الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

18/84

2ex

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Génie civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

SALLE POLYVALENTE CONSTUCTION MIXTE

Proposé par :
SEPWIB

Etudié par :
K. CHAKAL
R. GHOUINI

Dirigé par :
O. ZOURKANE

PROMOTION : JAN 84

_ ETUDE _ DES. PLANCHERS _

BIBLIOGRAPHIE

- Regles CCBA 68
- Regles P.S. 69
- Règles CM 66
- - Complement Parasismiques Algerien. (C.T.C. 81)
- calcul et Verification des ouvrages en B.A P. CHARON.
- La Methode de Cross P. CHARON.
- Dynamique des structures (cours V^ème Année G.C. 1975.76)
  RADU.C. PETROVICI.
- GUIDE pratique de Charpente metallique DAUSSY. DTU
- Constructions metalliques Tiberiu CHIOREAN
- Charpente metalliques Youri Martinov.

SOMMAIRE

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
المكتبة
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

DEDICACES

Je dedie ce modeste Travail :

- A mes Parents
- A tous mes frères

G. RABAH

إلى من كانا السبب في وجودي من بعد الله

إلى جميع الأهل والإخوة،

أهدي عملي هذا

Caractéristiques mécaniques des matériaux

+ Béton

On utilisera du béton dosé à 350 Kg/m^3 de ciment CPA 325 avec contrôle atténué.

- Résistance nominale :

Pour ce béton, les règles CCBA 68 fixent les résistances nominales suivantes :

$\sigma'_{28} = 270$ bars (résistance nominale de compression).

$\sigma_{28} = 23{,}2$ bars (" " " " de Traction)

. a/ Contrainte admissible ~~en~~ compression : (Art 9,4. CCBA 68)

$\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \, \sigma'_{28}$ avec $\rho'_b = \alpha.\beta.\gamma.\delta.\varepsilon.$ où :

. α : coefficient qui dépend de la classe du ciment CPA 325 $\rightarrow \alpha = 1$

. β : coefficient qui dépend de la qualité du contrôle, contrôle atténué : $\beta = 5/6$.

. γ : dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats on a $h_m > 4\,c_g \longrightarrow \gamma = 1$

. δ : dépend de la nature des sollicitations :

$\delta = 0{,}3$ pour la compression simple
$\delta = 0{,}6$ pour la flexion simple

Par contre pour la flexion composée on a :

$\delta = 0{,}6$ où l'effort normal est une Traction.

$$\delta = \begin{cases} 0{,}3\left[1 + \dfrac{e_0}{3e_1}\right] & \text{si } \delta < 0{,}60 \\ 0{,}6 & \text{si } \delta > 0{,}60 \end{cases}$$ où l'effort normal est une compression

dans ce dernier e_0 : l'excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au centre de gravité du béton seul.

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 pression.

Il est à noter que δ sera multiplié par 1,5 quand il s'agira de sollicitations pondérées du 2ème genre (Art 9,47 CCBA68).

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

$\varepsilon = 1$ en compression simple

$0,5 < \varepsilon < 1$ dans les autres cas.

. Contrainte admissible en compression simple :

$\overline{\sigma}'_{b0} = 1 . \frac{5}{6} . 1 . 0,3 . 1 . 270 = 67,5$ bars (sollicitation du 1er genre)

$\overline{\sigma}'_{b0} = 1,5 . 67,5 = 101,3$ bars (2ème genre).

. Contrainte admissible en flexion simple :

$\overline{\sigma}'_b = 1 . \frac{5}{6} . 1 . 0,6 . 1 . 270 = 135$ bars (solli: du 1er genre)

$\overline{\sigma}'_b = 1,5 . 135 = 202,5$ bars (solli. du 2ème genre).

b/ Contrainte de Traction de référence : (Art 9,5 CCBA 68)

$\overline{\sigma}_b = \rho_b \sigma_{28}$ avec $\rho_b = \alpha . \beta . \gamma . \theta$. où :

. α, β, γ gardent les même significations que pour ρ'_b

. θ : dépend la résistance nominale du béton : $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_n}$.

$\overline{\sigma}_b = 1 . \frac{5}{6} . 1 . \left[0,018 + \frac{2,1}{270} \right] . 270 = 5,8$ bars (SP1)

$\overline{\sigma}_b = 1,5 . 5,8 = 8,7$ bars (SP2)

+ Aciers

On a généralement 3 catégories d'aciers :

. Aciers doux (ou ronds lisses), nuance Fe E 22, $\sigma_{en} = 2200$ Kg/cm² contraintes admissibles :

$\overline{\sigma}_a = \overline{\sigma}'_a = \frac{2}{3} . 2200 = 1467$ Kg/cm² (pour SP1)

$\overline{\sigma}_a = \overline{\sigma}'_a = 1,5 . 1467 = 2200$ Kg/cm² (pour SP2)

. Aciers à haute adhérence : nuance FeE 40.

$\sigma_{en} = 4120$ bars pour $\phi \leq 20mm$
$\sigma_{en} = 3920$ bars pour $\phi > 20mm$.

- Contraintes admissibles : $\overline{\sigma}_a = \overline{\sigma}'_a = \frac{2}{3}\, 4120 = 2800\ Kg/cm^2$ (Sous SP1)

$\overline{\sigma}_a = \overline{\sigma}'_a = 1,5 . 2800 = 4200\ Kg/cm^2$ (Sous SP2)

. Treillis soudés :
c'est des grillages de fils tréfilés lisses

$\sigma_{en} = 5300\ Kg/cm^2$ pour $\phi \leq 6mm$

$\sigma_{en} = 4500\ Kg/cm^2$ pour $\phi > 6mm$.

c/ <u>Contrainte de Traction imposée par la condition de fissuration</u> (Art 49.22)

La valeur a considéré pour $\overline{\sigma}_a$ sera limitée à la plus grande des deux Valeurs :

$$\sigma_1 = K . \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 . \tilde{\omega}_f} \quad , \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta . K \overline{\sigma}_b}{\phi}}$$

σ_1 : Contrainte de fissuration systématique.

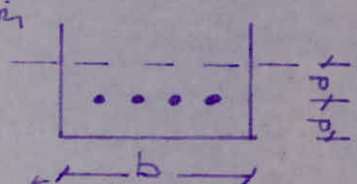
σ_2 : " " " " non systématique ou accidentelle, due aux effets de variation de température et aux effets du retrait.

η : - coeff. de fissuration : $\begin{cases} 1 & \text{barres rondes lisses} \\ 1,6 & \text{barres haute adhérence} \end{cases}$

ϕ : diamètre en mm de la plus grosse barre.

$\tilde{\omega}_f$ = Pourcentage de fissuration

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{A}{B_f}.$$



. K : - coeff. qui caractérise la fissuration.

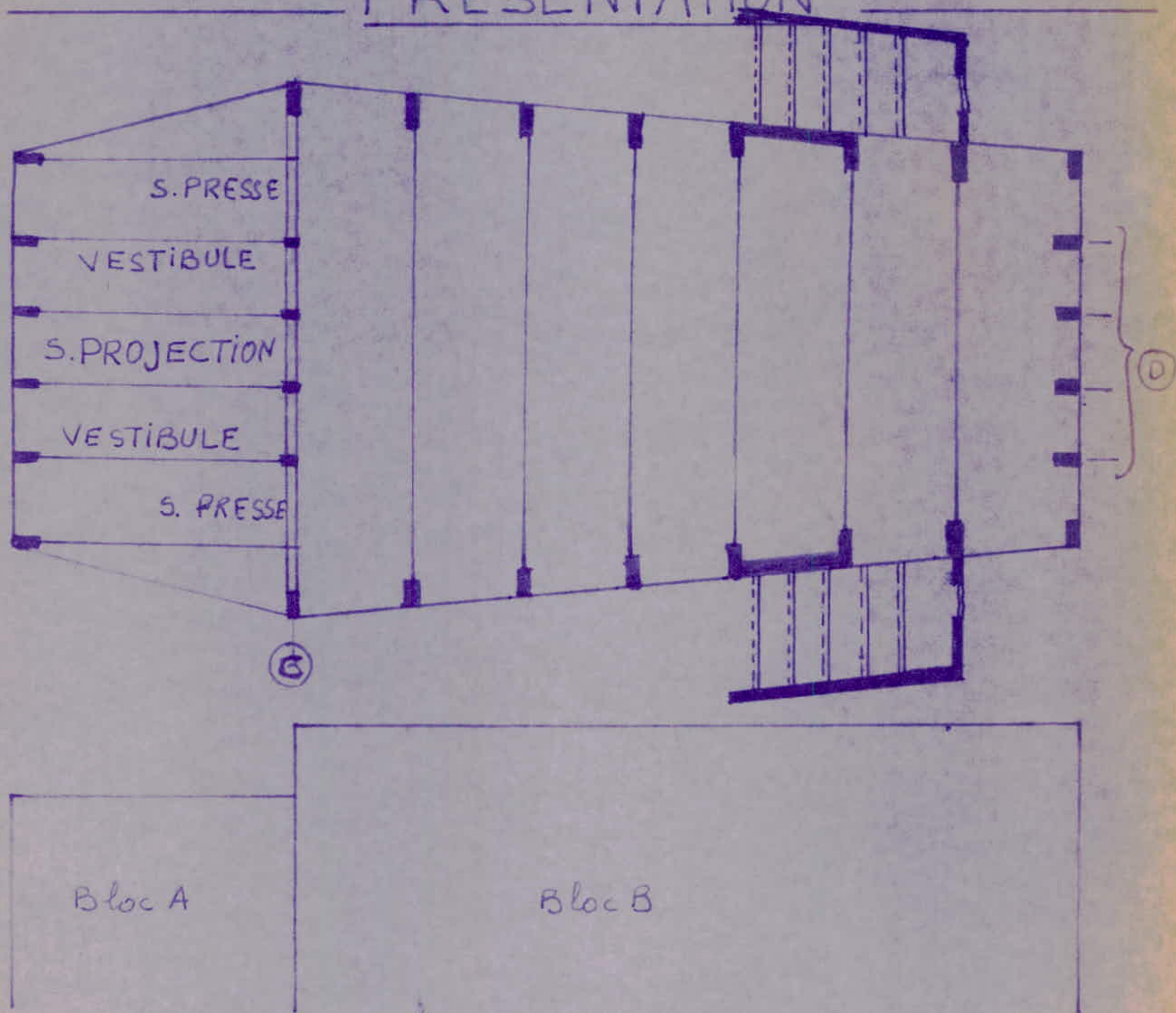
K = $0,5 . 10^6$ fissurations très préjudiciables

K = $1,6 . 10^6$ " " peu nuisibles

K = 10^6 " " préjudiciables

$\overline{\sigma}_b$: contrainte de Traction de référence.

PRESENTATION



La présente étude, a pour objet le calcul des principaux éléments portants d'1 salle (Bloc B), et d'un Bloc A, les deux Blocs ne sont pas séparés.
La structure portante dans la salle de réunion (Bloc B) se compose de Portiques Transversaux dont les poutres sont des fermes métalliques, par contre dans le Bloc A on dispose de portiques dans les deux sens. Le contreventement longitudinal de l'ensemble est assuré dans sa grande partie

Par les deux voiles, et il y a une faible partie qui revient aux portiques du Petit Bloc (A); Par contre le contreventement, dans le sens Transversal, est assuré par les portiques dans les deux Blocs. La grande salle est liée au petit Bloc par le portique (C) ayant deux niveaux, étant donné que les planchers des deux blocs ne se trouvant pas dans le même niveau, le niveau haut est constitué par la ferme revenant à la grande salle par contre le niveau bas revenant au plancher du petit Bloc est constitué d'une poutre en B.A; à ce niveau le portique à cinq travées.

- Longueur Totale: 28,20 m. . Largeur totale : 23,00 m.
- hauteur totale : 7,28 m (y. compris l'acrotère).

a] Planchers :

Le Plancher, de la grande salle, est à corps creux avec des Poutrelles metalliques (Profilé en Té). Par contre celui du Petit Bloc est à corps creux avec des poutrelles préfabriquées.

. Rampe de la grande salle : dans cette salle de reunion on a une rampe qui se situera, tout le long de la salle, entre le niveau +0,64 m et le niveau -2,24 m. Elle sera calculée, comme les escaliers. Cette rampe est portée par une structure composée de poutres continues.

. Dans le Petit Bloc, la salle de projection est surelevée c'est à dire on dispose des escaliers qui lui donnerent accès, son plancher est en dalle Pleine.

Escaliers : à part les escaliers de la salle de projection, on dispose d'autres escaliers faisant accès à la grande salle, ce sont des escaliers exterieurs cet ouvrage sera réalisé dans la région de Blida, il nous a été Proposé par la (SEPWIB), région classée en zone II d'après le C.T.C —

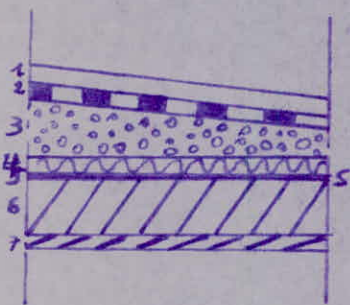
Le taux de Travail du sol est : 1,5 bars à une profondeur de : 1m

. Le Murs ~~Stock~~ ~~ses~~ seront réalisés en Briques creuses . de 30cm avec un vide de 5cm .

. Pour la stabilité des fermes, on utilisera des cornières en croix . (L. 60×60×6)

CHARGES. ET. SURCHARGES

1/ Plancher du Bloc A : . Chargespermanentes.



1 - Gravillon 4cm - - - - 0,04.1800 = 72 Kg/m²
2 - Etancheité - - - - - - - - - - - 10 Kg/m²
3 - Forme de pente (1.5%) - - - 2200 x 0,06 = 132 "
4 - Liege 4cm - - - - 0,04. 400 = 16 "
5 - Ecran de vapeur - - - - - - - - - 2,5 "

6 - dalle de compression 4cm + hourdis 16cm } - - - - - - 265 Kg

7 - Plâtre (2cm) - - - - 1400 x 0,02 = 28 "

Charge permanente . G = 525,5 Kg/m²

. Surcharge d'exploitation :
Plancher inaccessible . . . P = 100 Kg/m²

2/ Calcul du Plancher de la grande salle.

1.- Gravillon 4cm - - - - - - - 1800 x 0,04 = 72 Kg/m²
2 - ETancheité - - - - - - - - - - - - 10 "
3 - Forme de pente (1,5%) - - - - - 0,12 x 2200 = 264 "
4 - liège 4cm - - - - - 0,04 x 400 = 16 "
5 - Ecran de Vapeur - - - - - - - - - - - 2,5 "
6 - dalle de compression 4cm + hourdis 12cm } - - - - - - - - 240 "

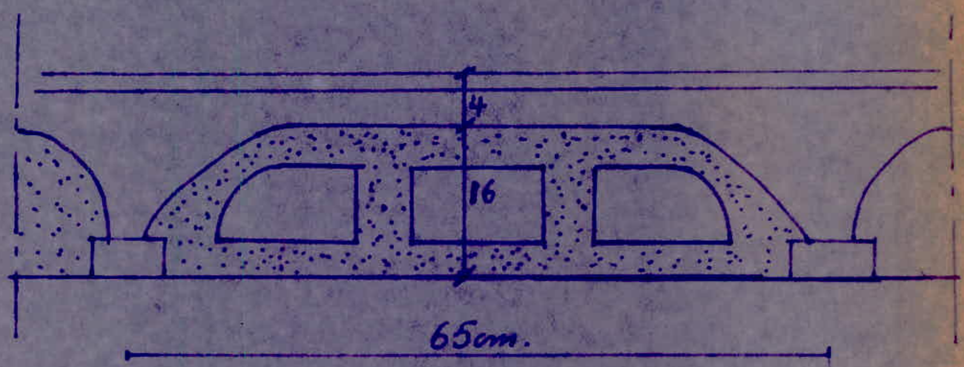
7. Plâtre (2cm) - - - - - - - - - - - - 28 Kg/m²

G = 616,5 Kg/m²

. Surcharge d'exploitation : Plancher inaccessible . . . P = 100 Kg/m²

CALCUL des Poutrelles

A.] Poutrelles du Petit Bloc.



Les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, elles possèdent des armatures en attente pour assurer une bonne liaison avec les Poutres et la table de compression — Elles seront calculées sous les sollicitations du 1er genre - G+1,2P -

Le calcul se fera en deux étapes -

a] 1ère étape : Avant coulage, la poutrelle est supposée appuyée simplement, supportant son poids propre, le poids de l'hourdis et le poids de l'ouvrier -

b/ 2ème étape : Après coulage, elle travaille comme une Poutre en Té reposant sur des appuis (poutre continue).

- la surface revenant à la poutrelle $S = 0,65.l$ -

a/. 1ère Etape

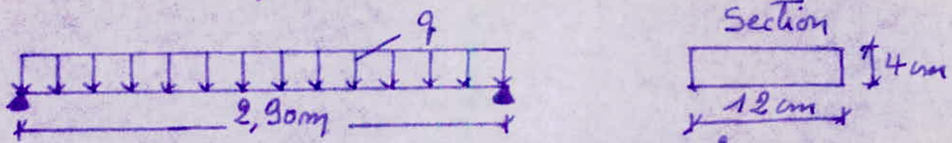
Poids propre de la poutrelle . $0,12 \times 0,04 . 2500 = 12$ kg/ml

. corps creux $0,65 \times 95 = 62$ kg/ml

. Surcharge $P = 100$ kg/ml

alors $q = G + 1,2P = 12 + 62 + 1,2 \times 100 = 194$ kg/ml.

Schéma statique



Moment en Travée $M = q\dfrac{l^2}{8} = \dfrac{194.(2,9)^2}{8} = 204\ \text{Kg.m}$

Effort Tranchant $T = q\dfrac{l}{2} = \dfrac{194.2,9}{2} = 281,3\ \text{Kg}$

Détermination des armatures : La poutrelle sera sollicitée en flexion simple -

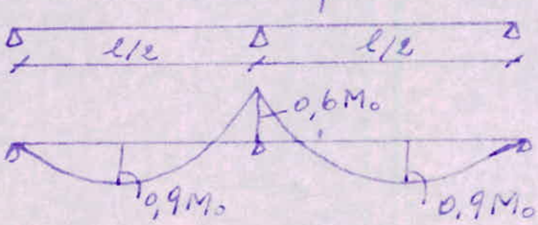
$$\mu = \frac{15.\ M}{\bar{\sigma}_a\, b\, h^2} = \frac{15.\ 204.\ 10^2}{2800.\ 12.\ 2^2} = 2,276 \quad \text{———} \quad \begin{cases} \varepsilon = 0,7067 \\ k = 2,05 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{2,05} = 1365,85\ \text{Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b = 137\ \text{Kg/cm}^2$$

Les armatures comprimées sont donc nécessaires, or la section du béton est trop faible, alors il est impossible de les placer - Il est donc nécessaire de prévoir des étais pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la Table de compression -

Calcul des étais

on place 1 étai à mi travée



$$M_0 = \frac{q\left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{194.(1,45)^2}{8} = 51.\ \text{Kg.m}$$

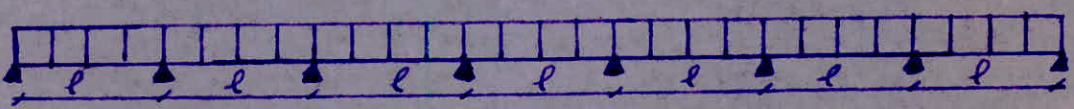
$$0,9 M_0 = 0,9.\ 51. = 46\ \text{Kg.m.}$$

Le moment, pour le calcul du ferraillage des poutrelles dans la 2ème étape, est supérieur à ce moment M = 46 Kg.m. donc un seul étai est suffisant

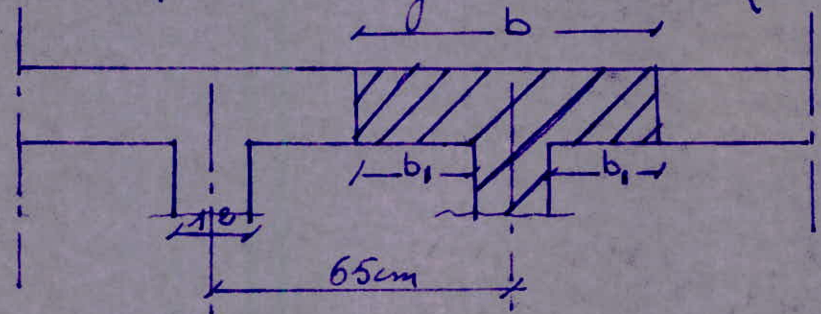
2ème Etape : Calcul de la poutrelle de section en Té, reposant sur 8 appuis.

