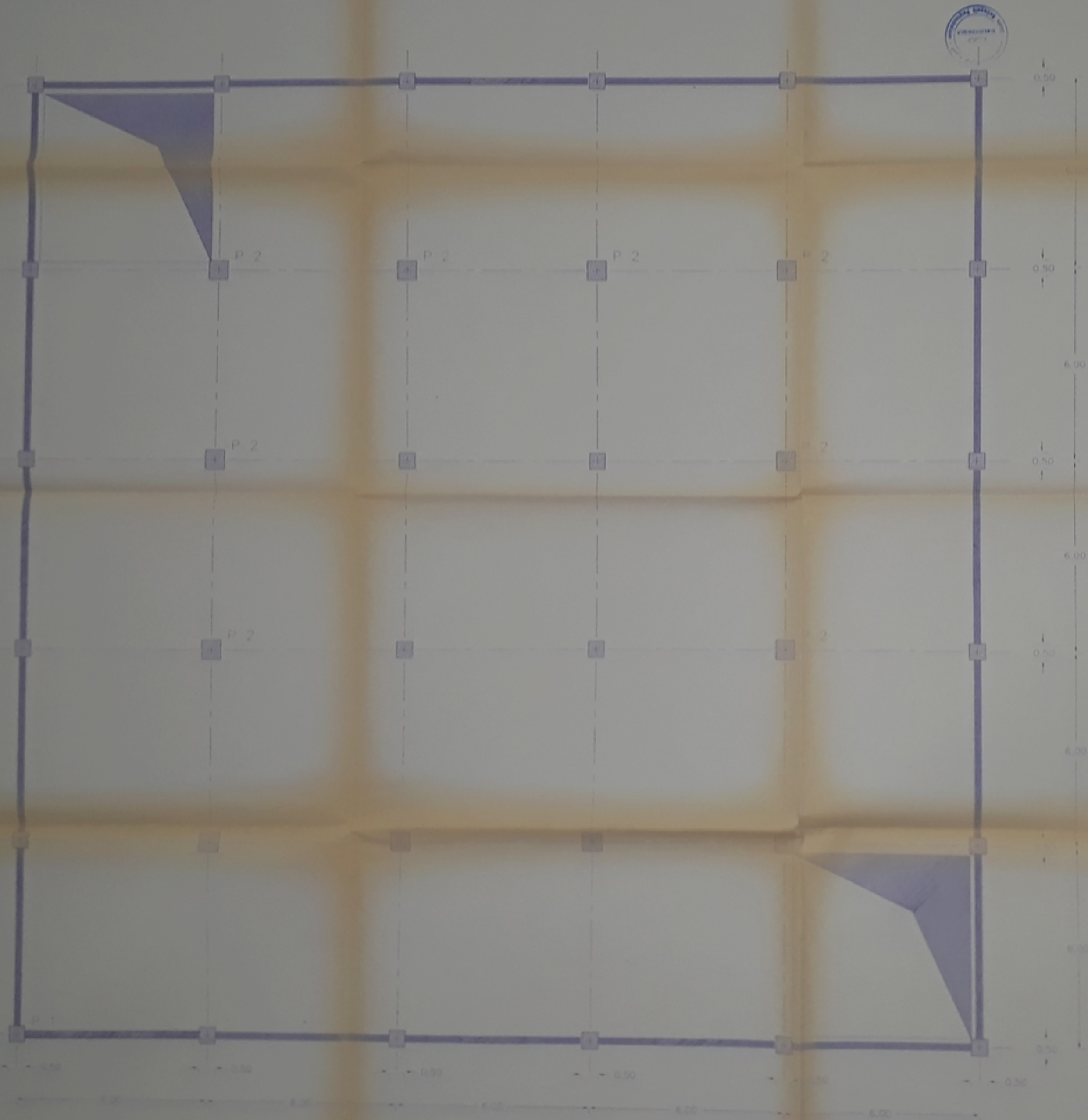
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