Poids Propre du plancher $G = 525{,}5\ \mathrm{Kg/m^2}$
Surcharge d'exploitation $P = 100\ \mathrm{Kg/m^2}$

$$q = (525{,}5 + 1{,}2 \cdot 100) \cdot 0{,}65 = 645{,}5\ \mathrm{Kg/ml} \times 0{,}65 = 419{,}57\ \mathrm{Kg/ml}$$

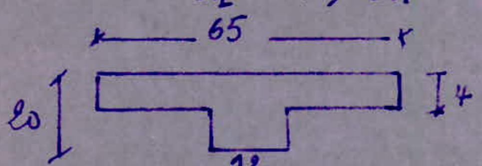


détermination de la largeur de la table (Art 23.3 CCBA 68)



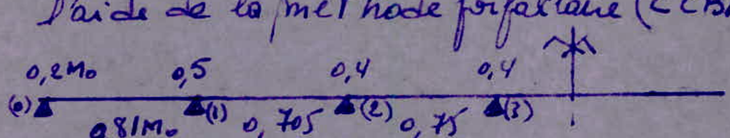
- $b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26{,}5\ \mathrm{cm}$.
- $b_1 \leq \frac{l}{10} = \frac{290}{10} = 29\ \mathrm{cm}$.
- $b_1 \leq 6 \text{ à } 8 h_0$ h_0 = hauteur de la table de compression
- $b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{2}{3} x$ x : distance de la section considerée au point de moment nul le plus proche

Soit $b_1 = 26{,}5\ \mathrm{cm}$ d'où $b = 12 + 2 \cdot 26{,}5 = 65\ \mathrm{cm}$.



détermination des efforts agissants sur la poutrelle

On détermine les moments agissants aux differents appuis et travées à l'aide de la méthode forfaitaire (CCBA 68 Art 55 31).



moment isostatique $M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{419{,}57 \cdot (2{,}9)^2}{8} = 441{,}07\ \mathrm{Kg.ml}$.

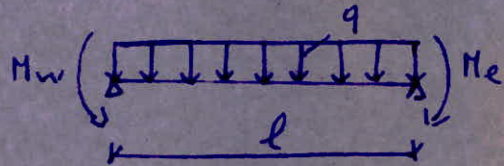
moments aux appuis

$$M_{(0)} = 0{,}2 M_0 = -0{,}2 \cdot 441{,}07 = -88{,}21\ \mathrm{Kg.ml}.$$

$M_1 = -0,5 M_0 = -220,53$ Kg.ml ; $M_2 = M_3 = -0,4 M_0 = -176,43$ Kg.ml.

moment maximal en Travée $M_{t\,max} = 0,81 M_0 = 357,27$ Kg.ml.

Efforts Tranchants



$$T_g = q\frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_d = -q\frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

Travée (0-1)

$$T_g = 419,57\,\frac{2,9}{2} + \frac{(0,2-0,5)M_0}{2,9} = 562,75 \text{ Kg.}$$

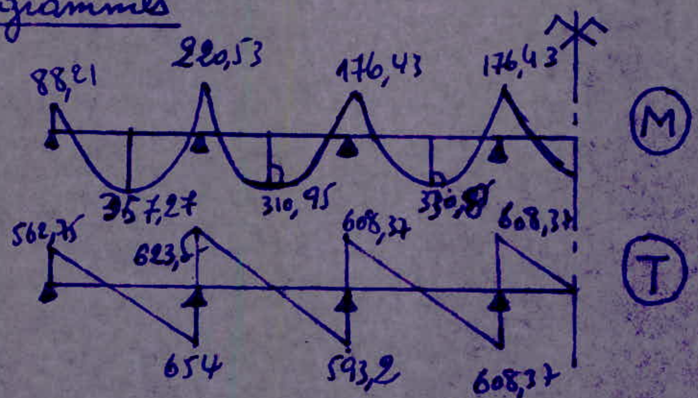
$$T_d = -419\,\frac{2,9}{2} + \frac{(0,2-0,5)M_0}{2,9} = -654 \text{ Kg.}$$

Travée (1-2) $T_g = 623,58$ Kg.

$T_d = -593,17$ Kg.

Le calcul est identique pour les autres Travées.

diagrammes



Calcul des armatures

on calculera les sections dont les moments sont maximaux

$M_{t\,max} = 357,27$ kg.ml ; $M_{a\,max} = 220,53$ kg.ml.

- Section en Travée (Methode de P. CHARON)

$M_t = 357,27$ kg.ml $\quad h = 20 - 2 = 18$ cm.

$$\mu = \frac{15 \cdot M_t}{\sigma_a\, b h^2} = \frac{15 \cdot 357,27 \cdot 10^2}{2800 \cdot 65 \cdot (18)^2} = 0,00908 \rightarrow \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9573 \\ K = 102 \\ \alpha = 0,1282 \end{array}$$

$y = \alpha h = 0,1282 \cdot 18 = 2,307$ cm $< h_0 = 4$ cm

donc l'Axe neutre tombe dans la Table de compression.

Par conséquent la section sera calculée comme une section rectangulaire de $b \times h = 65 \times 18$

$$- \sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{102} = 27,45 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

donc les armatures comprimées ne seront pas necessaires.

. Armatures tendues:

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a\, h\, \varepsilon} = \frac{357,27 \cdot 10^2}{2800 \cdot 18 \cdot 0,9573} = 0,74 \text{ cm}^2$$

on prendra 2T10 avec $A = 1,57 \text{ cm}^2$.

Section aux appuis

$$\mu = \frac{15\, M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b\, h^2} = \frac{15 \cdot 220,53 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 18^2} = 0,0304 \longrightarrow \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9248 \\ K = 51,5 \end{array}$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{51,5} = 54,37 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0.$$

Par contre

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot h \cdot \varepsilon} = \frac{220,53 \cdot 10^2}{2800 \cdot 18 \cdot 0,9248} = 0,47 \text{ cm}^2$$

on prendra: 1T10 avec $A = 0,78 \text{ cm}^2$.

Vérifications

. Vérification des contraintes

. En Travée

$$\tilde{\omega} = \frac{100\, A}{B\, h} = \frac{100 \cdot 1,57}{65 \cdot 18} = 0,1342 \longrightarrow \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9395 \\ K = 67,7 \end{array}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A\, \varepsilon\, h} = \frac{357,27 \cdot 10^2}{1,57 \cdot 0,9395 \cdot 18} = 1345,63 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1345,63}{67,7} = 20 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Vérifiée.

. Aux appuis

$$\tilde{\omega} = \frac{100\, A}{b\, h} = \frac{100 \cdot 0,78}{12 \cdot 18} = 0,361 \longrightarrow \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9069 \\ K = 38,7 \end{array}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A\, \varepsilon\, h} = \frac{220,53 \cdot 10^2}{0,78 \cdot 0,9069 \cdot 18} = 1732 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a.$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = 44,8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

Vérifiée

Vérification de la condition de non fragilité (Art 52 - CCBA 68)

. En Travée: $A \geq 0,69\, b\, h \dfrac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \dfrac{5,9}{4200} = 1,13 \text{ cm}^2$ Vérifiée

. Aux appuis $A \geq 0,69 \cdot 12 \cdot 18 \dfrac{5,9}{4200} = 0,21 \text{ cm}^2$ Vérifiée

Vérification à la fissuration

$\bar{\omega}_f = \dfrac{A}{B_f} = \dfrac{1,57}{2.12.2} = 0,0327$ cela en Travée.

fissuration peu nuisible $k = 1,5.10^6$; Acier H.A $\eta = 1,6$ et $\phi = 1,0$ cm

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1+10.\bar{\omega}_f} = 1,5.10^6 \frac{1,6}{10} \frac{0,0327}{1+10.0,0327} = 5914,1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4\sqrt{\frac{k.\eta\,\bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4\sqrt{\frac{1,5.10^6.1,6.5,9}{10}} = 2856 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \min\begin{cases}\max(\sigma_1,\sigma_2) = 5914,1 \text{ Kg/cm}^2\\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2\end{cases}$$ Vérifiée

- Au appui.

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{0,78}{2.12.2} = 0,01625$$

$$\sigma_1 = k.\frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} = 3354,84 \text{ Kg/cm}^2 \ ; \ \sigma_2 = 2,4\sqrt{\frac{k.\eta\,\bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2856 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \min\begin{cases}\max(\sigma_1,\sigma_2) = 3354,84 \text{ kg/cm}^2\\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2\end{cases}$$ Vérifiée

Vérification de la flèche (Art 58,4, CCBA68)

Le règlement préconise qu'il est inutile de vérifier la flèche des planchers à corps creux lorsque les conditions ci-après sont vérifiées -

1/ $\dfrac{h_t}{l} \geq \dfrac{M_t}{15 M_0}$ M_t = moment fléchissant maximal en Travée

M_0 = " " " isostatique

h_t = hauteur Totale.

2/ $\bar{\omega} = \dfrac{A}{b_0 h} < \dfrac{36}{\sigma_{en}}$ l = portée de la poutrelle.

h = hauteur utile

3/ $\dfrac{h_t}{l} > \dfrac{1}{22,5}$. donc ces conditions sont à vérifier pour :

$M_t = 357,27$ Kg.ml ; $M_0 = 441,07$ Kg.ml ; $h_t = 20$ cm ; $h = 18$ cm

1. $\dfrac{20}{290} = 0,0689 > \dfrac{357,27}{15.441,07} = 0,054$ (Vérifiée)

2. $\bar{\omega} = \dfrac{A}{b_0 h} = \dfrac{1,57}{12.18} = 0,0073 < \dfrac{36}{4200} = 0,0086$ (Vérifiée)

3. $\dfrac{h_t}{l} = \dfrac{20}{290} = 0,0689 > \dfrac{1}{22,5} = 0,0444$ (Vérifiée)

donc la Vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Vérification de l'adhérence pour l'entrainement des armatures (Art 28.CC

on doit vérifier que : $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$ avec :

$\tau_d = \frac{T_{max}}{n.p.z}$ { n : nombre de barres isolées ($n = 2$)
P : Perimètre $P = \pi\phi = 3,14 . 1 = 3,14$ cm.
$z = \frac{7}{8}h = \frac{7}{8}.18 = 15,75$ cm

avec $T_{max} = 654$ Kg. on a. $\tau_d = \frac{654}{2.3,14.15,75} = 6,612$ Kg/cm²

par contre : $\bar{\tau}_d = 2.\psi_d.\bar{\sigma}_b$ où $\psi_d = 1,5$ pour l'acier H.A

donc $\bar{\tau}_d = 2.1,5.5,9 = 17,7$ Kg/cm²

d'où $\bar{\tau}_d = 17,7$ Kg/cm² $> \tau_d = 6,612$ Kg/cm² Vérifiée

Calcul des armatures Transversales

On adoptera les mêmes armatures Transversales pour toutes les poutrelles, ces armatures seront calculées à partir de l'effort Tranchant max $T = 654$ Kg.

τ_b = contrainte de cisaillement $= \frac{T}{b_0 z}$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0.\frac{7}{8}h} = \frac{654}{12.\frac{7}{8}.18} = 3,46 \text{ Kg/cm}^2$$

Par $\bar{\tau}_b = 3,5\bar{\sigma}_b$ si $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b_0}$; et $\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right)\bar{\sigma}_b$ si $\bar{\sigma}'_{b_0} < \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$

dans la section sur appui on a $\sigma'_b = 44,88$ Kg/cm² $< \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5$ Kg/cm²

donc : $\bar{\tau}_b = 3,5\bar{\sigma}_b = 3,5.5,9 = 20,65$ Kg/cm² $> \tau_b = 3,46$ Kg/cm² Vérifiée

Comme armatures Transversales perpendiculaires à la ligne moyenne, On prendra des $\phi 6$ de nuance $F_e E22$

Calcul de la contrainte de Traction admissible des armatures Transversales

on a un ~~[illegible]~~ $\phi 6$ d'où $A_t = 0,56$ cm² (~~[illegible]~~)

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \sigma_{en}$ avec : $\rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{3,46}{9.5,9} = 0,935 > \frac{2}{3}$

donc $\bar{\sigma}_a = 0,935 . 2200 = 2057$ Kg/cm²

Espacement des armatures Transversales.

$$t \leq \frac{A_t . z . \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56.15,75.2057}{654} = 27,74 \text{ cm}.$$

$$\bar{t} = \max \begin{cases} 0,2h = 0,2.18 = 3,6\text{cm}. \\ \left(1 - 0,3\frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right)h = \left(1 - 0,3\frac{3,46}{5,9}\right).18 = 14,83\text{cm} \end{cases}$$

On prendra $t = 14$ cm. le 1er cours d'armatures sera à $\frac{t}{2} = 7$ cm de l'appui. Ensuite l'espacement sera constant $t = 14$ cm.

Ferraillage de la Table de Compression (Art 58. CCBA 68)

La Table de Compression sera armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles n'excèdent pas :
20cm (5∅ p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures
33cm (3∅ p.m) pour les armatures parallèles aux nervures

Quand l'écartement l_n entre axes des nervures est compris entre 50 et 80cm, ce qui est notre cas.
La section des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à $43 \frac{l_n}{\sigma_{en}}$ avec $l_n = 65\,cm$; $\sigma_{en} = 5300\,Kg/cm^2$ ($\phi \leq 6\,mm$)

donc :

$$43 \frac{l_n}{\sigma_{en}} = \frac{43 . 65}{5300} = 0,53\,cm^2 = A_\perp \quad \text{Soit } (5\phi 5\ p.m) \text{ avec } A_\perp = 0,98\,cm^2$$

Pour les armatures parallèles, $A_{//}$, aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{1}{2} A_\perp = 0,49\,cm^2 \quad \text{on prendra } (3\phi 5.p\,m) \text{ avec } A_{//} = 0,59\,cm^2$$

B. Calcul des poutrelles de la grande Salle.

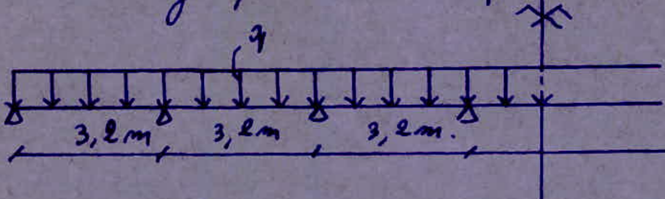
Ce sont des poutrelles métalliques de section en Té.

Poids propre du plancher $G = 616,5\,Kg/m^2$
Surcharge d'exploitation $P = 100\,Kg/m^2$

La combinaison la plus défavorable donnée par le CM 66 donne

$$\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P = \frac{4}{3} 616,5 + \frac{3}{2} 100 = 972\,Kg/m^2$$

La charge q revenant à la poutrelle est : $q = 972 \times 0,65 = 631,8\,Kg/ml$

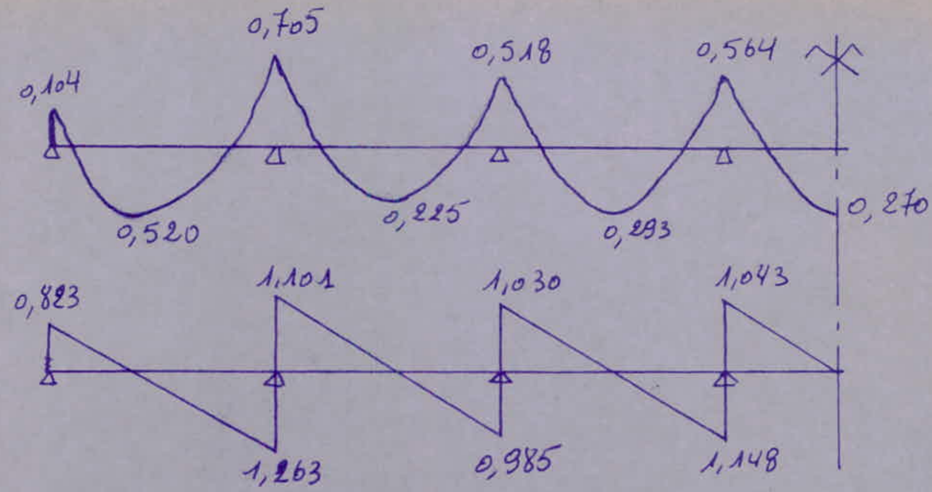


Calcul des efforts

Pour la détermination des efforts on utilise la méthode de l'équation des Trois moments.

$$M_{i-1}\, l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}\, l_{i+1} = -6 \left[\frac{r_i\, a_i}{l_i} + \frac{r_{i+1} . b_{i+1}}{l_{i+1}} \right]$$

Les valeurs des efforts seront reportées sur le diagramme.

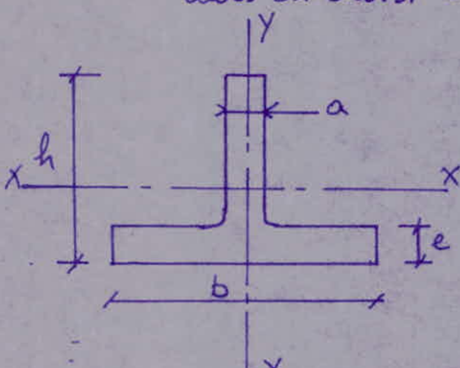


dimensionnement.

$M_{max} = 0,705\ t.ml.$

$$\frac{M_{max}}{W_x} \leq \sigma_e \longrightarrow W_x \geq \frac{M_{max}}{\sigma_e} = \frac{0,705.10^5}{2400} = 29,379\ cm^3$$

alors on choisi 1 Té (Profil IPER) ayant les caractéristiques suivantes:



$W_x = 30,1\ cm^3$ $A = 23,75\ cm^2$
$I_x = 284,6\ cm^4$ $a = 0,75\ cm$
$b = 11,8\ cm$ $e = 1,23\ cm$
$h = 12,25\ cm.$ $P = 18,64\ Kg/ml.$

Vérifications. Vérifions la contrainte de flexion σ_f

$$\sigma_f = \frac{M}{W_x} = \frac{705,1.10^2}{30,1} = 2342,5\ Kg/cm^2 < \sigma_e \quad \text{vérifiée.}$$

Effort Tranchant on utilise la formule simplifiée

$$\tau = \frac{T}{A_a} = \frac{1263}{0,75(12,25-1,23)} = 152,87\ Kg/cm^2 < 1558\ Kg/cm^2 \quad \text{Vérifiée}$$

flèche avec les charges non pondérées $q = G + P = 400,7 + 65 = 465,7$

ou bien $q = 465,7 + 18,64 = 484,34\ Kg/ml.$

$$F = \frac{5\,q\,l^4}{384 . E\, I_x} = \frac{5 . 484,37 . (320)^4 . 10^{-2}}{384 . 2,1 . 10^6 . 284,6} = 1,106\ cm$$

Par contre $F_a = \frac{1}{200}\, l = \frac{1}{200}\, 320 = 1,6\ cm > F$ - Vérifiée -

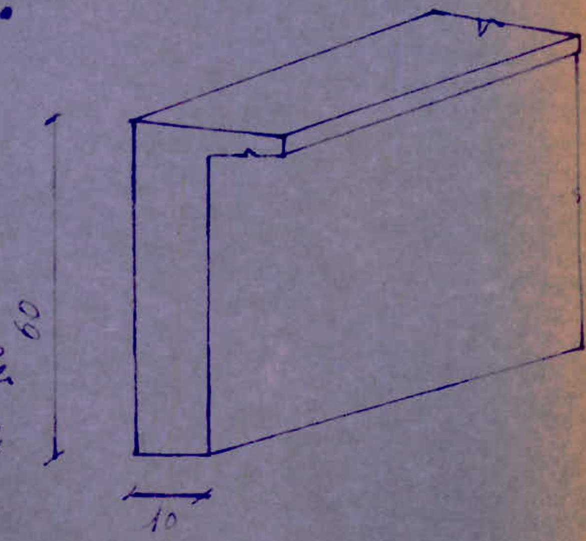
Calcul de l'Acrotère

Epaisseur $e = 10\,cm$
Hauteur $h = 60\,cm$
largeur $b = 100\,cm$.