NOTULE DE PROJET

CALCUL D'UN CENTRE CULTUREL
S-SOL R+4 STRUCTURE AUTOSTABE

NOM		ETUDE PAR /
SECTION		• HASSANNE Med CHERIF
APPELLE		• KHEDER NOUREDDINE
DATE	PROMOTION	
	JUIN/19	

COFFRAGE PLANCHER SOUS-SOL



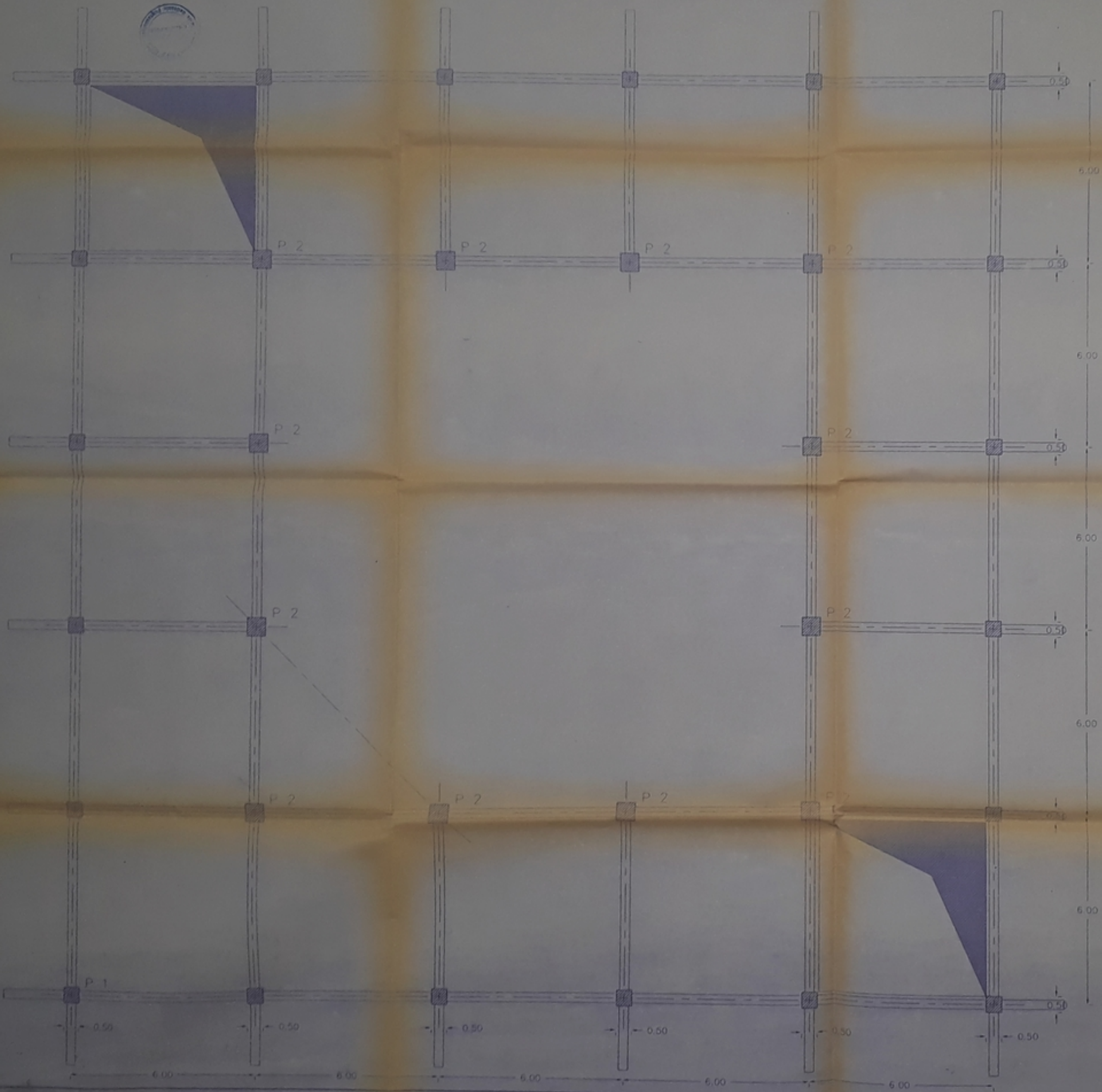
PB003/23
-3-

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