. Le calcul se fait par mètre linéaire d'acrotère !

. L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher.

. La section dangereuse est celle de l'encastrement.



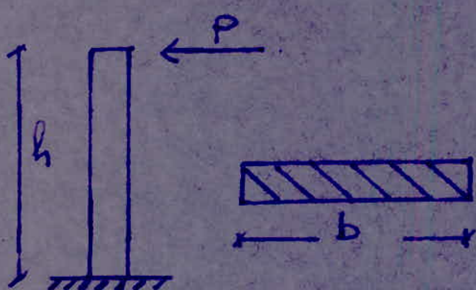
Charges et surcharges

. Poids propre $0{,}1 \cdot 0{,}6 \cdot 1{,}0 \times 2500 = 150$ Kg/ml.

. Surcharge due à la main courante : $S = 100$ Kg/ml

. En tenant compte de la pondération $P = 1{,}2 \cdot S = 120$ Kg/ml

Schema statique



Le moment produit à l'encastrement est :

$M = P \cdot h = 120 \cdot 0{,}6 = 72$ kg.m/ml.

. L'effort normal dû au poids propre est :

$N = 150$ Kg/ml.

calcul de l'excentricité : $e_0 = \dfrac{M}{N} = \dfrac{72 \cdot 10^2}{150} = 48\,cm > \dfrac{h_t}{6} = \dfrac{10}{6} = 1{,}66\,cm$

La section est donc partiellement comprimée.

Le calcul se fait en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif

$\mathcal{M}$: moment de flexion par rapport au centre de gravité des armatures tendues : $\mathcal{M} = N \cdot f = N \cdot \left[e_0 + \left(\dfrac{h_t}{2} - d\right)\right] = 150 \cdot \left[48 + \left(\dfrac{10}{2} - 2\right)\right]$

$\mathcal{M} = 76{,}5$ Kg.m/ml.

en utilisant la methode de P. CHARON. on a :

$\mu = \dfrac{15\,\mathcal{M}}{\overline{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \dfrac{15 \cdot 76{,}5 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0{,}0064 \longrightarrow \begin{array}{l} \varepsilon = 0{,}9637 \\ K = 128{,}00 \end{array}$

$$A_1 = \frac{M}{\overline{\sigma_a}.\ \varepsilon.\ h} = \frac{76,5.10^2}{2800.0,9637.8} = 0,354\,cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\overline{\sigma_a}} = 0,354 - \frac{150}{2800} = 0,3\,cm^2$$

on a une section faible, donc on adoptera une section minimale imposée par la condition de non fragilité (Art. 52. CCBA68)

$$A \geqslant 0,69.\,bh\,\frac{\overline{\sigma_b}}{\sigma_{en}} = 0,69.100.8\,\frac{5,9}{4200} = 0,77\,cm^2$$

soit 4 T6/ml espacé de 25 cm, avec $A = 1,13\,cm^2$.

Vérification à la fissuration

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,13}{2.2.100} = 0,00282\ ,\quad K = 1,0.10^6 : \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_1 = K\,\frac{\eta}{\phi}\,\frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\tilde{\omega}_f} = 10^6.\frac{1,6}{6}\,\frac{0,00282}{1+10.0,00282} = 732,6\,Kg/cm^2.$$

$$\sigma_2 = 2,4\sqrt{\frac{K\eta.\overline{\sigma_b}}{\phi}} = \sqrt{\frac{10^6.1,6.5,9}{6}}.2,4 = 3010,38\,Kg/cm^2$$

$$\sigma_a < \overline{\sigma_a} < \max(\sigma_1, \sigma_2).$$

Vérification à l'effort Tranchant (art 35.32. CCBA68)

$$A.\overline{\sigma_a} \geqslant T + \frac{M}{z} = 120 - \frac{72.10^2}{\frac{7}{8}\,8} < 0$$

Il n'est pas nécessaire d'utiliser des armatures inférieures pour reprendre les efforts Tranchants.

Vérification au séisme (Art 3.33. PS69)

$F_H = \sigma.W$ $\quad\sigma$: coeff. sismique local uniforme

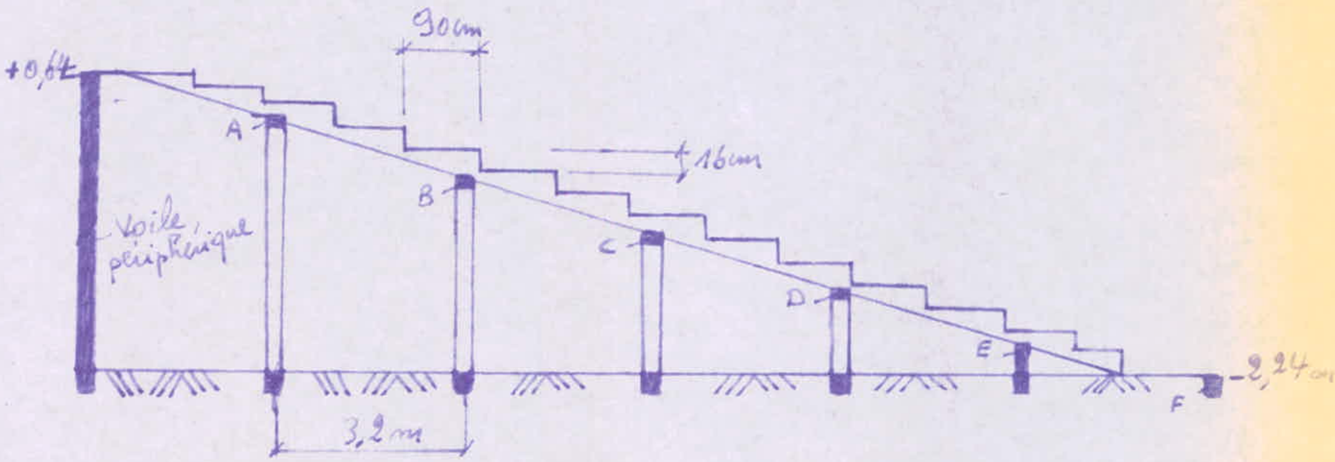
$\sigma = 0,2 + 0,10\,\alpha$ comme on est en zone II $\alpha = 1$ donc $\sigma = 0,3$

W : charge verticale soumise à l'action sismique $W = G = 150\,Kg/ml$

$F_H = 150.0,3 = 45\,Kg/ml$ on remarque que cette force est inférieure à $1,2P = 120\,Kg/ml$ donc -Vérifié-

. Il faut noter qu'on ferraillera par 2 nappes étant donné que la surcharge $S = 100\,Kg/ml$ peut bien être dans les deux sens

calcul de la rampe



Cette rampe se situera entre le niveau (+0,64) et le niveau (-2,24m). Elle vient s'appuyer sur des poutres continues (A; B; C; D; E; F); ces poutres s'appuyent sur des poteaux.

1./ Prédimensionnement.

. Epaisseur de la paillasse : e.

$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$ $\frac{320}{30} \leq e \leq \frac{320}{20}$; $10,7 \leq e < 16$ d'où on prendra $e = 12$ cm.

. Inclinaison. $tg\,\alpha = \frac{2,88}{17,6} = 0,164 \longrightarrow \alpha = 9,3°$

$\sin\alpha = 0,167$; $\cos\alpha = 0,986$

. Largeur des marches $l = 90$ cm ; hauteur $h = 16$ cm.

. Longueur de la paillasse : $L = \frac{H}{\sin\alpha} = \frac{2,88}{0,167} = 17,82$ cm.

2/ Charges et surcharges

Elles sont évaluées par mètre de projection horizontale. Les marches sont considerées comme des charges uniformement réparties sur la paillasse.

. Paillasse : On fera le calcul pour un mètre linéaire de largeur

Poids propre de la paillasse $\quad 0{,}12.\frac{2500}{\cos\alpha} = 304{,}26$ Kg/m²

Poids propre des marches $\quad \frac{2200 \times h}{2} = \frac{2200 \times 0{,}16}{2} = 176$ Kg/m²

carrelage + revêtement $\quad 84$ Kg/m²

$G = 564{,}26$ Kg/m²

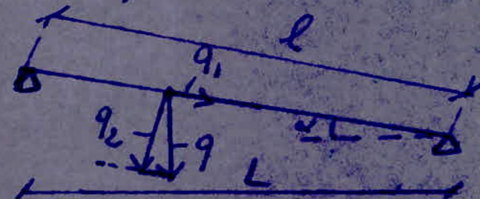
Surcharge d'exploitation pour une salle de réunion : $\quad S = 500$ Kg/m²

d'où pour un mètre linéaire : $G = 564{,}26$ Kg/ml.

$S = 500$ Kg/ml

$$q = G + 1{,}2P = 564{,}26 + 1{,}2.500 = 1{,}17 \text{ t/ml.}$$

décomposition de q pour une travée



· $q_1 \perp$ à la paillasse $= q \cos\alpha$, fléchit la paillasse mais intéresse un mètre horizontal car la charge du mètre courant incliné n'est que : $q.\cos^2\alpha$ donc le moment est :

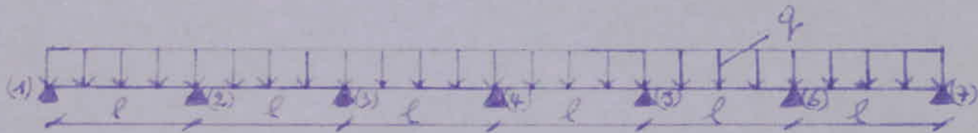
$$M = \frac{q\cos^2\alpha . l^2}{8}$$ on remplace $l = \frac{L}{\cos\alpha}$ donc

$M = \frac{qL^2}{8}$; c'est à dire le moment dans la paillasse inclinée est le même que celui d'une poutre de même portée horizontale et chargée de q.

· $q_2 = q.\sin\alpha$, par contre, est un effort normal par unité de longueur horizontal ; l'effort normal total vaut $qL\sin\alpha$; mais il se décompose en chaque extrémité en $qL\frac{\sin\alpha}{2}$, ceci donne pour une travée de la paillasse un effort normal de traction variant de 0 à $q\,l\,\frac{\sin\alpha}{2}$ cela pour la moitié supérieure de la travée ; par contre la moitié inférieure reçoit une compression – Cet effort normal est négligeable $\quad qL\frac{\sin\alpha}{2} = \frac{1{,}17.2{,}9.0{,}161}{2} = 284$ kg ce qui donne pour une largeur 1m une contrainte de béton $\sigma' = \frac{284}{100.12} = 0{,}2$ Kg/cm² qui est négligeable aussi bien en traction, qu'en compression –

A l'extrémité ce $q\frac{L}{2}\sin\alpha$ va s'ajouter à l'effort tranchant $qL\frac{\cos\alpha}{2}$, dû à la charge q_1, pour donner une résultante verticale $= q\frac{L}{2}$

Schema statique : on considère la paillasse comme une poutre de 1ml de largeur :



methode de calcul : on prendra la methode forfaitaire (Art 55.3.1. CCBA68)

moment isostatique $M_0 = \frac{ql^2}{8}$ l est pris entre nus = 2,90 m.

$M_0 = \frac{1,17.(2,9)^2}{8} = 1,23$ t.ml.

. moments aux appuis

$M_1 = M_7 = -0,2 M_0 = -0,2.1,23 = -0,246$ t.ml.

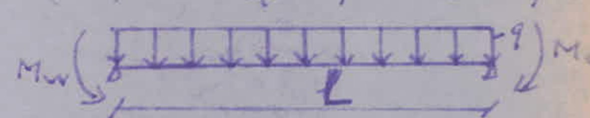
$M_2 = M_6 = -0,5 M_0 = -0,5.1,23 = -0,62$ t.ml.

$M_3 = M_4 = M_5 = -0,4 M_0 = -0,4.1,23 = -0,5$ t.ml.

. moments en Travées

. Travée (1-2) : $M_t = 0,81 M_0 = 1$ t.ml
. Travée (2-3) : $M_t = 0,705 M_0 = 0,87$ t.ml
. Travée (3-4) : $M_t = 0,75 M_0 = 0,93$ t.ml.

. Efforts Tranchants



$T_g = q\frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$

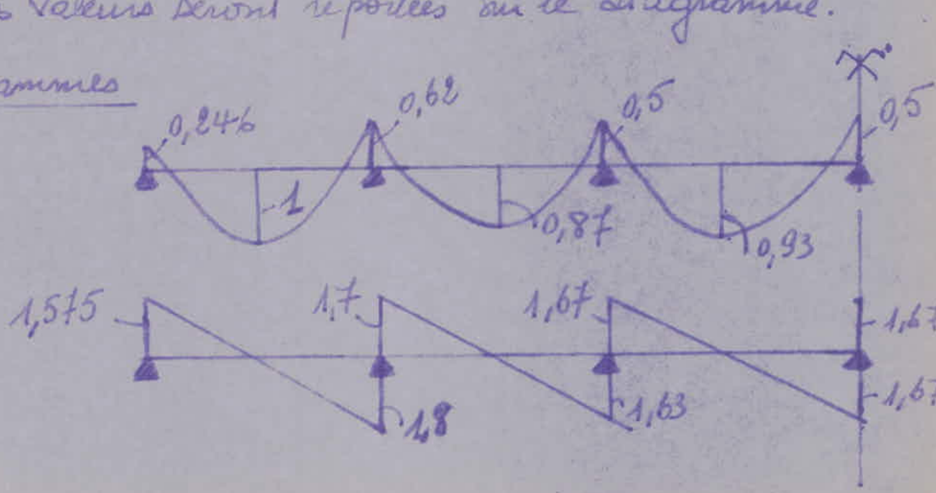
$T_d = -q\frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$

. Travée (1-2) $T_g = \frac{1.17.2,9}{2} + \frac{(0,2-0,5)1,23}{2,9} = 1,575$ t

$T_d = -\frac{1.17.2,9}{2} + \frac{(0,2-0,5).1,23}{2,9} = -1,8$ t

Les autres valeurs seront reportées sur le diagramme.

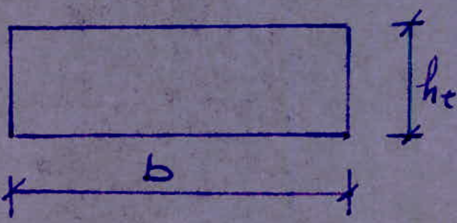
. diagrammes



Calcul des armatures

. Travées

$b = 100 cm$; $h_t = 12 cm$.



$M_{t\,max} = 1\ t.ml$.

methode de calcul de P. CHARON.

h : hauteur utile $= 10 cm$.

$$\mu = \frac{15.\,M_t}{\overline{\sigma}_a.\,b\,h^2} = \frac{15.\,1.\,10^5}{2800.\,100.\,10^2} = 0{,}0536 \longrightarrow \begin{matrix} \varepsilon = 0{,}9031 \\ K = 36{,}6. \end{matrix}$$

$$\sigma'_b = \frac{\overline{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{36{,}6} = 76{,}5\ Kg/cm^2 < \overline{\sigma}'_b = 137\ Kg/cm^2$$ donc les aciers comprimés ne sont pas necessaires.

$$A = \frac{M_t}{\overline{\sigma}_a.\,\varepsilon\,h} = \frac{1.10^5}{2800.\,0{,}9031.\,10} = 3{,}95\ cm^2$$ on choisira 6T10 par ml avec $A = 4{,}71 cm^2$.

. Appuis $M_a = 0{,}62\ t.ml$.

$$\mu = 0{,}0332 \longrightarrow \begin{matrix} \varepsilon = 0{,}9216 \\ K = 48{,}8 \end{matrix} ; \quad \sigma'_b = \frac{2800}{48{,}8} = 57{,}4\ Kg/cm^2 < \overline{\sigma}'_b$$

donc on n'a pas besoin d'aciers comprimés.

$$A = \frac{0{,}62.\,10^5}{2800.\,0{,}9216.\,10} = 2{,}41\ cm^2$$ $\longrightarrow$ on prend 6T10 par ml avec $A = 4{,}71$

Etant donné que les moments ne varient pas beaucoup, on maintiendra le même ferraillage pour les autres travées, egalement pour les appuis.

Vérifications :

a/. Les contraintes

. Travées :

$$\tilde{\omega} = \frac{A.10^2}{b\,h} = \frac{4{,}71.\,10^2}{10^2.\,10} = 0{,}471 \longrightarrow \begin{matrix} \varepsilon = 0{,}8960 \\ K = 33{,}1. \end{matrix}$$

$$\sigma_a = \frac{M_t}{A\,\varepsilon\,h} = \frac{1.\,10^5}{4{,}71.\,0{,}8960.\,10} = 2369{,}58\ Kg/cm^2 < \overline{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2369{,}58}{33.1} = 71{,}6\ Kg/cm^2 < \overline{\sigma}'_b$$ Vérifiée

. Appuis

$\tilde{\omega} = 0{,}314$; $\varepsilon = 0{,}9123$; $K = 42$

$\sigma_a = 2164{,}33\ Kg/cm^2 < \overline{\sigma}_a$; $\sigma'_b = 51{,}3\ Kg/cm^2 < \overline{\sigma}'_b$

Vérifiée

<u>condition de non fragilité</u>

$$A \geqslant 0{,}69 . b . h . \frac{\overline{\sigma_b}}{\sigma_{en}} = 0{,}69 . 100 . 10 . \frac{5{,}9}{4200} = 0{,}97 \text{ cm}^2$$

<u>Vérifiée</u>

. <u>Vérification de la flèche</u>

on vérifie la condition la plus restrictive :

$$\frac{A}{b.h} \leq \frac{45}{\sigma_{en}} = 0{,}0102 \; ; \; \frac{A}{b\,h} = \frac{4{,}71}{100.10} = 4{,}71 . 10^{-3}$$

<u>Vérifiée</u>

. <u>Armatures Transversales.</u>

. <u>Contrainte de cisaillement max.</u>

$$T_{max} = 1{,}8\,t \qquad \tau_b = \frac{T_{max}}{b.z} = \frac{1{,}8 . 10^3}{100 . \frac{7}{8} . 10} = 2{,}057 \text{ Kg/cm}^2$$

donc $\tau_b = 2{,}057 \text{ Kg/cm}^2 < 1{,}15\, \overline{\sigma}_b = 6{,}78 \text{ Kg/cm}^2$

Alors les armatures Transversales ne sont pas nécessaires

. <u>Vérification de l'effort Tranchant à l'appui</u>

$$A \overline{\sigma}_a \geqslant T + \frac{M}{z} \qquad T = 1{,}8\,t \; ; \; M = 0{,}62\, t.ml.$$

$$T + \frac{M}{z} = 1800 - \frac{0{,}62 . 10^5}{\frac{7}{8}\, 10} = -5261{,}7 < 0$$ <u>Vérifiée</u>

donc les armatures inférieures ne sont pas necessaires

On Prevoit des armatures de repartitions 5T8 par ml.

Calcul des poutres sous la rampe.

1.1. PRedimensionnement.

On prendra la même hauteur pour toutes les poutres sous la rampe $h_t = 40\,cm$; et la largeur $b = 30\,cm$.

1.1/. Calcul de la poutre A

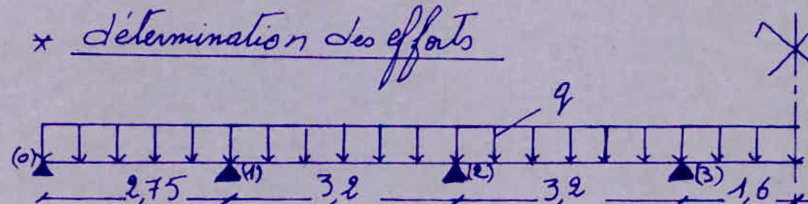
* Charges et surcharges

. Reaction due à la rampe = 3,5 t/ml.

. Poids propre de la poutre $0{,}4 \times 0{,}3 \times 2500 = 0{,}3\ t/ml$

donc $q = 3{,}5 + 0{,}3 = 3{,}8\ t/ml$.