CALCUL D'UN CENTRE CULTUREL
S-SOL R+4 STRUCTURE AUTOSTABE

DATE		ÉCRIT PAR /
PROF		• HASSANINE Med CHERIF
APPROUVÉ		• KHEDER SOUREDDINE
ÉCHELLE	PROMOTION	
1/50	JUIN/19	

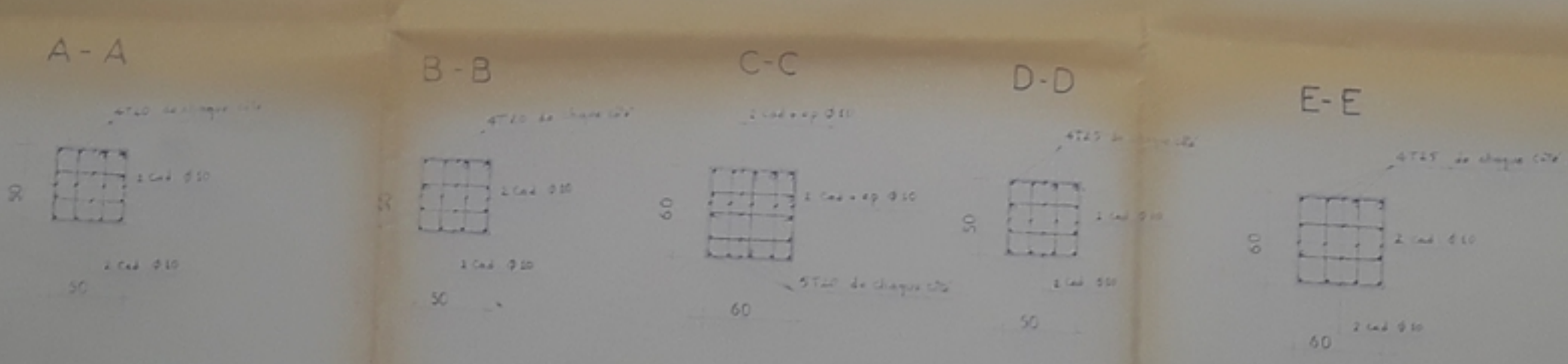
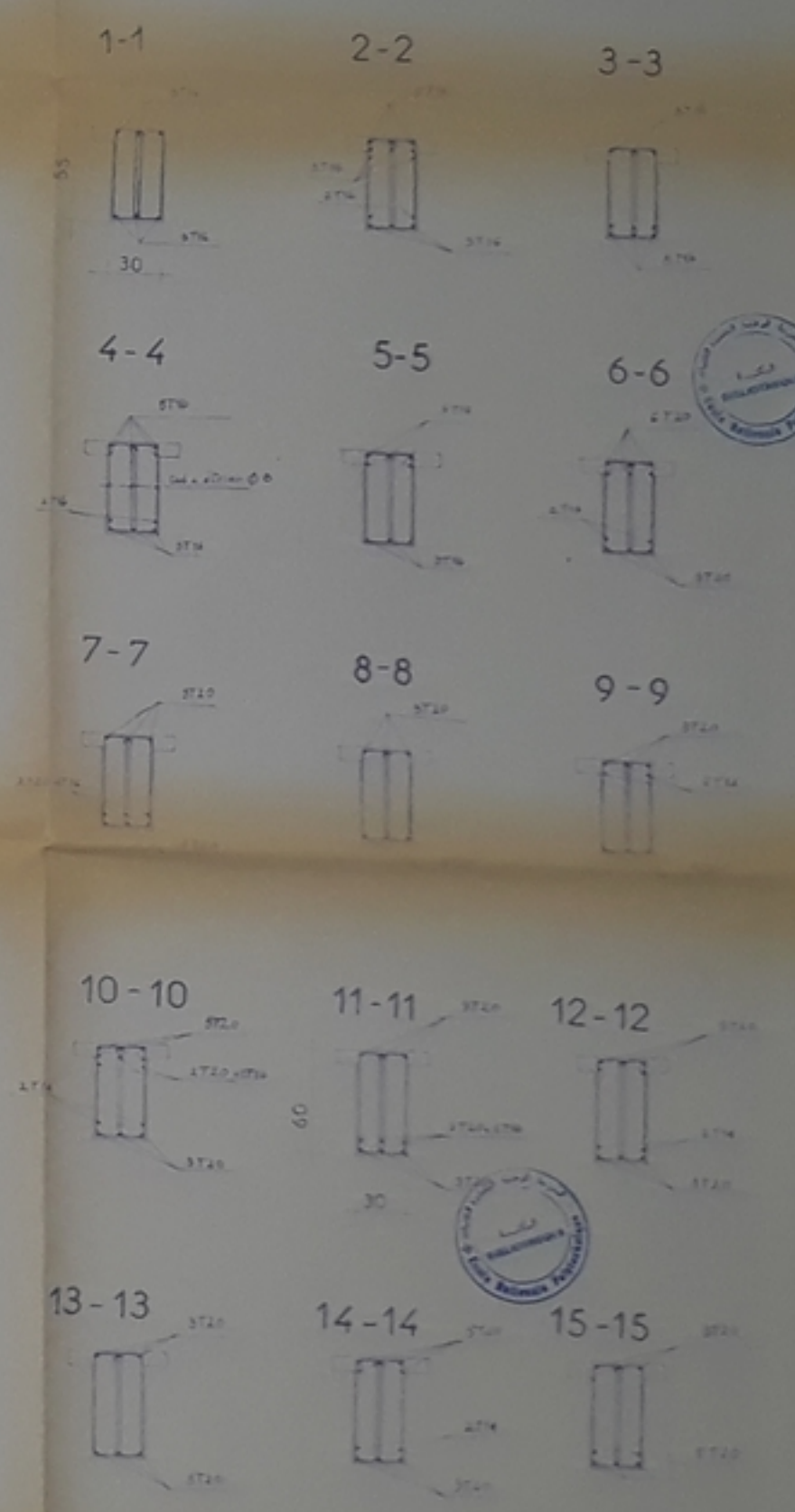
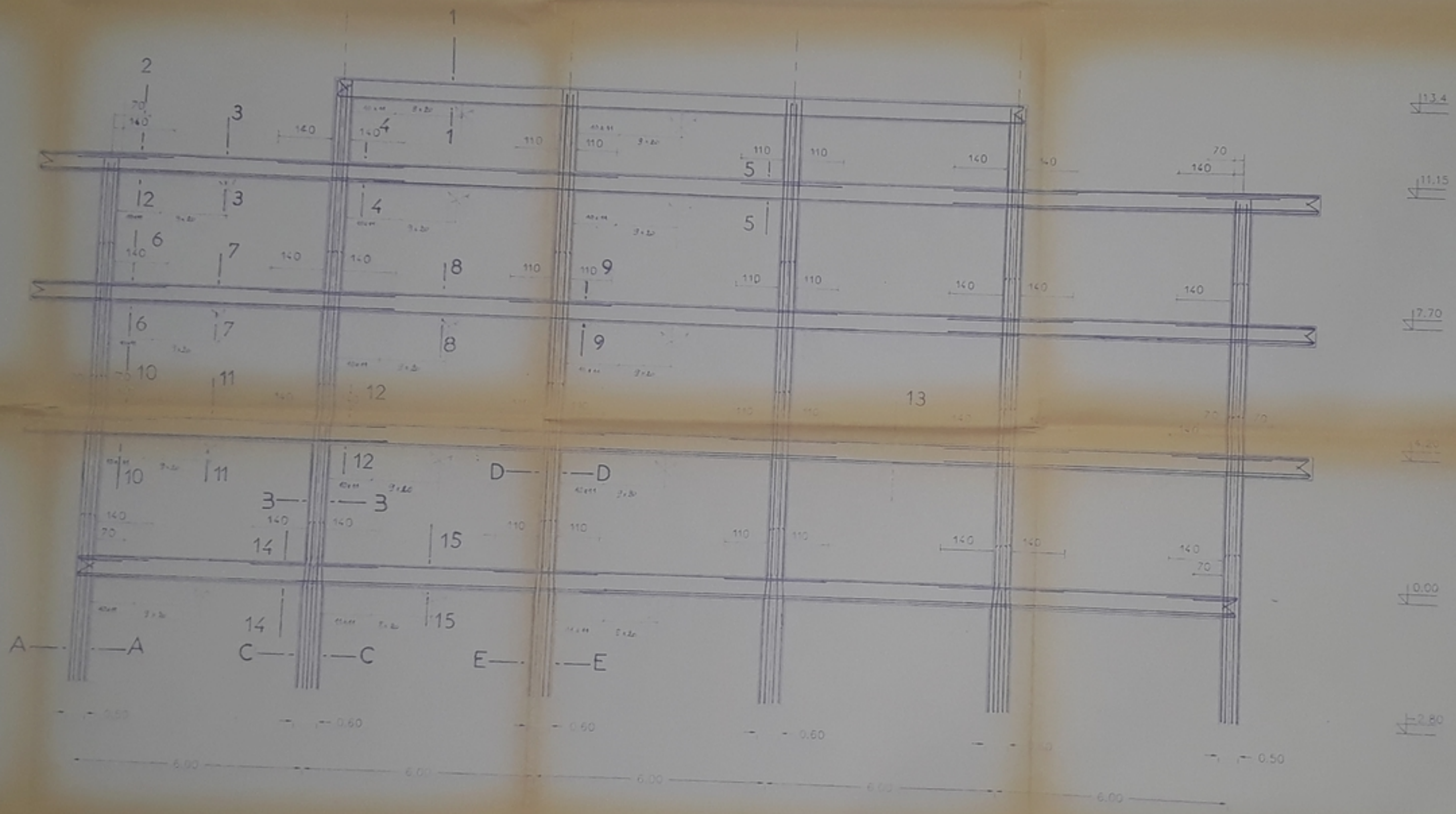
(COFFRAGE PLANCHER ETAGE COURANT



PB 007 189
-4-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE INSTITUT DE PROJET / CALCUL D'UN CENTRE CULTUREL S-SOL R+4 STRUCTURE AUTOSTABE	
DATE / DESSIN / APPROUVE /	ETUDE PAR / * HASSANINE Med CHERIF * KIEDER NOUREDDINE
ECHELLE 1/50	PROMOTION JUIN/1999

FERRAILLAGE PORTIQUE TRANSVERSAL (CENTRAL 2-2)



PB 007 89
- 6 -



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

NOUVEAU PROJET /

CALCUL D'UN CENTRE CULTUREL

S-SOL R+4 STRUCTURE AUTOSTABE

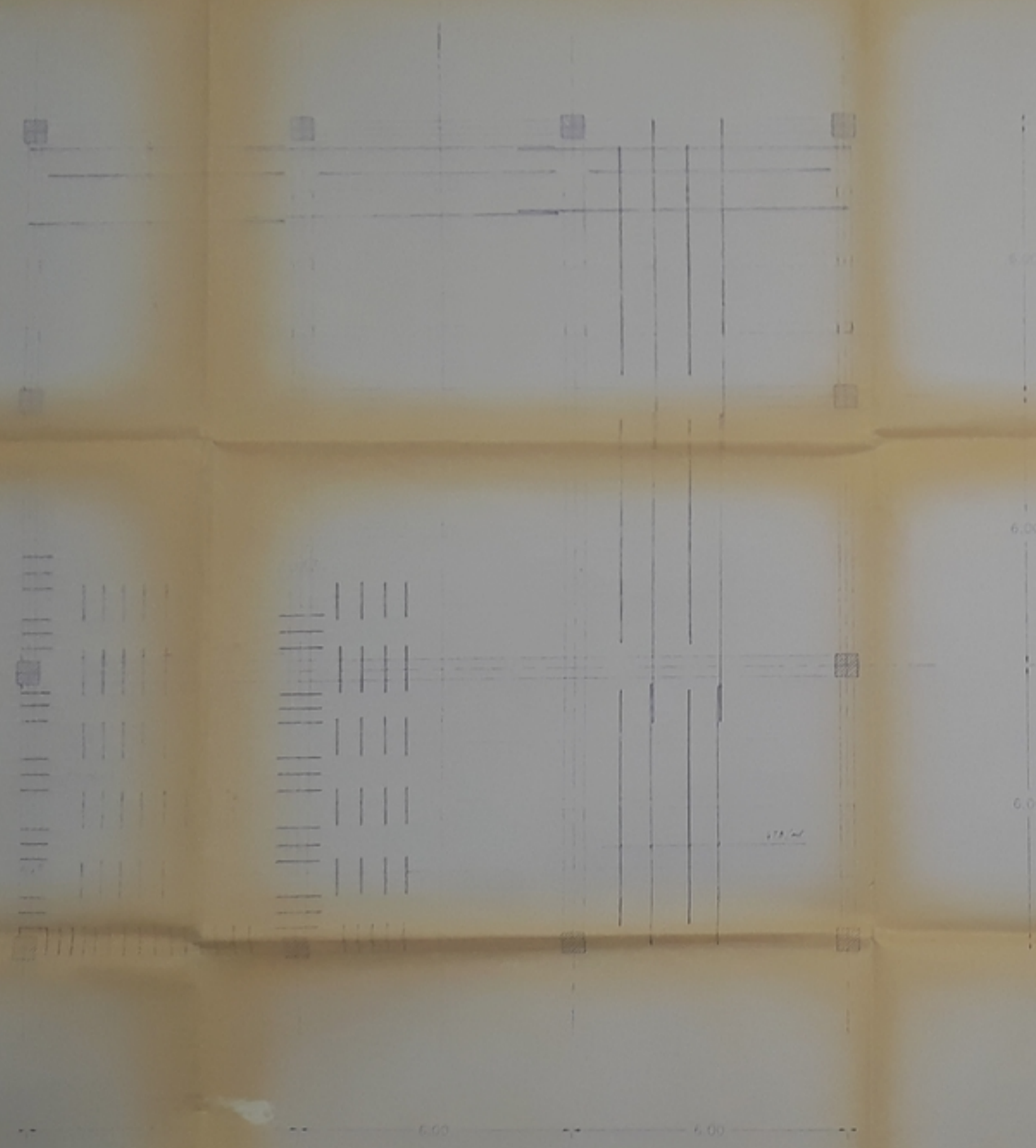
DATE		ETUDE PAR /
DESIGN		• HASSANINE Med CHERIF
APPROUVE		• KHEDER NOUREDDINE
SCALE	PROMOTION	
1/50	JUIN/89	

FERRAILLAGE / COFFRAGE PLANCHER TERRASSE POUTRES PRINCIPALES CROISEES



NAPPE SUPERIEURE

NAPPE INFERIEURE



PB00789
-7-



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE		
INTELE DE PROJET /		
CALCUL D'UN CENTRE CULTUREL S-SOL R+4 STRUCTURE AUTOSTABE		
DATE		ETUDE PAR /
DESIGN		• HASSANINE Med CHERIF
APPROBÉ		• KHEDER NOUREDDINE
ECHELLE	PROMOTION	
1/50	JUIN89	