* détermination des efforts



Pour ce calcul on utilise la methode des 3 moments :
Equation des 3 moments :

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = -6\left[\frac{\Omega_i a_i}{l_i} + \frac{\Omega_{i+1} \cdot b_{i+1}}{l_{i+1}}\right]$$

$i = 1$ on a :
$$M_0 l_1 + 2M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -6\left[\frac{\Omega_1 a_1}{l_1} + \frac{\Omega_2 \cdot b_2}{l_2}\right] \quad (1)$$

$i = 2$:
$$M_1 l_2 + 2M_2 (l_2 + l_3) + M_3 l_3 = -6\left[\frac{\Omega_2 a_2}{l_2} + \frac{\Omega_3 b_3}{l_3}\right] \quad (2)$$

Pour les différents coefficients de ces 2 equations on a :

$\Omega_1 = \frac{2}{3} l h$ avec $l = l_1 = 2{,}75\,m$; $h = q\frac{l_1^2}{8} = 3{,}6\ t.ml$.

$a_1 = b_1 = \frac{l_1}{2} = 1{,}375\,m$; $\Omega_1 = \frac{2}{3} . 2{,}75 . 3{,}6 = 6{,}6$

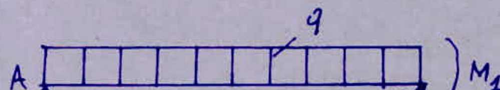
$\Omega_2 = \frac{2}{3} l h$ avec $l = 3{,}2\,m = l_2$ $h = q\frac{l_2^2}{8} = 4{,}864$ d'où $\Omega_2 = 10{,}4$

$M_0 = 0$; $M_2 = M_3$ (raison de symetrie) — On reporte ces valeurs dans les deux équations on obtient :

$M_1 = -3{,}33\ t.ml$; $M_2 = M_3 = -3{,}123\ t.ml$.

. moments en Travées

Travée (0-1)



$M(x) = R_A . x - q\frac{x^2}{2}$ avec $R_A = 3{,}880\ t$

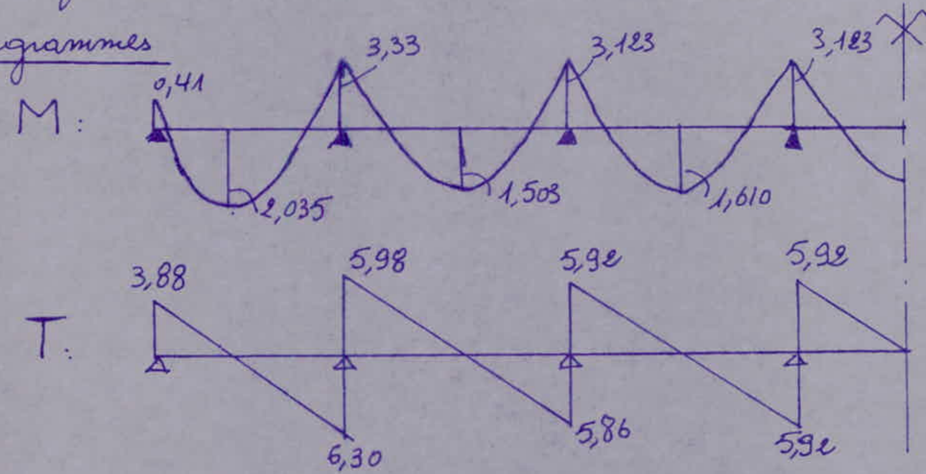
$\frac{dM}{dx} = R_A - qx = 0 \Rightarrow x = 1{,}048\,m$ d'où $M_{max} = M(1{,}048) = 2{,}035\,t.ml$

$T(0) = R_A = 3{,}880\,t$; $T(2{,}75) = R_B = -6{,}30\,t$.

Pour l'appui (0) on prend un moment forfaitaire $M_0 = 0{,}2 M_t = 0{,}41\,t.ml$

le calcul est identique pour les autres Travées, les valeurs seront reportées sur le diagramme.

diagrammes



détermination des armatures

. En Travée : $M_t = 2{,}035\,t.ml$ (Travée 0-1). ; $h = 36\,cm$

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15.2{,}035.10^5}{2800.30.36^2} = 0{,}028 \longrightarrow \varepsilon = 0{,}9275 \ ; \ K = 54$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{54} = 51{,}85\,Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b'$$ donc les armatures comprimées sont inutiles.

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a.\varepsilon.h} = \frac{2{,}035.10^5}{2800.0{,}9275.36} = 2{,}176\,cm^2$$ on prend 3T14 avec $A = 4{,}62\,cm^2$

. En Appui : $M_{a\,max} = 3{,}33\,t.ml$.

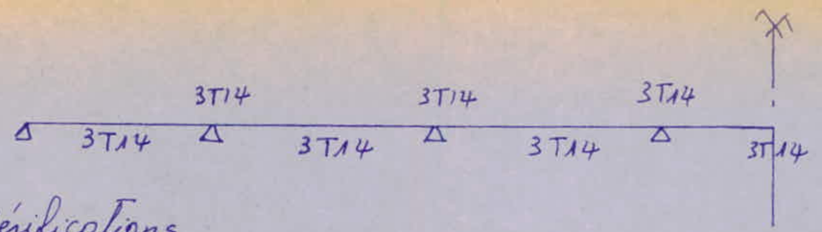
$\mu = 0{,}046 \longrightarrow \varepsilon = 0{,}8975$; $K = 33{,}6$

$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 83{,}33\,Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b'$ donc $A' = 0\,cm^2$

$$A = \frac{M_{a\,max}}{\bar{\sigma}_a.\varepsilon.h} = \frac{3{,}33.10^5}{2800.0{,}8975.36} = 3{,}7\,cm^2$$ on prend 3T14 ; $A = 4{,}62\,cm^2$

le ferraillage minimum est : étant donné que $\omega_{min} = 0{,}3\%$ donc :

$A = 0{,}3.30.40.10^{-2} = 3{,}6\,cm^2$. donc Vu, que pour les moments max dans les deux Sections (Travée, Appui) ont donné une Section d'armatures de 3T14, alors on gardera ce ferraillage (minimum) pour la suite des sections. d'où les sections adoptées pour cette poutre :



. Vérifications

. Condition de non fragilité

$$A \geq 0{,}69\, b\, h . \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0{,}69 . 30 . 36 . \frac{5{,}9}{4200} = 1{,}047 \text{ cm}^2$$

Vérifiée

. Vérification des contraintes

$$\bar{\omega} = 100 . \frac{A}{bh} = 100 \frac{4{,}62}{30.36} = 0{,}427 \longrightarrow \varepsilon = 0{,}9000 ; \; K = 35$$

. Travée. $M_t = 2{,}035$ t.ml.

$$\sigma_a = \frac{M_t}{A . \varepsilon . h} = \frac{2{,}035 . 10^5}{4{,}62 . 0{,}9 . 36} = 1360 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a .$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1360}{35} = 39 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

. Appui $M_a = 3{,}33$ t.ml

$$\sigma_a = \frac{3{,}33 . 10^5}{4{,}62 . 0{,}9 . 36} = 2225{,}45 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = 63{,}6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

Vérifiée.

Vérification à la fissuration

$$A = 4{,}62 \text{ cm}^2 \qquad \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4{,}62}{2.4.30} = 0{,}019$$

$$\sigma_1 = K \eta \frac{\bar{\omega}_f}{\phi\,[1 + 10 . \bar{\omega}_f]} = 1{,}5 . 10^6 . 1{,}6 \frac{0{,}019}{14\,[1 + 10 . 0{,}019]} = 2737 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2{,}4 \sqrt{\frac{K \eta . \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2413{,}7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\min\,[\bar{\sigma}_a , \bar{\sigma}_f] = \sigma_1 = 2737 \text{ Kg/cm}^2 > \sigma_a = 2225{,}45 \text{ Kg/cm}^2$$

Vérifiée.

. flèche (Art 61. CCBA 68)

on vérifie les conditions pour lesquelles la Vérification de la flèche est inutile

- $\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{en}}$ $\qquad \frac{A}{bh} = \frac{4{,}62}{30.36} = 0{,}427 . 10^{-2} < \frac{43}{4200} = 1{,}02 . 10^{-2}$
- $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$ $\qquad \frac{h_t}{l} = \frac{40}{275} = 0{,}145 > \frac{1}{16} = 0{,}0625$
- $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_o}$ $\qquad \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_o} = \frac{2{,}035}{10 . 3{,}6} = 0{,}056 < 0{,}145$

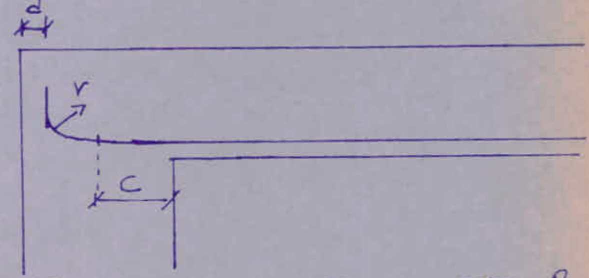
Vérifiée

Vérification de l'adhérence

$\tau_d = \dfrac{T}{n\,p\,z} = \dfrac{6,3.10^3}{3.3,14.1,4.\frac{7}{8}36} = 15,16\ Kg/cm^2$

$\bar{\tau}_d = 2\psi\,\bar{\sigma}_b = 2.1,5.5,9 = 17,7\ Kg/cm^2$ donc $\tau_d < \bar{\tau}_d$ Vérifiée

Condition aux appuis



c = longueur d'appui à partir de laquelle commence l'ancrage des armatures

$c \geq c_0 = \dfrac{2T}{b\,\bar{\sigma}'_{b0}}$

c_0 = Longueur de la bielle de béton nécessaire pour Transmettre les efforts de la poutre au poteau.

$C_0 = \dfrac{2.6,3.10^3}{30.\ 68,5} = 6,14\ cm$ par contre $C = a - [d+r] = 30 - [4+7] = 19\ cm$

où $r = 5\varnothing = 5.1,4 = 7$ donc $C_0 < C$ Vérifiée

Vérification de l'effort Tranchant

Les aciers inférieurs doivent Vérifier au niveau de l'appui la relation suivante:

$A\bar{\sigma}_a \geq T + \dfrac{M}{z}$ $\quad M = 0,41\ t.ml$ (Appui de rive) ; $T = 3,88\ t$

$T + \dfrac{M}{z} = 3,88.10^3 - \dfrac{0,41.10^5}{\frac{7}{8}36} = 2578,4\ kg < A\bar{\sigma}_a = 2800.4,62 = 12936\ kg$ Vérifiée

Armatures Transversales

$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0}$ on doit Vérifier alors $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 3,5\,\bar{\sigma}_b$

$\tau_b = \dfrac{T}{bz} = \dfrac{6300}{30.\frac{7}{8}36} = 6,70\ Kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 3,5.5,9 = 20,65\ Kg/cm^2$

On prend donc (1 cadre + 1 étrier), T8 $A_t = 2\ cm^2$

$\sigma_{at} = \rho_a\,\sigma_e$ avec $\rho_a = \max\begin{cases} \frac{2}{3} = 0,66 \\ 1 - \frac{\tau_0}{9\bar{\sigma}_b} = 0,874 \end{cases}$

d'où $\sigma_{at} = 0,874.4200 = 3670,8\ Kg/cm^2$.

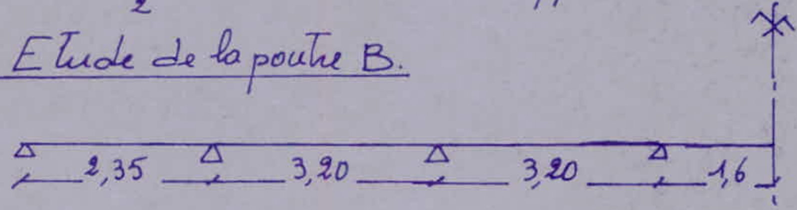
Calcul de l'espacement

$t \leq \dfrac{A_t . z . \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \dfrac{2.\frac{7}{8}36.\ 3670,8}{6300} = 36,71\ cm.$

$$\bar{t} = \max \begin{cases} 0,2h = 0,2.36 = 7,2\text{cm}. \\ \left(1 - 0,3\dfrac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right)h = \left[1 - 0,3\dfrac{6,70}{5,9}\right]36 = 23,73\text{cm}. \end{cases}$$

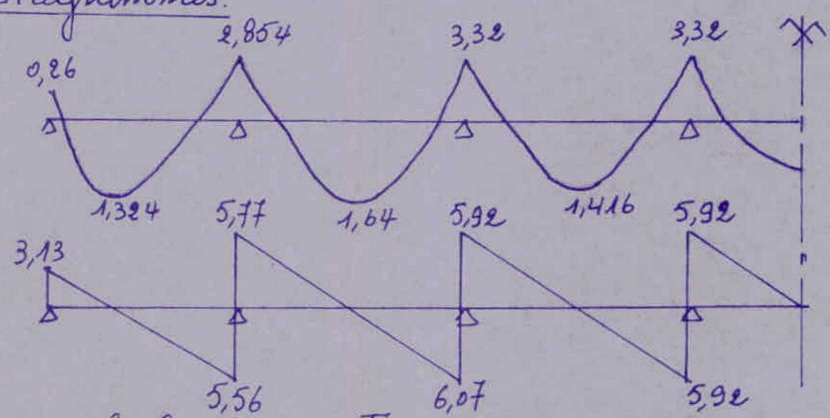
On prend alors un espacement constant $t = 14$cm ; le 1er cours sera placé à $\frac{t}{2} = 7$cm du nu de l'appui.

1.2/. Etude de la poutre B.



On fait le même calcul que pour la poutre A

diagrammes.



. Calcul des armatures

Travée : $M_t = 1,64$ t.ml ; $\mu = 0,022 \rightarrow \varepsilon = 0,9351$; $K = 62$
$\sigma_b' = 45,16$ Kg/cm² donc $A' = 0$ –

$A = 1,74$ cm² on adoptera la même section pour le reste des Travées 3T14 avec $A = 4,62$ cm².

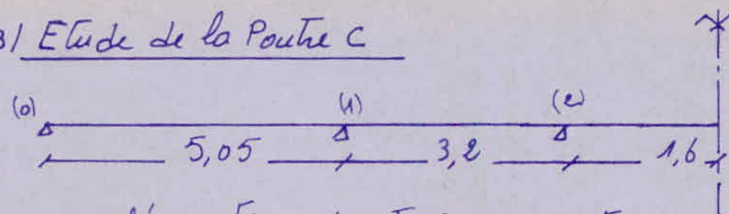
- Appui : $M_{a\,max} = 3,32$ t.ml ; $\mu = 0,0457$; $\varepsilon = 0,9098$; $K = 40,4$

$\sigma_b' = 69,3$ Kg/cm² $\longrightarrow A' = 0$ (Pas d'armatures comprimées)

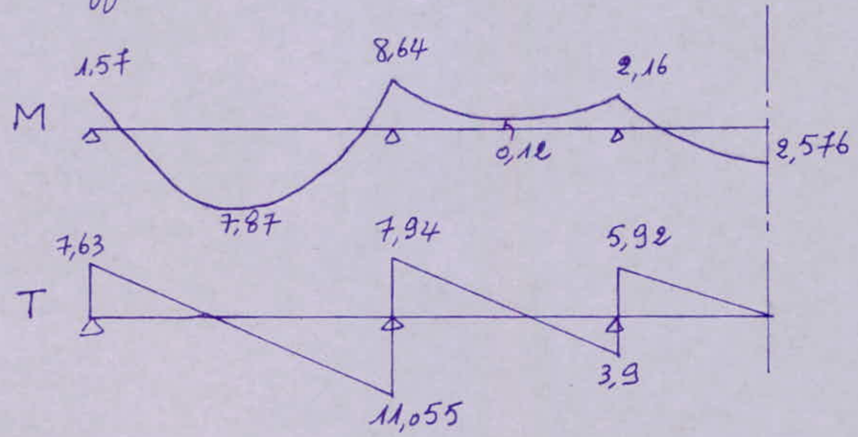
$A = 3,62$ cm² Soit 3T14. également on gardera cette même section pour le reste des appuis étant donné qu'on a pas une grande différence entre les moments.

Avec cette section d'armatures identiques à celle de poutre A, les Verifications sont satisfaites étant donné qu'elles le sont pour la poutre A qui est plus sollicitée que poutre B – donc on gardera les même armatures Transversales avec le même espacement

1.3/ Etude de la Poutre C



avec l'équation des trois moments on obtient les diagrammes des efforts



calcul des armatures

. Travee (0-1) $M_t = 7,87$ t.ml $\mu = 0,108 \longrightarrow \varepsilon = 0,8701$; $K = 23,5$
$\sigma'_b = 119,15$ Kg/cm² $< \bar{\sigma}'_b$ donc pas d'armatures comprimées.

$A = 8,973$ cm² $\longrightarrow$ on adopte 3T16 + 3T14 avec $A = 10,65$ cm²

. Appui (1) $M_a = 8,64$ t.ml. $\mu = 0,119 \longrightarrow \varepsilon = 0,8651$; $K = 22,06$

$\sigma'_b = 126,93$ Kg/cm² $< \bar{\sigma}'_b$ donc pas d'armatures comprimées.

$A = 9,91$ cm² on adopte 3T16 + 3T14 avec $A = 10,65$ cm²

Pour les autres Travées et appuis on rassemble les resultats dans le TAbleau

	Travée (1-2)	Travée (2-3)	Appui (0)	Appui (2)
M (t.ml)	0,12	2,576	1,57	2,16
μ	0,0016	0,0343	0,0209	0,0287
K	255	48	63,75	53,25
ε	0,9815	0,9206	0,9365	0,9267
σ'_b Kg/cm²	11	58,33	43,92	52,58
A_e cm²	0,12	2,78	1,66	2,31

Section adoptée : En Prenant en compte le ferraillage minimum on a :

(3T14) — (3T16+3T14) — (3T16+3T14) — (3T14) — (3T14) — (3T14)

Vérifications
. Contraintes

. Appui $M_a = 8,64\ t.ml$ $\quad \bar{\omega}_g = 100 \frac{A}{bh} = 0,986 \rightarrow$ $\varepsilon = 0,8615$, $K = 21,1$

$$\sigma_a = \frac{M_a}{A.\varepsilon h} = \frac{8,64.10^5}{10,65.0,8615.36} = 2615,8\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 124\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{Vérifiée :}$$

Pour la Travée on a la même section $A = 10,65\ cm^2$ avec un moment $M_t = 7,87\ t.ml$ donc inutile de faire la vérification -

. Condition de non fragilité

$$A \geqslant 0,69\ Bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69.30.36 \frac{5,9}{4200} = 1,046\ cm^2$$ donc Vérifiée Pour toutes les sections

. Pour la vérification des contraintes des autres sections, on prend le moment max dans ces sections étant donné qu'on a adopté la même section d'armatures $A = 4,62\ cm^2$ donc :
$M = 2,576\ t.ml \rightarrow \bar{\omega}_g = 100 \frac{A}{Bh} = 0,428 \longrightarrow \varepsilon = 0,9000 ; K = 35$

$$\sigma_a = \frac{2,576.10^5}{4,62.0,9.36} = 1721\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a ; \quad \sigma'_b = 49,16\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b$$ Vérifiée

. Condition de flèche : La justification de la flèche est inutile sous les restrictions :

. $\frac{h_t}{l} = \frac{40}{505} = 0,079 > \frac{1}{16} = 0,062$ (Vérifiée)

. $A \leq bh . \frac{43}{\sigma_{en}} = 30.36.\frac{43}{4200} = 11,06\ cm^2$ (Vérifiée)

. $\frac{h_t}{l} = 0,079 > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{7,87}{10.12,11} = 0,065$ (Vérifiée)

. Condition de non entrainement des barres

$$\tau_d \leq \bar{\tau}_d = 2 \,\text{ч}\, \bar{\sigma}_b = 17,7\ Kg/cm^2$$

$$\tau_d = \frac{T_{max}}{n P z} = 12,41\ cm^2 < \bar{\tau}_d \quad \text{(Vérifiée)}$$

. Condition aux appuis

$$C_o = \frac{2T}{b\,.\,\overline{\sigma}'_{b_o}} = \frac{2\,.\,11{,}05\,.10^3}{30\,.\,68{,}5} = 10{,}7\,cm.$$

$C = a - [d + r] = 30 - [4 + 10] = 16\,cm$ donc $C > C_o$ (vérifiée)

. Armatures Inférieures

$$A\,\overline{\sigma}_a \geqslant T + \frac{M}{z} = 11{,}05 - \frac{8{,}64.10^2}{\frac{7}{8}.36} < 0 \quad \text{(vérifiée)}$$

donc les armatures prolongées de la Travée de rive suffisent.

. Vérification de la fissuration

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{e\,b\,d} = \frac{10{,}65}{2.30.4} = 0{,}044 \;;\; \sigma_1 = \frac{k.\eta}{\phi}\,\frac{\tilde{\omega}_f}{1+10.\tilde{\omega}_f};$$

$\sigma_2 = 2{,}4\sqrt{\dfrac{k\eta.\overline{\sigma}_b}{\phi}}$ on a $\sigma_1 = 4583\,Kg/cm^2$; $\sigma_2 = 2020\,Kg/cm^2$

$\min[\sigma_f\,;\,\overline{\sigma}_a] = \overline{\sigma}_a > \sigma_a$ (vérifiée)

Armatures Transversales.

On déterminera les armatures Transversales pour l'effort Tranchant maximal et on adoptera les mêmes armatures et l'espacement pour toutes les Travées.

. Contrainte de cisaillement : $T_{max} = 11{,}055\,t$

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b.z} = \frac{11{,}055.10^3}{30.\frac{7}{8}36} = 11{,}7\,Kg/cm^2$$

$\sigma'_b = 126{,}93\,Kg/cm^2$ donc $\overline{\tau}_b = \left(4{,}5 - \dfrac{\sigma'_b}{\overline{\sigma}'_{b_o}}\right).\overline{\sigma}_b$

$$\overline{\tau}_b = \left(4{,}5 - \frac{126{,}93}{68{,}5}\right)5{,}9 = 15{,}62\,Kg/cm^2$$

donc $\tau_b = 11{,}7\,Kg/cm^2 < \overline{\tau}_b$

On utilisera (1 cadre + 1 étrier) T8 avec $A_t = 2\,cm^2$

. Contrainte admissible $\overline{\sigma}_{at} = \rho_a\,\sigma_{en}$ avec $\rho_a = \max\begin{cases}\frac{2}{3}\\ 1 - \frac{\tau_b}{9\overline{\sigma}_b} = 0{,}78\end{cases}$

donc $\overline{\sigma}_{at} = 0{,}78.4200 = 3276\,kg/cm^2$

. Calcul des espacements.

$$t = \max\begin{cases}0{,}2h = 0{,}2.36 = 7{,}2\,cm\\ \left(1 - 0{,}3\dfrac{\tau_b}{\overline{\sigma}_b}\right).h = 14{,}58\,cm\end{cases}$$

$$t \leq \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T} = \frac{2 \cdot \frac{7}{8} \cdot 36 \cdot 3276}{11{,}055 \cdot 10^3} = 18{,}66\,cm.$$

On prend alors $t = 12\,cm$; le 1^{er} cours se situera à $\frac{t}{2} = 6\,cm$ de l'appui.

ETude des Poteaux supportant les poutres sous la rampe

1/ Poteaux supportant la Poutre A.

ce sont des Poteaux ayant la hauteur $h = 2{,}43$ m et une section de (30x30)

Longueur de flambement (Art 33.11. CCBA68)

$l_c = 0{,}7h = 0{,}7 . 2{,}43 = 1{,}701 m = 170{,}1 cm.$

l'élancement $\lambda = \frac{l_c}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{30^4}{12 . 30^2}} = 8{,}66 cm.$

$\lambda = \frac{170{,}1}{8{,}66} = 19{,}64 \quad < 50$

donc pas de flambement

ces Poteaux sont sollicités en compression simple

Charges supportées Par ce Poteau (Poteau le plus sollicité).

- Reaction de la Poutre $q = 5{,}98 + 6{,}30 = 12{,}28$ t
- Poids propre du Poteau : $0{,}3 . 0{,}3 . 2{,}43 . 2500 = 0{,}547$ t

L'effort normal resultant $N = 12{,}28 + 0{,}547 = 12{,}827$ t.

. section d'armatures longitudinales:

. $A_L \geq \frac{1{,}25}{1000} \theta_1 . \theta_2 . \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b_0}}$

$\theta_1 = 1$ (Poteau interieur) ; $\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$ où l_f = longueur de flambement
a = Plus Petite dimension
c : enrobage des armatures longitudinales = 3cm + Transversale

$\theta_2 = 1 + \frac{170{,}1}{4 . 30 - 2 . 3} = 2{,}5$; . $\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1{,}51.$

donc $A_{L min} = \frac{1{,}25}{1000} . 1 . 1{,}51 . 2{,}5 \frac{12827}{68{,}5} = 0{,}886 cm^2$

. $A_L = \frac{1}{n}\left[\frac{N}{\bar{\sigma}'_{b_0}} - B\right]$ B = la section du beton = 30x30 = 900 cm²

$A_L = \frac{1}{15}\left[\frac{12827}{68{,}5} - 900\right] < 0$

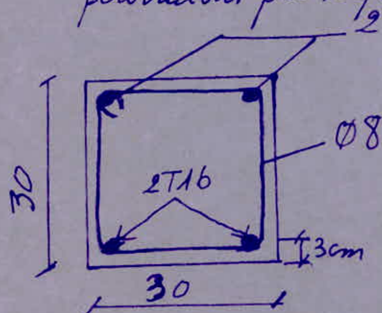
dans ce cas on adoptera le pourcentage minimum $\omega = 0{,}8\%$ donnés par le CTC pour les zones I et II d'où

$A_L = 0{,}8 \frac{30 \times 30}{100} = 7{,}2 cm^2$ c'est à dire on prendra 4T16 avec $A = 8{,}04$

Armatures Transversales.

Ces armatures ont pour rôle :

- Permettent le positionnement des armatures longitudinales.
- S'opposent au flambement des armatures longitudinales qui pourraient provoquer des éclatement dans le béton.



Espacement des cadres.

- Zone courante (CCBA 68. Art 32.32)

$$\bar{t} = \min \begin{cases} (100\,\phi_t - 15\,\phi_{l\,max})\left(2 - \dfrac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b0}'}\right) \\ 15\left[2 - \dfrac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b0}'}\right]\phi_{l\,min} \end{cases}$$

En Pratique on prend $15\,\phi_{l\,min}$ $\quad t \leq 15 \cdot 1{,}6 = 24\,cm$.

Le règlement du CTC recommande de prendre un espacement dans la zone I et II $\quad t \leq 12\,\phi_l = 12 \cdot 1{,}6 = 19{,}2\,cm$.

on Prend $\underline{\bar{t} = 18\,cm}$.

également on a $\phi_t \geq 0{,}3\,\phi_{l\,max} = 0{,}3 \cdot 1{,}6 = 4{,}8\,mm$ on prend des $\phi 8$ en FeE 22.

Pour la zone de recouvrement ; le CTC recommande de prendre :
Pour la zone II

$$t \leq \min\{10\,\phi_{l\,min}\ ;\ 15\,cm\}$$

on Prendra pour la zone nodale $\underline{t = 14\,cm}$.

- Les autres Poteaux de la même file seront identiques.

2/ On gardera le même ferraillage pour les poteaux supportant la Poutre B étant donné qu'on a pas une grande différence entre les efforts.

3/ Poteaux supportant la poutre C. :

calcul identique. hauteur $h = 1{,}31\,m$; reaction de la poutre = 19 t

Poids propre : $0,3 \times 0,3 \times 1,31 \times 2500 = 0,295\,t$ d'où l'effort total =

$N' = 19 + 0,295 = 19,295\,t = 19,3\,t$

$$A_{min} = \frac{1,25}{1000}\,\theta_1\,\theta_2\,\theta_3\,\frac{N'}{\bar{\sigma}'_{b0}} = 1,33\,cm^2$$

$$A_2 = \frac{1}{n}\left[\frac{N'}{\bar{\sigma}'_{b0}} - B\right] < 0$$

même chose, on adoptera le ferraillage minimum exigé par le reglement c'est à dire :

4T16 avec $A = 8,04\,cm^2$

On gardera les mêmes armatures transversales avec le même espacement que les poteaux supportant la poutre A.

<u>Vérification des contraintes</u>

. Pour $N' = 12827\,Kg$. $\sigma'_b = \dfrac{N'}{B' + 15A'} = 12,6\,Kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_{b0} = 68,5\,Kg/cm^2$

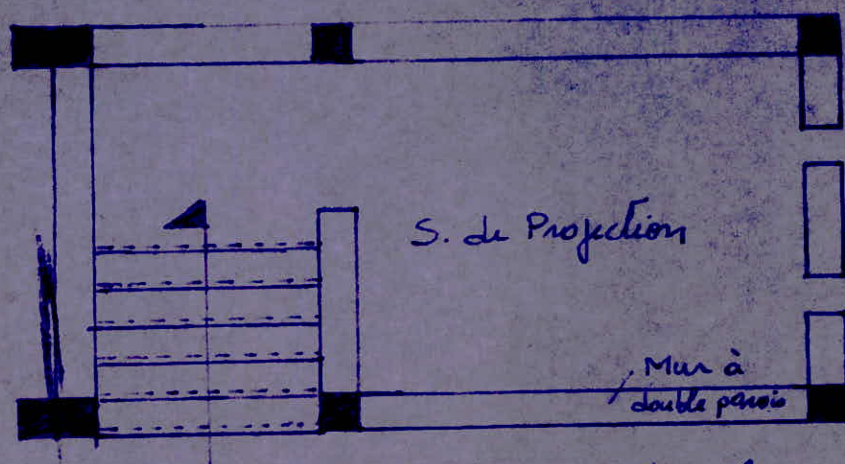
$\sigma'_a = 15\,\sigma'_b = 188,5\,Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a$.

. Pour $N' = 19,3\,Kg$; $\sigma'_b = \dfrac{N'}{B' + 15A'} = 19\,Kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_{b0}$

$\sigma_a = 284,4\,Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a$.

(Vérifiée) -

Etude de l'escalier donnant accès à la salle de projection

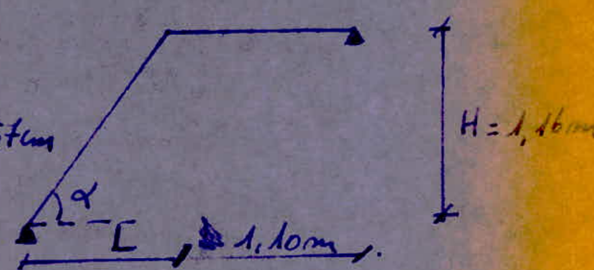


. dimensionnement : d'après la relation de Blondel on a :

$60 \leq g + 2.h \leq 64$; g = largeur de la marche

h = hauteur d'une contremarche.

nombre de marche $6 = n$



donc

$(1+n)h = H \Rightarrow h = \dfrac{H}{n+1} = \dfrac{116}{7} = 16,57cm$

$h = 17cm$.

de la relation de Blondel on a :

$64 - 2.17 \geq g$ d'où $g = 30cm$

. Portée de la paillasse : on a l'inclinaison $tg\,\alpha = \dfrac{H}{L}$ avec

$L = \cancel{(n-1)g} = n.g. = 30.6 = 180cm$.

d'où $tg\,\alpha = \dfrac{116}{180} = 0,644 \rightarrow \alpha = 32,8° \rightarrow \sin\alpha = 0,54$

Portée de la paillasse $l = \dfrac{H}{\sin\alpha} = \dfrac{116}{0,54} = 214cm$.

e = epaisseur de la paillasse et du palier : $\dfrac{l}{30} \leq e \leq \dfrac{l}{20}$

$7,13 \leq e \leq 10,7cm$ on prend $e = 10cm$.

Charges et surcharges

. Paillasse :

Poids propre de la Paillasse : $\dfrac{0,10.2500}{\cos\alpha} = 297,4\ Kg/m^2$

Poids propre des marches $\dfrac{2200 \times h}{2} = 187\ Kg/m^2$

, carrelage + revêtement $84\ Kg/m^2$

$G = 568{,}4\ \mathrm{Kg/m^2}$

Surcharge pour ce genre de locaux $S = 250\ \mathrm{Kg/m^2}$

Pour 1 tranche de un metre de large on a $G = 568{,}4\ \mathrm{Kg/ml}$.

$S = 250\ \mathrm{Kg/ml}$.

Charge Totale de la paillasse $q_1 = G + 1{,}2S = 868{,}4\ \mathrm{Kg/ml}$.

. Palier

Poids propre du palier $0{,}10 . 2500 = 250\ \mathrm{Kg/m^2}$

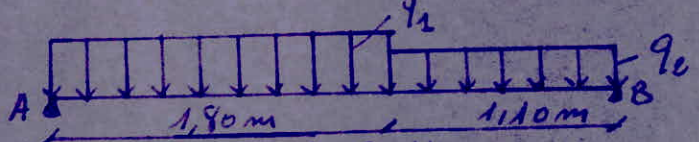
- carrelage + revêtement $84\ \mathrm{Kg/m^2}$

$G = 385\ \mathrm{Kg/m^2}$.

Surcharge $S = 250\ \mathrm{Kg/m^2}$.

$q_2 = G + 1{,}2S = 685\ \mathrm{Kg/ml}$ (pour 1 tranche de 1 mètre).

Schema statique



$\Sigma M/B = 0$ nous donne $R_A = 1220{,}92\ \mathrm{Kg}$;

$\Sigma F_{verticales} = 0$ nous donne $R_B = 1095{,}7\ \mathrm{Kg}$.

. moments fléchissant :

$0 \leq x \leq 1{,}8 \longrightarrow M(0) = 0\ ;\ M(1{,}8) = 790{,}85\ \mathrm{Kg.ml}$.

$1{,}8 \leq x \leq 2{,}9 \longrightarrow M(x) = R_A . x - q_1 . 1{,}8 [x - 0{,}9] - q_2 \frac{(x-1{,}8)^2}{2}$

de là on tire $\frac{dM}{dx} = 0 \longrightarrow x = 1{,}3\,m$ d'où $M_{max} = 853{,}4\ \mathrm{Kg.ml}$

- ce moment correspond à la poutre isostatique, dans notre cas on doit tenir
- compte d'un encastrement aux extremités alors :

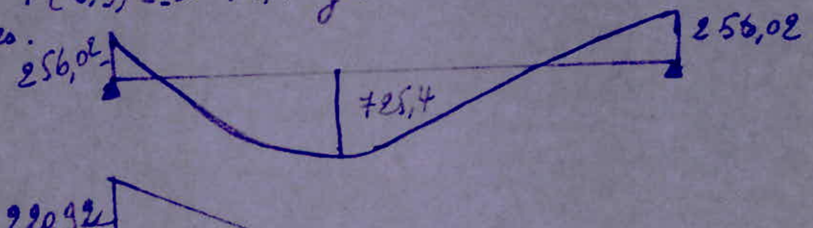
$M_t = 0{,}85 . M_{max} = 725{,}4\ \mathrm{Kg.ml}\ ;\ M_a = 0{,}3\, M_{max} = 256{,}02\ \mathrm{Kg.ml}$

. Effort Tranchant :

$T(0) = 1220{,}92\ \mathrm{Kg}\ ;\ T(1{,}8) = -342{,}2\ \mathrm{Kg}$

$T(2{,}9) = -1095{,}7\ \mathrm{Kg}$.

diagrammes.



Calcul des armatures :

. **En Travée**. $M_t = 725{,}4$ kg.ml ; $b = 100$cm ; $h = 10 - 2 = 8$cm

$\mu = 0{,}0607$; $\varepsilon = 0{,}8980$; $K = 34$ d'où on a :

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon h} = 3{,}6\,cm^2 \text{ soit } 5T10/ml \text{ avec } A = 3{,}92\,cm^2.$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 82{,}41\,Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b' \text{ donc les aciers}$$

comprimés sont inutiles

. **Appuis** $M_a = 256{,}02$ Kg.ml ; $h = 8$cm ; $b = 100$cm ; $\mu = 0{,}0214$

$\varepsilon = 0{,}9359$; $K = 63$ d'où $\sigma_b' = 44{,}44\,Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b'$ donc $A' = 0$

et $A = 1{,}22\,cm^2$ soit $4T8$ avec $A = 2{,}01\,cm^2$.

Armatures de repartition $A_r = \frac{A}{4} = 1\,cm^2$ on disposera des aciers constructif T6 espacés de 25cm..

. **Verifications**

1/ **Contraintes**

. Travée : $\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = 0{,}49$; $\varepsilon = 0{,}8943$; $K = 32{,}3$

d'où

$$\sigma_a = \frac{M_t}{A\varepsilon h} = 2580\,Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a \text{ ; } \sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = 80\,Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b'$$

Verifiée

. Appuis :

$\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = 0{,}251$; $\varepsilon = 0{,}9201$; $K = 47{,}6$ d'où

$\sigma_a = 1730\,Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a$; $\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = 36{,}33\,Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b'$ **Verifiée**

2/ **Condition de non fragilité**

$$A \geq 0{,}69 \cdot bh \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0{,}69 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{5{,}9}{4200} = 0{,}775\,cm^2$$

Le ferraillage adoptée est satisfaisant.

3/ **flèche** : $\frac{A}{bh} = \frac{3{,}92}{100 \cdot 8} = 4{,}9 \cdot 10^{-3} < \frac{43}{\sigma_{en}} = \frac{43}{4200} = 0{,}0102$ **Verifiée**

4/ **Verification de l'effort Tranchant**

$$A\,\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} = 1220{,}92 - \frac{256{,}02 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 8} < 0 \text{ donc } \underline{\text{Verifiée}}$$

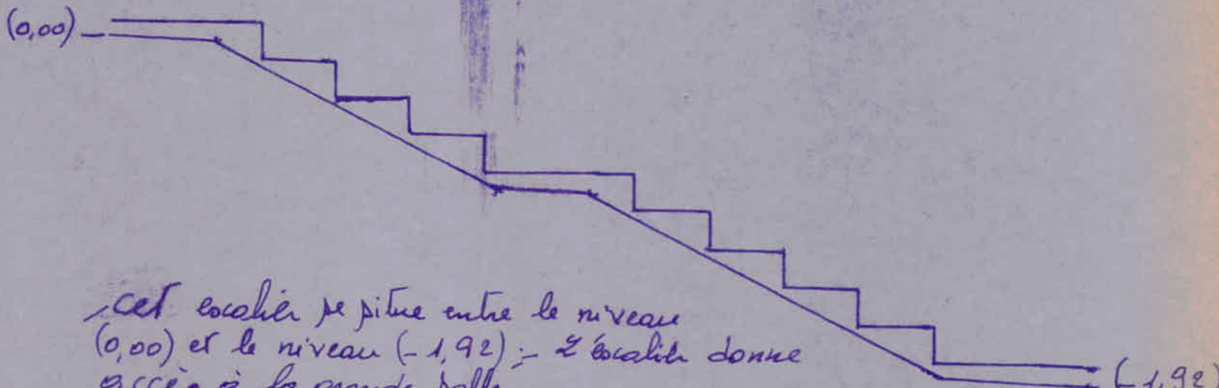
Au niveau de l'appui, les armatures inferieures sont inutiles

5/ **calcul des armatures Transversales.**

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{1220{,}92}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 8} = 1{,}74\,Kg/cm^2 < 1{,}15\,\bar{\sigma}_b = 6{,}78\,Kg/cm^2$$

donc les armatures Transversales sont inutiles.

ETUDE de L'escalier exterieur.



- cet escalier se situe entre le niveau (0,00) et le niveau (-1,92) ; l'escalier donne accès à la grande salle.

- cet escalier est encastré, dans le sens de la largeur, dans les deux voiles donc le calcul de la paillasse et du palier se fait comme le cas d'une Poutre encastrée des deux côtés.

1. dimensionnement.

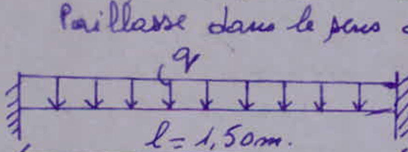
En utilisant la relation de Blondel ; $60 \leq g + 2h \leq 64$; donc on prend

h : hauteur des marches = 16cm ; par contre la largeur de la marche $g = 30$cm.

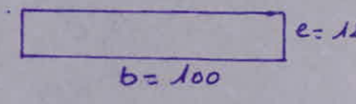
1.1. Paillasse

Charges et surcharges

Elle sera Prise comme une Poutre encastrée ; c'est à dire le schema statique de la Paillasse dans le sens de la largeur.



Section



. Poids Propre de la paillasse : $\dfrac{0,12 \cdot 2500}{\cos\alpha} = 357,14$ Kg/m²

avec $\operatorname{tg}\alpha = \dfrac{96}{150} = 0,64$; $\cos\alpha = 0,84$

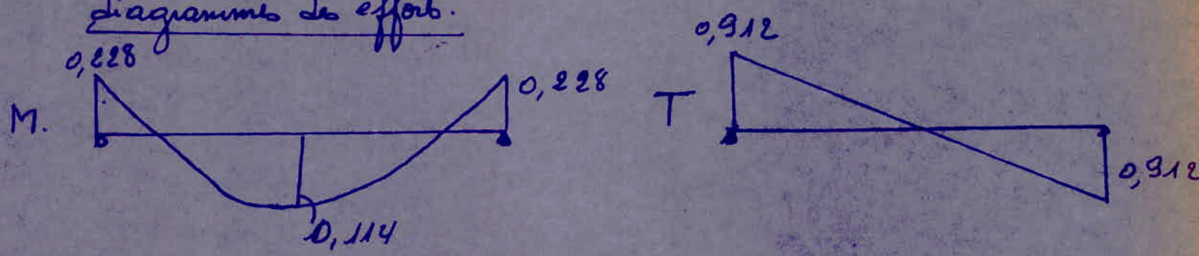
. Poids Propre des marches : $\dfrac{2200 \times 0,16}{2} = 176$ Kg/m²

. carrelage + mortier de Pose : 84 Kg/m²

$G = 617$ Kg/m²

Surcharge : $P = 500$ Kg/m²

donc pour une largeur de 1m on a $q = G + 1,2P = 617 + 1,2 \cdot 500 = 1217$ Kg/ml diagrammes des efforts.



Ferraillage : avec $b = 100\,cm$; $h = 12 - 2 = 10\,cm$.

Travée : $\mu = \dfrac{15\,M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \dfrac{15 \cdot 0,114 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (10)^2} = 0,006 \longrightarrow \varepsilon = 0,9650$; $K = 128$

$\sigma_b' = \dfrac{\bar{\sigma}_a}{K} = 21,875\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b' \longrightarrow$ Pas d'armatures comprimées.

$A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \dfrac{0,114 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9650 \cdot 10} = 0,41\,cm^2$

Appui $M = 0,228$; $\mu = 0,0118 \longrightarrow \varepsilon = 0,9517$; $K = 88,5$

$\sigma_b' = \dfrac{\bar{\sigma}_a}{K} = 31,64\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b'$. Pas d'armatures comprimées

$A = \dfrac{0,228 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9517 \cdot 10} = 0,825\ cm^2$.

Etant qu'on a des sections faibles, alors on prend 1 ferraillage min donné pour une poutre $\omega = 0,3\%$; pour les deux sections.

$A_{min} = 3,6\,cm^2$ Soit 5T10 par mètre - on disposera en plus des armatures de repartitions Soit 5T8 par mètre

Verifications

contraintes

Appui $M_a = 0,228\ t.m.$ $\omega = \dfrac{100\,A}{b\,h} = \dfrac{3,92 \cdot 100}{100 \cdot 10} = 0,392$

qui donne $\varepsilon = 0,9038$ $K = 37$

$\sigma_a = \dfrac{M_a}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = 643,54\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a$; $\sigma_b' = 17\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b'$.

Verification de l'effort Tranchant

$A\,\bar{\sigma}_a \geq T + \dfrac{M}{3} = 0,912 - \dfrac{0,228 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 10} < 0$

donc les armatures inferieures au niveau de l'appui sont inutiles

conditions de non fragilité :

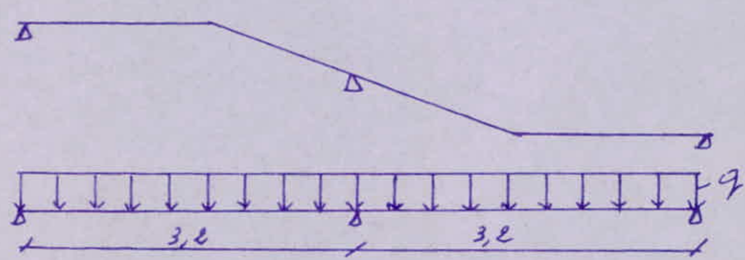
$A \geq 0,69\ \dfrac{b h \bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot \dfrac{10 \cdot 5,9}{4200} = 0,97\ cm^2$ Verifiée.

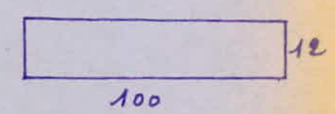
. Le Palier sera ferraillé comme la paillasse.

Etude de la dalle couvrant l'escalier extérieur.

cette dalle se repose sur 3 appuis qui sont des poutres encastrées d'1 côté dans le voile et de l'autre côté dans les poteaux de la grande salle.

Schema statique de la dalle.





charges et surcharges

. charge Permanente

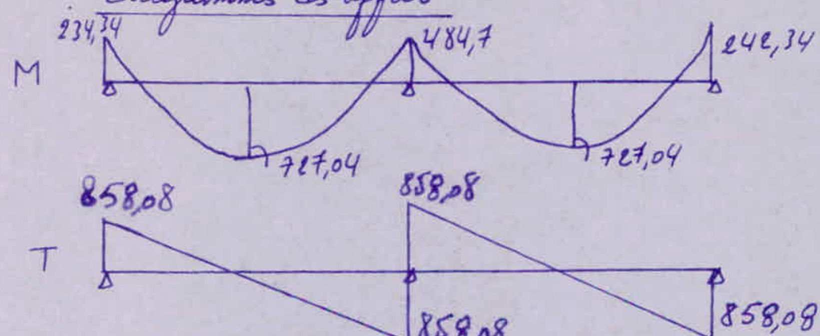
- Gravillon 4cm — — — — — — — — — 72 Kg/m²
- ETanchéité — — — — — — — — 10 Kg/m²
- Forme de pente — — — — — — 44 Kg/m²
- dalle — — — — — — — $\frac{0,12 \cdot 2500}{\cos\alpha}$ = 357 Kg/m²
- Plâtre 2 cm — — — — — — — — 28 Kg/m²

$G = 511$ Kg/m²

Surcharge $P = 100$ Kg/m²

Pour une largeur de 1m on a $q = G + 1,2P = 511 + 1,2 \cdot 100 = 631$ Kg/ml.

diagrammes des efforts



Les moments sont en kg·m
les efforts Tranchants en kg.

Ferraillage.

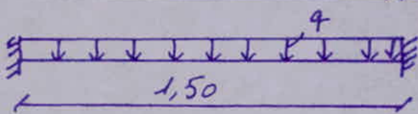
section	M(kg m)	μ	ε	K	$\overline{\sigma}_b'$	A cm²
Travée	727,04	0,0388	0,9161	44,6	62,78	2,83
Appui	484,7	0,0258	0,9301	56,5	49,55	1,86

on Prend Pour la Travée 5T10 $A = 3{,}92\,cm^2$
en appuis on Prend 5T8 avec $A = 2{,}51\,cm^2$

Pour les armatures de repartitions on Prendra des T8. (5 p.m).

Les verifications sont justifiées.

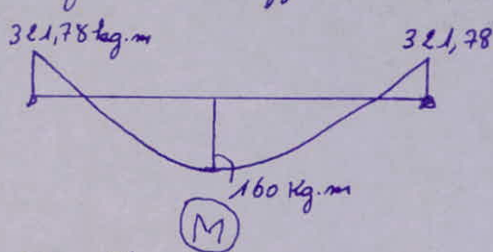
. _ <u>Calcul de la Poutre supportant la dalle.</u>

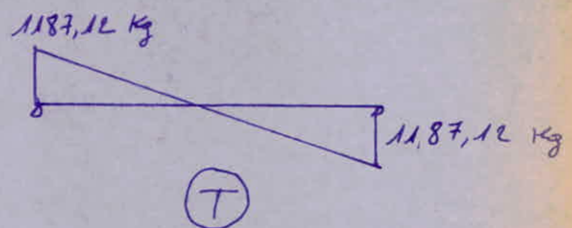


section de la Poutre : 20x30

q est la reaction de la dalle sur la Poutre $q = 858{,}08 \times 2 = 1716{,}16$ kg/ml.

<u>diagrammes des efforts.</u>

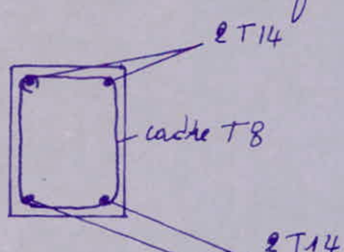




. <u>Ferraillage</u>

	M (Kg.m)	μ	ε	K	σ_b'	A cm^2
Travée	160	0,006	0,9645	127	22,04	0,22
Appui	321,78	0,012	0,9510	87	32,18	0,44.

on Prend donc le ferraillage min 2T14 pour les deux sections (Appui et Travée)



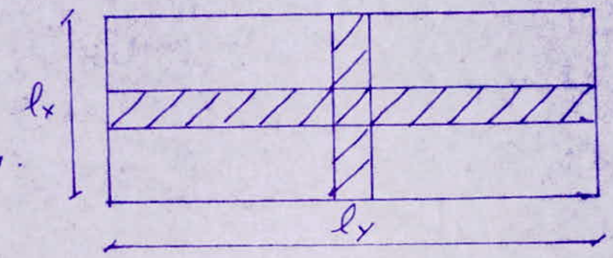
Les cadres seront espacés de $t = 15\,cm$.

Etude du plancher dalle de la salle de projection

Methode de calcul. c'est la methode exposée en (A_2 CCBA68)

dimensions.

$l_x = 2,90m$
$l_y = 3,40m.$
épaisseur $e = 14cm.$



Evaluation des charges et surcharges.

. charges permanentes :

carrelage	44 Kg/m²
mortier de pose	40 Kg/m²
Sable	51 Kg/m²
Isolation	10 Kg/m²
dalle	2500×0,14 = 350 Kg/m²
	G = 495 Kg/m²

Surcharge d'exploitation $P = 250 Kg/m^2$.

on Prendra des bandes de largeur 1m. donc $G = 495 Kg/ml.$
$P = 250 Kg/ml$

d'où $q = G + 1,2P = 495 + 1,2.250 = 800 Kg/ml.$

calcul du rapport ρ et des moments M_x et M_y.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,90}{3,40} = 0,853 \quad \text{donc} \quad 0,4 < \rho < 1 \quad \text{(Panneau court)}$$

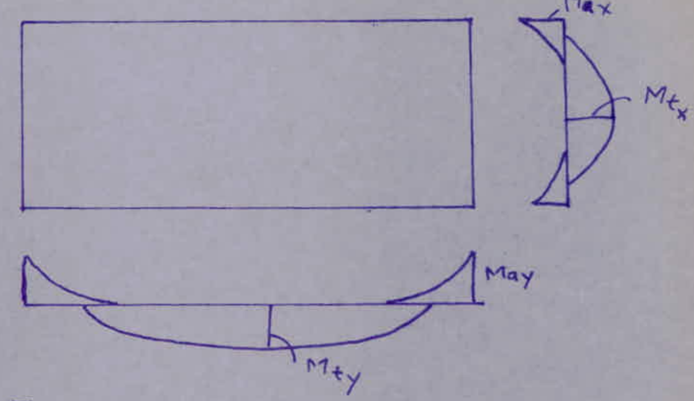
alors la dalle, dans ce cas, porte dans les deux sens, on calcule pour cela les armatures dans les deux directions.
Les règles du CCBA 68 (Annexe 2) permettent de déterminer les moments fléchissants au centre du panneau par bande de largeur unité (voir figure ci dessus)

$M_{x_0} = \mu_x q. l_x^2$; $M_{y_0} = \mu_y q. l_x^2$ avec μ_x et μ_y donnés, en fonction du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$, par l'échelle fonctionnelle des Annexes A_2 du CCBA68.

$\mu_x = 0,0561$ donc $M_{x_0} = 0,0561.800.2,9 = 377,44$ Kg.m/m.
$\mu_y = 0,757$ $\quad M_{y_0} = \mu_y M_{x_0} = 0,757.377,44 = 285,7$ Kg.m/m.

nous Prendrons selon la direction considérée $M_t = 0,85M$; $M_a = 0,50M$.
d'où : $M_{t_x} = 0,85.377,44 = 320,82$ Kg.m/m ; $M_{a_x} = 0,5 M_{x_0} = 0,5.377,44 = 188,72$ Kg.
$M_{t_y} = 0,85.285,7 = 242,86$. Kg.m/m ; $M_{a_y} = 0,5.285,7 = 142,86$ Kg.m/m.

diagrammes :



. détermination des armatures.

Le diamètre utilisé doit être au maximum égal au $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur totale
Il faut toujours réduire au possible les diamètres - on prendra des T8.

$\frac{1}{10} h_t = \frac{1}{10}\, 14 = 1{,}4\,cm = 14\,mm.$

L'enrobage de chaque barre doit être au moins égal à son diamètre nominal on prendra $d = 2\,cm$.

. hauteur utile

. dans le sens l_x ; $h_x = h_o - d - \frac{\phi}{2} = 14 - 2 - \frac{0{,}8}{2} = 11{,}6\,cm.$

. dans le sens l_y ; $h_y = h_x - \phi = 11{,}6 - 0{,}8 = 10{,}8\,cm.$

1.1 détermination des armatures suivant l_x.

. En Travée : $\mu = \frac{15 M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot b h_x^2} = \frac{15 .\, 320{,}82 .\, 10^2}{2800 .\, 100 .\, (11{,}6)^2} = 0{,}0128 \longrightarrow$ $\varepsilon = 0{,}9495$, $K = 84$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{84} = 33{,}33\, Kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b$ donc armatures comprimées inut.

$A_{t_x} = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_a .\, \varepsilon .\, h_x} = \frac{320{,}82 .\, 10^2}{2800 .\, 0{,}9495 .\, 11{,}6} = 1{,}04\, cm^2$ Soit 5T8 par mètre ($A = 2{,}51\,cm^2$)

. sur appuis :

$\mu = \frac{15 .\, M_{ax}}{\bar{\sigma}_a \cdot b\, h_x^2} = \frac{15 .\, 188{,}72 .\, 10^2}{2800 .\, 100 .\, (11{,}6)^2} = 0{,}0075 \longrightarrow$ $\varepsilon = 0{,}9609$, $K = 113$

$\sigma'_b = \frac{2800}{113} = 24{,}78\, Kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b \longrightarrow$ Pas d'armatures comprimées.

$A_{a_x} = \frac{M_{ax}}{\bar{\sigma}_a .\, \varepsilon .\, h_x} = \frac{188{,}72 .\, 10^2}{2800 .\, 0{,}9609 .\, 11{,}6} = 0{,}604\, cm^2$ Soit 4T8/mètre ($A = 2{,}01\, cm^2$).

2/ Armatures suivant l_y.

. Travée $M_{ty} = 242{,}86\, Kg\,m/ml$.

$\mu = \frac{15 .\, M_{ty}}{\bar{\sigma}_a .\, b .\, h_y^2} = \frac{15 .\, 242{,}86 .\, 10^2}{2800 .\, 100 .\, (10{,}8)^2} = 0{,}01115 \longrightarrow$ $\varepsilon = 0{,}9528$, $K = 91$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 30{,}77\, Kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b \longrightarrow$ Pas d'armatures comprimées

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\bar{\sigma}_a . \varepsilon . h_y} = \frac{242,86 . 10^2}{2800 . 0,9528 . 10,8} = 0,84 cm^2$$ Soit 4T8 p.m ($A = 2,01 cm^2$)

. Sur appuis :

$$\mu = \frac{15 M_{ay}}{\bar{\sigma}_a . b . h_y^2} = \frac{15 . 142,86 . 10^2}{2800 . 100 . (10,8)^2} = 0,0065 \longrightarrow \begin{matrix} \varepsilon = 0,9635 \\ K = 122 \end{matrix}$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 23 Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b' \longrightarrow$$ Pas d'armatures comprimées.

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\bar{\sigma}_a . \varepsilon . h_y} = \frac{242,86 . 10^2}{2800 . 0,9635 . 10,8} = 0,49 cm^2$$ soit 4T8 p.m ($A = 2,01 cm^2$)

3/ Vérifications

– Condition de non fragilité. (Art 52 – CCBA68).

. suivant l_x :

$$\frac{A_{tx}}{b h_x} \geqslant \frac{\nu_y}{2} [2 - \rho] \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_o}{h_x} \right)^2$$

$$\frac{2,51}{100 . 11,6} > \frac{0,54}{2} [2 - 0,853] \frac{5,9}{2800} \left(\frac{14}{11,6} \right)^2 = 9,5 . 10^{-4}$$ Vérifiée.

. Suivant l_y.

$$\frac{A_{ty}}{b . h_y} \geqslant \frac{\nu_y}{2} [2 - \rho] \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left[\frac{h_o}{h_y} \right]^2$$

$$\frac{2,01}{100 . 10,8} > \frac{0,54}{2} [2 - 0,853] \frac{5,9}{2800} \left[\frac{14}{10,8} \right]^2 = 1,09 . 10^{-3}$$

$$1,86 . 10^{-3} > 1,09 . 10^{-3}$$ Vérifiée.

– Vérification de la contrainte de cisaillement.

L'effort Tranchant est donné par la formule suivante, suivant l_x et l_y.

$$T_x = \frac{q . l_x . l_y}{2 l_y + l_x} = \frac{800 . 2,9 . 3,4}{2 . 3,4 + 2,9} = 813,2 Kg \; ; \; T_y = \frac{q l_x l_y}{3 l_y} = \frac{800 . 2,9 . 3,40}{3 . 3,4} = 773,3 Kg$$

donc $T_{max} = T_x = 813,2 Kg$.

$$\tau_{b_{max}} = \frac{T_{max}}{b . z} = \frac{813,2}{100 . \frac{7}{8} 11,6} = 0,8 Kg/cm^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 Kg/cm^2$$ Vérifiée

– Vérification de la flèche (Art 61.22. CCBA68)

conditions à Vérifier pour ne pas faire la vérification de la flèche :

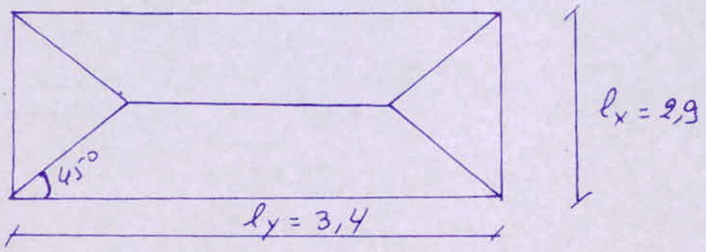
a/. $\frac{h_o}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_{tx}}{M_{xo}}$ donc $\frac{h_o}{l_x} = \frac{14}{290} = 0,0483 > \frac{1}{20} \frac{320,82}{377,44} = 0,0425$

b/. $w_o = \frac{A}{b h_o} < \frac{20}{\sigma_{en}}$; $\frac{A}{b h_o} = \frac{2,51}{100 . 14} = 1,79 . 10^{-3}$

$$\frac{20}{\sigma_{en}} = \frac{20}{4200} = 4,7 . 10^{-3}$$ donc $\frac{20}{\sigma_{en}} > \frac{A}{b h_o}$

donc la justification de la flèche est inutile

Charges revenant aux appuis de la dalle de la salle de projection



Pour la Poutre suivant l_y.

On Prend une charge rectangulaire equivalente à la charge Trapezoïdale ; ce rectangle de hauteur l_m.

- moment donné par le rectangle equivalent : $M = (q\,l_m)\,\frac{l_y^2}{8}$ avec

$l_m = \left(0,5 - \frac{\rho^2}{6}\right) l_x$ avec $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,853$ d'où $M = q_m\,\frac{l_y^2}{8}$ avec

$q_m = q \cdot l_m$; $l_m = \left(0,5 - \frac{0,853^2}{6}\right) 2,90 = 1,1\,m$.

- Pour l'effort Tranchant : $l_t = \left(0,5 - \frac{\rho}{4}\right) l_x$ $T = (q\,l_t)\,\frac{l_y}{2} = q_t \cdot \frac{l_y}{2}$

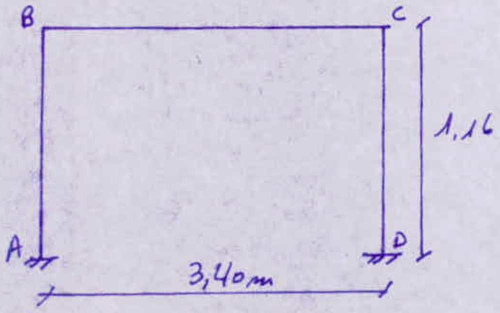
$l_t = 0,83$.

Evaluation des charges $q = G + 1,2P = 495 + 1,2 \cdot 250 = 800\ Kg/m^2$

- $q_m = q \cdot l_m = 800 \cdot 1,1 = 880\ Kg/m$.
- Poids Propre de la Poutre : $0,40 \times 0,30 \times 2500 = 300\ Kg/m$.
- charge dû au mur : $300\ (0,25 \times 3,32 \cdot 1) = 250\ Kg/m$.

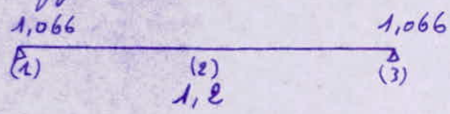
charge par mètre linéaire revenant à la Poutre $Q = 880 + 300 + 250 = 1430\ Kg/m$

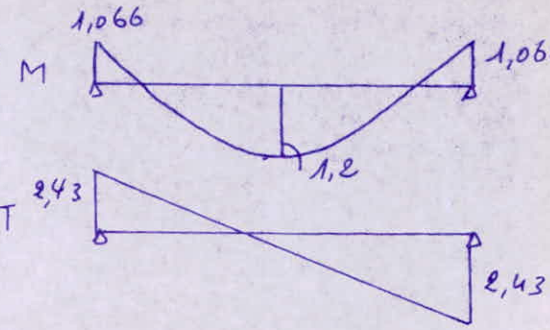
cette Poutre fait partie d'un portique simple ayant deux poteaux dont l'un appartient au Portique intermédiaire séparant le Petit bloc de la grande salle.



Poteaux : 30×30

Efforts dans la Poutre





calcul des armatures

Section	M(t.m)	μ	ε	K	σ_b'	A cm^2	Section adoptée
Travée	1,2	0,0165	0,9432	73	38,35	1,26	2T14
Appuis	1,066	0,0146	0,9463	78	35,9	1,1	2T14

on a $h = 36cm$
$b = 30cm$.

Verifications

. contraintes.

$$\omega = \frac{A}{bh} = \frac{3{,}08}{30.36} . 100 = 0{,}285 \rightarrow \varepsilon = 0{,}9158 \ ; \ K = 44$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A.\varepsilon.h} = \frac{1{,}2.10^5}{3{,}08.0{,}9158.36} = 1181{,}75 \ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a .$$

$$\sigma_b' = 26{,}61 \ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b' .$$

contrainte de cisaillement:

$$\tau_b = \frac{T}{bz} = \frac{2{,}43.10^3}{30.\frac{7}{8}.36} = 2{,}55 \ kg/cm^2 \quad ; \ \bar{\tau}_b = 3{,}5 \ \bar{\sigma}_b = 20{,}65 \ kg/cm^2$$

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

armatures Transversals: on Prend 1 cadre T8 avec un espacement constant de $t = 15cm$; le 1er cours se pitiera à $\frac{t}{2}$ de l'appui

ferraillage du Poteau AB - on ferraille ce poteau, car le Poteau CD fait Partie du Portique intermédiaire -

. $M = 1{,}066 \ t.m$. $\quad N = 2{,}43 + 0{,}3.0{,}3.2500.1{,}16 = 2{,}691 \ t$

. $e = \frac{M}{N} = 39cm > e_0 = \frac{h_t}{6} = \frac{30}{6} = 5cm$ donc S.P.C.

. Moment fictif : $M_f = M + N\left[\frac{h_t}{2} - d\right] = 1{,}066 + 2{,}691\left[\frac{30}{2} - 3\right] = 1{,}388 \ t.m.$

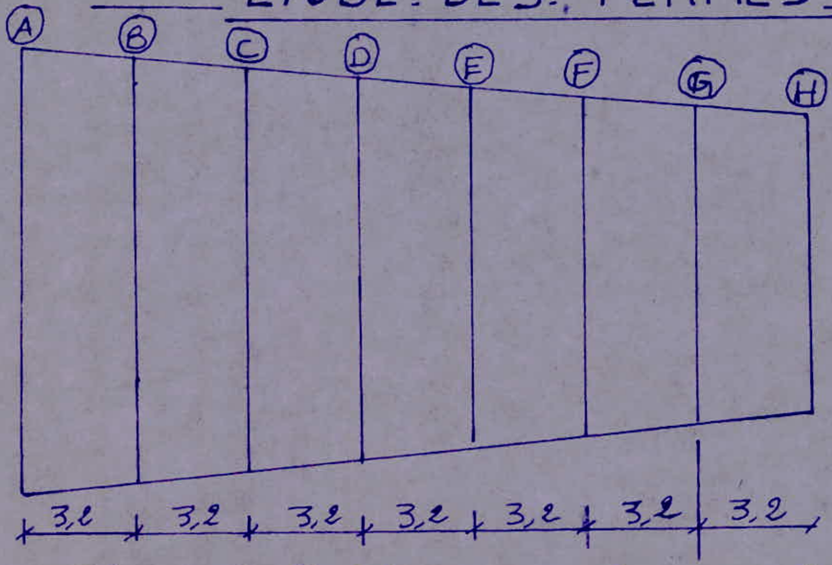
$$\mu = \frac{1{,}388.15.10^5}{2800.30.(27)^2} = 0{,}0340 \longrightarrow \varepsilon = 0{,}9209 \ ; \ K = 48{,}2$$

$\sigma_b' = 58{,}1 \ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a$ donc Pas d'armatures comprimes

$A = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a.\varepsilon.h} = \frac{1{,}388.10^5}{2800.0{,}9209.27} = 2cm^2$ on Prend le min c'est à dire 4T16

on Prend des cadres T8 espacé de $t = 14cm$.

ETUDE . DES . FERMES



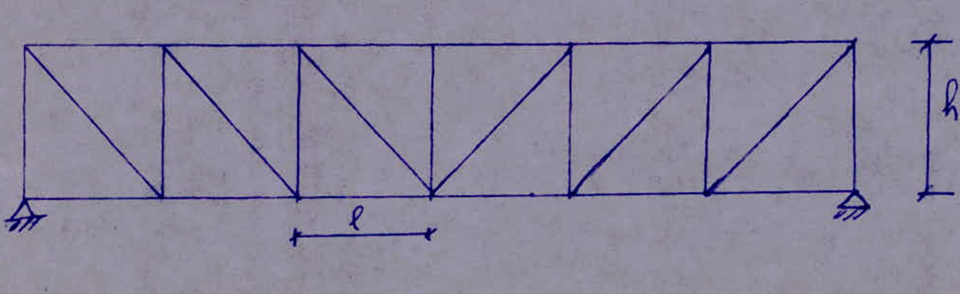
ce schéma, présentant la grande salle, donne les positions des fermes représentées par les lettres - Ces Fermes sont les éléments fondamentaux qui supportent le plancher de la grande salle, elles font partie des portiques Transversaux - Chargées uniformément, les fermes seront assimilées dans un premier lieu à des poutres reposant sur des appuis simples et cela pour pouvoir les dimensionner -
La Ferme est constituée en treillis en forme de N ; les membrures, les montant et les diagonales seront executées en double cornière à ailes égales ; dans le dimensionnement de ces elements : il sera tenu compte des surcharges d'exploitations -

Comme la figure l'indique, on a huit fermes avec des portées différentes :

Ferme A : $l = 21,60$ m ; B 20,80 m ; C 20,00 m ; D 19,20 m
E 18,40 m ; F 17,60 m ; G 16,80 m ; H 15,30 m.

Pour leur etudes on prendra une sur deux c'est à dire on calculera la Ferme A . B (C sera prise idem à B) ; D (D idem à B) également F et G seront identiques à E ; enfin on calculera la ferme H.

Pour la détermination des efforts dans les barres de la ferme on utilisera la methode des noeuds.
ce sont des Fermes à membrures parallèles :



Etude de la Ferme A

- Charges et Surcharges

. Plancher 616,5 Kg/m²

La charge revenant à la ferme est : $616{,}5 \times 1{,}6 = 986{,}4$ kg/ml

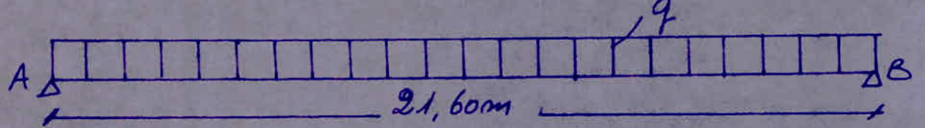
. Poids Propre des poutrelles — — — — — 18,64 kg/ml

$G = 1005{,}04$ Kg/ml

. Surcharge d'exploitation $S = 100 \times 1{,}6 = 160$ Kg/ml

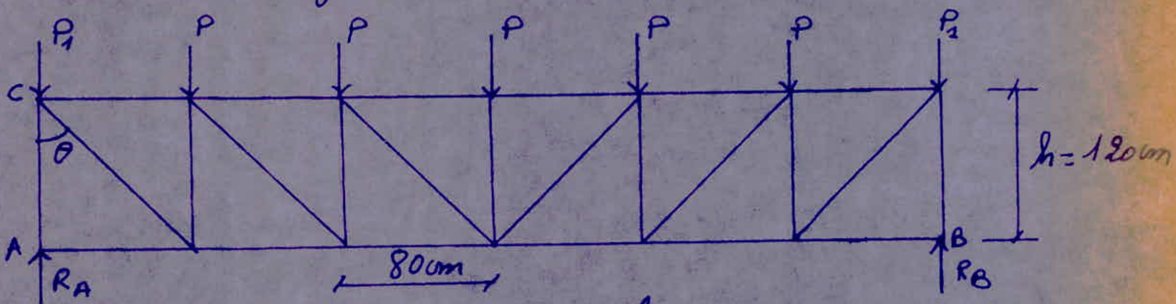
On Prend la combinaison la plus défavorable donnée par le CM66.

$$q = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} S = \frac{4}{3} 1005{,}04 + \frac{3}{2} 160 = 1{,}58 \ t/ml.$$



- calcul des reactions : $R_A = R_B = q \frac{L}{2} = 1{,}58 \frac{21{,}60}{2} = 17{,}064 \ t$

- calcul de la charge P_i revenant aux noeuds



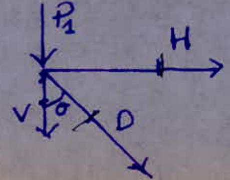
- cette figure, ne représente pas la ferme A étant donné que cette dernière à une portée assez importante (21,60m), mais uniquement pour mettre en evidence la methode de calcul.

$$P = \frac{1{,}58 \times 0{,}8}{1} = 1{,}264 \ t \ ; \ P_1 = \frac{1{,}264}{2} = 0{,}632 \ t$$

Pour le noeud A on a:

$V = -R_A = -17{,}064$ (c'est une compression dans le montant)

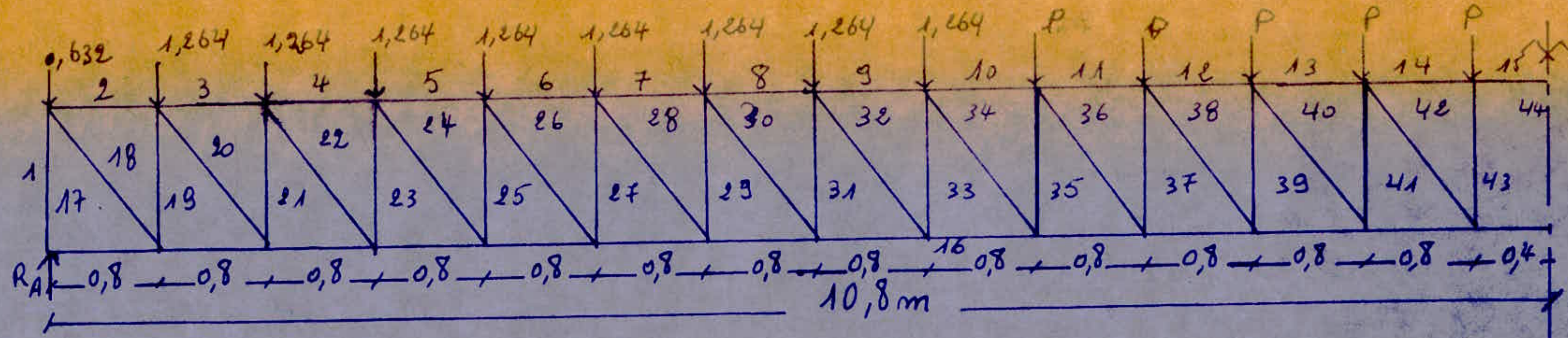
Pour le noeud C on a: $\sin\theta = 0{,}555$; $\cos\theta = 0{,}832$



Σ forces Verticales $= 0 = D.\cos\theta + V + P_1 \Rightarrow D = \frac{-V - P_1}{\cos\theta}$

Σ Forces horizontales $= 0 \Rightarrow H = -D \sin\theta$.

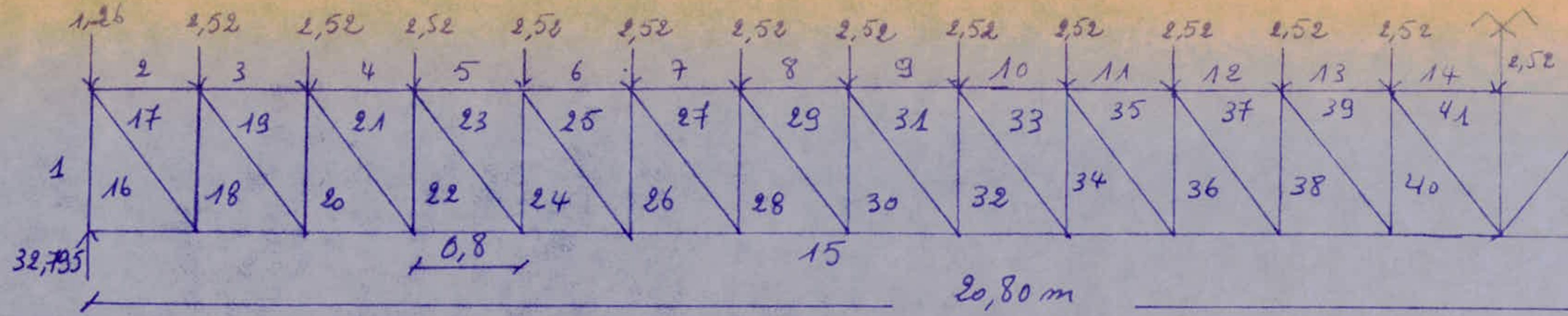
Pour le reste des noeuds ; on rassemble les resultats dans le Tableau suivant.



Barre	effort (t)	Signe	Barre	effort (t)	Signe	Barre	effort (t)	Signe
1-17	17,064	−	26-27	11,352	−	36-37	5,005	−
17-18	19,756	+	27-28	12,122	+	37-38	4,488	+
18-2	10,953	−	28-7	53,082	−	38-12	74,021	−
17-16	0		27-16	46,351	+	37-16	71,523	+
18-19	16,437	−	28-29	10,077	−	38-39	3,731	−
19-20	18,229	+	29-30	1,595	+	39-40	2,960	+
20-3	21,071	−	30-8	58,964	−	40-13	75,680	−
19-16	10,953	+	29-16	53,082	+	39-16	74,021	+
20-21	15,163	−	30-31	8,816	−	40-41	2,456	−
21-22	16,703	+	31-32	9,068	+	41-42	1,434	+
22-4	30,338	−	32-9	63,996	−	42-14	76,477	−
21-16	21,071	+	31-16	58,964	+	41-16	75,680	+
22-23	13,901	−	32-33	7,541	−	42-43	1,195	−
23-24	15,176	+	33-34	7,541	+	43-44	0,085	−
24-5	38,770	−	34-10	68,179	−	44-15	76,477	−
23-16	30,338	+	33-16	63,996	+	43-16	76,477	+
24-25	12,627	−	34-35	6,267	−			
25-26	13,649	+	35-36	6,014	+			
26-6	46,351	−	36-11	71,523	−			
25-16	38,770	+	35-16	68,179	+			

<u>Remarque.</u> Le signe (−) Pour indiquer la compression ; par contre le (+) pour la Traction.

Efforts dans les barres de la ferme B.

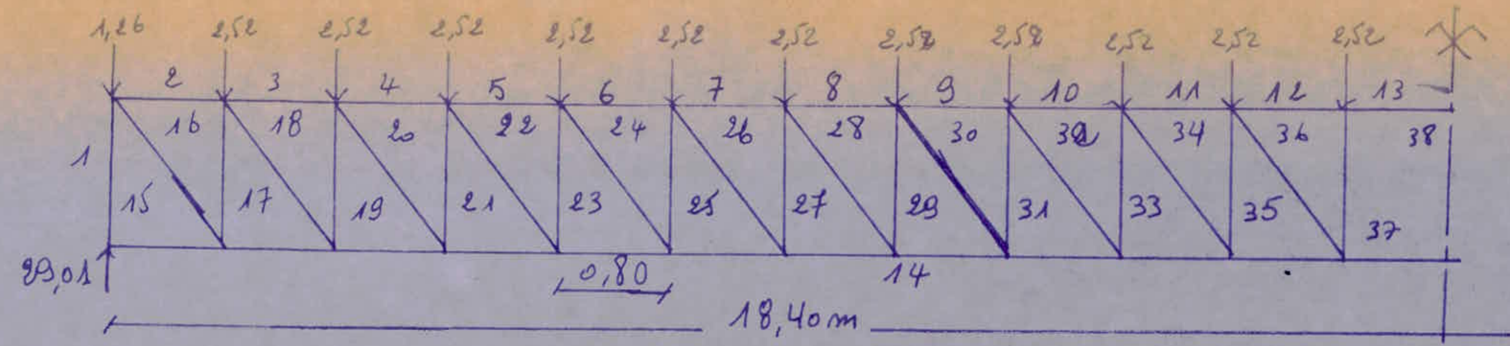


Barre	1-16	16-17	17-2	16-15	17-18	18-19	19-3	18-15	19-20	20-21	21-4	20-15	21-22	22-23	23-5	22-15	23-24	24-25	25-6	24-15
effort (t)	32,79	37,90	21,03	0	31,52	38,85	40,38	21,03	29,00	31,82	58,03	40,38	26,46	28,77	74,00	58,03	23,93	25,75	88,30	74,00
signe	-	+	-	0	-	+	-	+	-	+	[illegible]	+	-	+	-	+	-	+	-	+
Barre	25-26	26-27	27-7	26-15	27-28	28-29	29-8	28-15	29-30	30-31	31-9	30-15	31-32	32-33	33-10	32-15	33-34	34-35	35-11	34-15
effort	21,42	22,70	100,90	88,30	18,89	19,67	111,82	100,90	16,37	16,65	121,07	100,90	13,85	13,60	128,62	121,07	11,32	10,58	134,49	128,62
signe	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+
Barre	35-36	36-37	37-12	36-15	37-38	38-39	39-13	38-15	39-40	40-41	41-14	40-15								
effort	8,80	7,54	138,67	134,49	6,27	4,50	141,17	138,67	3,75	1,47	141,98	141,17								
signe	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+								

(-) Pour la Compression ;

(+) Pour la Traction -

Efforts dans les barres de la ferme E.

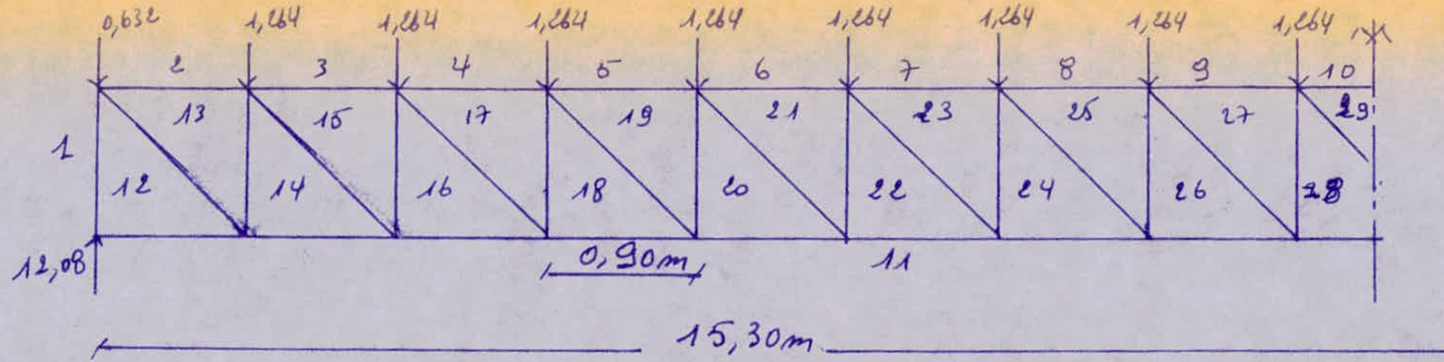


Barre	1-15	15-16	16-2	15-14	16-17	17-18	18-3	17-14	18-19	19-20	20-4	19-14	20-21	21-22	22-5	21-14	22-23	23-24	24-6	23-14
effort (t)	29,01	33,35	18,51	0	27,75	30,32	35,33	18,51	25,22	27,28	50,48	35,33	22,70	24,24	63,94	50,48	20,77	21,20	75,71	63,94
Signe	-	+	-	0	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+
Barre	24-25	25-26	26-7	25-14	26-27	27-28	28-8	27-14	28-29	29-30	30-9	29-14	30-31	31-32	32-10	31-14	32-33	33-34	34-11	33-14
effort (t)	17,64	18,16	85,50	75,71	15,11	15,12	94,17	85,50	12,57	12,08	100,88	94,17	10,05	9,05	105,90	100,88	7,53	6,03	109,24	105,90
Signe	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	+	+	-	+	-	+	-	+
Barre	34-35	35-36	36-12	35-14	36-37	37-38	38-13	37-14												
effort	5,02	2,98	110,90	109,24	2,48	0,04	113,56	110,90												
Signe.	-	+	-	+	-	+	-	+												

(-) Pour la compression

(+) Pour la Traction

Efforts dans les barres de la ferme H



Barre	1-12	12-13	13-2	12-11	13-14	14-15	15-3	14-11	15-16	16-17	17-4	16-11	18-17	18-19	19-5	18-11	19-20	20-21	21-6	20-11
effort(t)	12,08	14,31	7,94	0	11,44	12,73	15,57	7,94	10,18	11,15	22,27	15,57	8,92	9,57	28,00	22,27	7,66	8,00	32,43	28,00
Signe	-	+	-	0	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+
Barre	21-22	22-23	23-7	22-11	23-24	24-25	25-8	24-11	25-26	26-27	27-9	26-11	27-28	28-29	29-10	28-11				
effort(t)	6,38	6,41	36,00	32,43	5,12	4,83	38,68	36,00	3,86	3,25	40,63	38,68	2,60	1,67	41,62	40,63				
signe	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+				

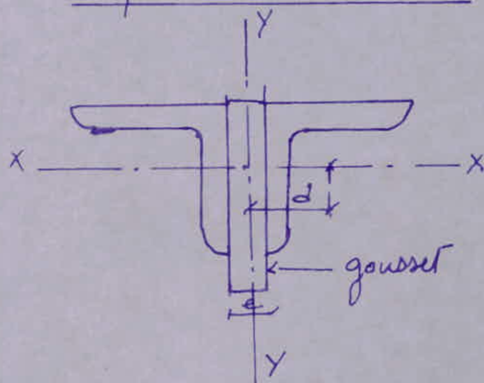
(-) : Compression

(+) : Traction -

dimensionnement des barres.

Les barres seront dimensionner aux efforts pondérés. Par mesure de construction on gardera une même section pour chaque membrure (membrure inférieure ou supérieure) ; il en sera de même pour les montants et les diagonales

disposition des cornières



L'épaisseur e du gousset est fonction de l'effort N dans la diagonale la plus proche de l'appui de la ferme.

$45^t > N > 20^t \longrightarrow e = 1\,cm.$

$N < 20^t \longrightarrow e = 8\,mm.$

I. Ferme A on calculera pour la ferme A ; pour le reste des fermes les résultats seront rassemblés dans un Tableau.

. Montant : Le montant le plus sollicité a un effort N de compression :

$N = 17{,}064t$ donc Section $S \geqslant \frac{N}{\sigma_e} = \frac{17{,}064.10^3}{2400} = 7{,}11\ cm^2$

on choisit 2L 60x60x8 Avec $(S = 18{,}02\,cm^2)$

$I_x = 2I_{x_0} = 58{,}8\,cm^4$

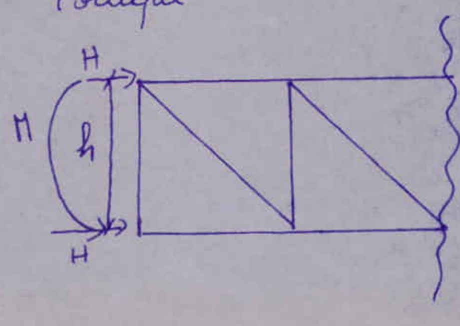
. diagonale : $N = 19{,}756t$ (Traction)

$S \geqslant \frac{N}{\sigma_e} = \frac{19756}{2400} = 8{,}23\,cm^2$ on garde 2L 60x60x8 $(S = 18{,}08\,cm^2)$

. membrure. $N = 76{,}477$; $S \geqslant \frac{N}{\sigma_e} = \frac{76477}{2400} = 31{,}86\,cm^2$

on choisit 2L.150x150x18 avec $A = 102{,}06\,cm^2$

on a choisi des sections de cornières assez grande car on aura à ajouter d'autres effets (Moment d'encastrement + réaction horizontale) au niveau du Portique



$H = \frac{M}{h}$

Verifications. On vérifie les pièces comprimées au flambement, et les Pièces tendues à l'élancement.

Pour le flambement : dans le plan de la poutre, chaque barre sera Vérifiée avec une longueur égale à la distance des nœuds

$l_c = 0,8\, l_0 = 0,8 \cdot 120 = 96cm$: Par contre dans le plan perpendiculaire à la poutre $l_c = l_f = 120$ cm. ceci pour le montant

. Pour ce montant de la ferme A on a :

$I_x = 58,8 cm^4$; $I_y = 2I_{Y_0} + S.d^2 = 144,34 cm^4$

$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = \sqrt{\frac{58,8}{18,02}} = 1,8$ cm ; $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = 2,83$cm.

$\lambda_x = \frac{l_c}{i_x} = \frac{120}{1,8} = 66,66$; $\lambda_y = \frac{96}{2,83} = 34$

donc $\lambda = \max[\lambda_x, \lambda_y]$ d'où du TAbleau donné au CM66 on a le coefficient $K = 1,26$.

on vérifie le flambement $K\sigma \leq \sigma_e$; $1,26 \cdot \frac{17,064 \cdot 10^3}{18,02} = 1193,15 Kg/cm^2 < \sigma_e$

On fait le même calcul pour la membrure comprimée :

$l_0 = 80cm$ $\quad l_{cy} = 0,8 \cdot 80 = 64cm$; $l_{cx} = l_0 = 80cm$

$i_x = 4,336$ cm ; $i_y = 6,655$ cm ; $\lambda_x = 17,64$; $\lambda_y = 9,61$

d'où $K = 1,011$ qui donne $K\sigma = 1,011 \cdot \frac{76,477 \cdot 10^3}{102,06} = 757,6 Kg/cm^2 < \sigma_e$.

. Pour la diagonale on vérifie l'élancement :

$\lambda_{lim} = 200$; $\quad l_0 = 144cm$; $l_{cy} = 115,2$ $\quad l_{cx} = 144cm$; $i_x = 1,798$cm

$i_y = 3,68cm$ $\quad$ d'où $\quad \lambda_x = 80$; $\lambda_y = 31,3$

$\lambda_{max} = \lambda_x = 80 < \lambda_{lim} = 200$ - $\quad$ Vérifiée

Pour les autres fermes les resultats, avec les vérifications sont données dans le Tableau suivant.

Forme	éléments	efforts (t)	section calculée cm^2	section choisie cm^2	cornière 2L	Longueur de flambe- l_0 (cm)	l_{cx} (cm)	l_{cy} (cm)	Rayon de giration i_x (cm)	i_y (cm)	élancement λ_x	λ_y	coeff. K	K.σ
B	montant	32,79	13,66	18,02	60x60x8	120	120	96	1,798	3,68	66,74	26,09	1,26	2292,75
	diagonale	37,9	15,79	18,02	60x60x8	144	144	115,2	1,798	3,68	80	31,30	$\lambda_x < \lambda_{lim} = 200$	
	membrure	141,98	59,16	152,7	200x200x20	80	80	64	6,11	8,69	13,09	7,36	1,006	1406,44
E	montant	29,01	12,08	18,02	60x60x8	120	120	96	1,798	3,68	66,74	26,09	1,26	2028,44
	diagonale	33,35	13,90	18,02	60x60x8	144	144	115,2	1,798	3,68	80	31,3	$\lambda_x < \lambda_{lim}$	
	membrure	113,56	47,32	102,06	150x150x15	80	80	64	4,336	6,655	17,64	9,61	1,011	46875
H	montant	12,08	5,03	8,6	45x45x5	120	120	96	1,36	2,18	88,23	33,0	1,61	2261,50
	diagonale	14,31	5,96	8,6	45x45x5	150	150	120	1,36	2,18	88,23	33,0	$\lambda_x < \lambda_{lim}$	
	membrure	41,62	17,34	38,22	100x100x10	90	90	72	3,04	4,41	26,33	26,25	1,025	1116,20.

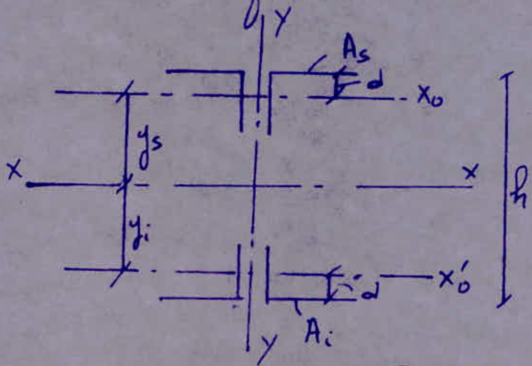
Vérification de la Flèche

La vérification se fait pour l'effet des charges non pondérées. Elle se fait en considérant la poutre à treillis comme une poutre à âme pleine avec une inertie équivalente I_e -

1/. Ferme A. La flèche est donnée par l'Annexe (13,40_CM66)

$F = F_M + F_T < F_a = \frac{1}{200}$ de la portée.

. F_M peut être calculée en assimilant la poutre à treillis à une poutre à âme pleine dont $I_e = K[A_s \cdot Y_s^2 + A_i y_i^2]$; se calcule au milieu de la portée de la ferme -



$$I_e = K\left[A_s \cdot Y_s^2 + A_i y_i^2\right] + I_x$$

I_x on peut le negliger

$K = 0,9$ pour une poutre de pente nulle -

$A_s = A_i = 102,06 cm^2$

$$y_i = y_s = \frac{h}{2} - d = \frac{120}{2} - 3,75 = 56,25 cm.$$

donc $I_e = 0,9\left[102,06 \cdot (56,25)^2\right] \cdot 2 = 5,81\ 10^5\ cm^4$

$F_M = \frac{5 q l^4}{384 E I_e}$ avec $q = G + P$ (charges non Pondérées);

$G = 616,5 \cdot 1,6 + 18,64 = 1005,64$ Kg/ml.

Poids Propre de la ferme = 80,2 Kg/ml d'où $G = 1085,84$ Kg/ml

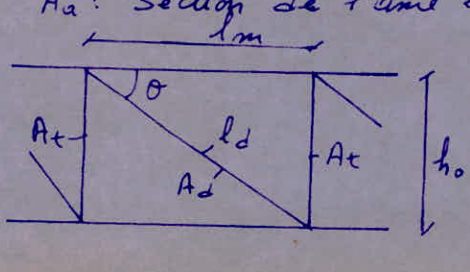
$P = 100 \times 1,6 = 160$ Kg/ml donc $q = 1245,84$ Kg/ml.

$$F_M = \frac{5 \cdot 1245,84 \cdot (2160)^4 \cdot 10^{-2}}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 5,81 \cdot 10^5} = 2,894 cm$$

. F_T : est assez importante ; on ne peut pas la négliger ; elle est donnée par la formule :

$$F_T = \frac{M_{ed}}{G \cdot A_a}$$ où : G: module de young ;

A_a : Section de l'âme equivalente donnée par (Anne 13.942. CM66)



$$A_a = \frac{2,6\ A_d \frac{l_m}{h_0}}{\frac{A_d}{A_t} + \frac{l_d^3}{h_0^3}}$$

On a : $l_m = 80cm$; $h_0 = 120cm$; $l_d = \sqrt{(120)^2+(80)^2} = 144,2cm$

$A_d = 18,02 \, cm^2$; $A_t = 18,02 \, cm^2$. donc :

$$A_a = \frac{2,6 \cdot 18,02 \frac{80}{120}}{\frac{18,02}{18,02} + \frac{(144,2)^3}{(120)^3}} = 11,42 cm^2$$

$$M_{ed} = q \frac{l^2}{8} = 1245,84 \cdot \frac{(2160)^2}{8} = 7,266 \cdot 10^6 \, kg.cm.$$

$G = 0,81 \cdot 10^6 \, kg/cm^2$ d'où : $F_T = \frac{M_{ed}}{G \cdot A_a} = \frac{7,266 \cdot 10^6}{0,81 \cdot 10^6 \cdot 11,42} = 0,785 cm$

alors on tire la flèche F :

$F = F_M + F_T = 2,894 + 0,785 = 3,68 cm$; $F_a = \frac{1}{200} 2160 = 10,8 cm$

donc $F < F_a$.

2/ Ferme B. étant donné qu'on a les mêmes sections donc I_e reste le même $I_e = 8,12 \cdot 10^5 \, cm^4$.

$q = G + P$ avec $G = 616,5 \times 3,2 + 18,64 = 1991,44$; $P = 100 \times 3,2 = 320 \, kg/ml$.

donc $q = 2311,44 \, kg/ml$.

$$F_M = \frac{5 q l^4}{384 \cdot E \cdot I_e} = \frac{5 \cdot 2311,44 \cdot (2080)^4 \cdot 10^{-2}}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 5,81 \cdot 10^5} = 4,617 cm.$$

Pour F_T ; A_a reste le même $= 11,42 cm^2$

$$M_{ed} = q \frac{l^2}{8} = 2311,44 \cdot 10^{-2} \frac{(2080)^2}{8} = 12,50 \cdot 10^6 \, kg.cm.$$

$$F_T = \frac{M_{ed}}{G \cdot A_a} = \frac{12,50 \cdot 10^6}{0,81 \cdot 10^6 \cdot 11,42} = 1,35 cm.$$

d'où :

$F = F_M + F_T = 4,617 + 1,35 = 5,97 cm$ par contre $F_a = \frac{1}{200} 2080 = 10,4 cm$

donc $F < F_a$.

3/ Ferme E I_e reste le même $= 5,81 \cdot 10^5 \, cm^4$ également $q = 2311,44 \, kg/ml$.

$$F_M = \frac{5 q l^4}{384 \cdot E \, I_e} = \frac{5 \cdot 2311,44 \cdot (1840)^4 \cdot 10^{-2}}{384 \cdot 2,1 \cdot 5,81 \cdot 10^5 \cdot 10^6} = 2,83 cm$$

Pour F_T $A_a = 11,42 cm^2$; $M_{ed} = 2311,44 \cdot 10^{-2} \frac{(1840)^2}{8} = 9,78 \cdot 10^6 \, kg.cm$.

$F_T = \frac{9,78 \cdot 10^6}{0,81 \cdot 10^6 \cdot 11,42} = 1,06 cm$. donc $F = F_M + F_T = 2,83 + 1,06 = 3,89 cm$

$F_a = \frac{1}{200} 1840 = 9,2 cm$ donc $F < F_a$.

4/. Ferme H

$I_e = 0,9\left[38,22\,.(57,25)^2\right].2$ avec $57,25 = \frac{h}{2} - d = 60 - 2,75$

$I_e = 2,55.10^5\,cm^4$. q est la même que celle de la ferme A, $q = 1245,84$ Kg/ml

$$F_M = \frac{5ql^4}{384.2,1.10^6.2,55.10^5} = \frac{5.1245,84.(1530)^4.10^{-2}}{384.\,2,1.10^6.2,55.10^5} = 1,66\,cm.$$

Pour le calcul de F_T on a $A_a = \dfrac{2,6\,\frac{l_m}{h_0}.A_d}{\frac{A_d}{A_t} + \frac{l_d^3}{h_0^3}}$ avec $l_m = 90\,cm$; $h_0 = 120\,cm$, $A_d = A_t = 8,6\,cm^2$, $l_d = 150\,cm$

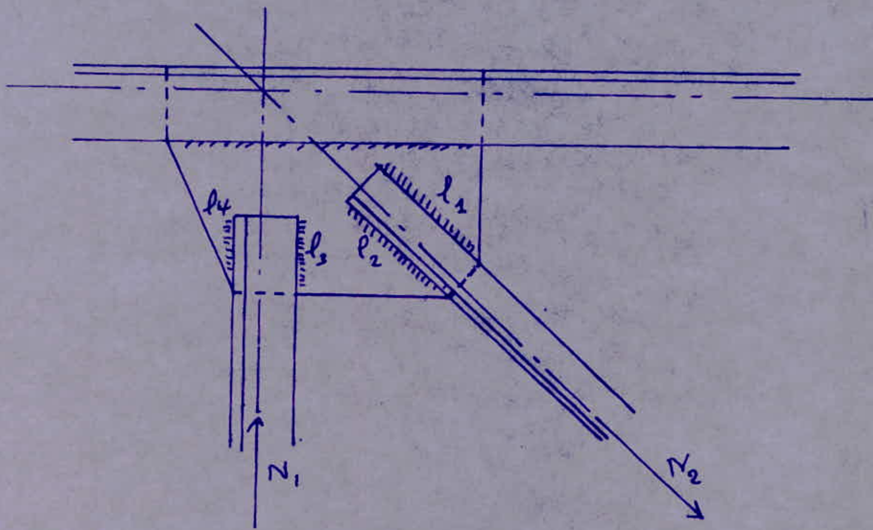
donc $A_a = 5,68\,cm^2$

$$M_{ed} = q\frac{l^2}{8} = 1245,84\,\frac{(1530)^2}{8} = 3,64.10^6\,Kg.cm.$$

$F_T = \dfrac{M_{ed}}{G\,A_a} = \dfrac{3,64.10^6}{0,81.10^6.5,68} = 0,792\,cm$ d'où $F = F_M + F_T = 1,66 + 0,792 = 2,452\,cm$

$F_a = \frac{1}{200}\,l = \frac{1}{200}\,1530 = 7,65\,cm$ donc $F < F_a$ -

calcul des soudures.



1/ Ferme A   on determine d'abord les cordons de soudure au niveau de la diagonale, soit l_1 ; l_2

- calcul de l_1 $N_2 = 21,2t$; on prend l'epaisseur de cordon $a = 4mm$; $\alpha = 1$

longueur l_1 Theorique $l_1 = \frac{0,3.N_2}{2.0,75.\alpha a.\sigma_e} = \frac{0,3.21,2.10^3}{2.0,75.1.0,4.2400} = 4,41cm$

donc longueur reelle $l_1 = 4,41 + 2.a \Rightarrow l_1 = 6cm.$

- Pour l_2 on a: $l_2 = \frac{0,7.N_2}{2.0,75.\alpha.a\sigma_e} = 10,3cm$

longueur reelle : $l_2 = 12cm.$

. Montant $N_1 = 18,1t$; $a = 4mm$; $\alpha = 1$

$l_3 = \frac{0,3.N_1}{2.0,75\,\alpha.a.\sigma_e} = 3,77cm$ on prend donc $l_3 = 5.cm.$

pour l_4 on a $l_4 = \frac{0,7\,N_1}{2.0,75.\alpha a.\sigma_e} = 8,8cm$ Soit $l_4 = 10cm$

2/ Ferme B_1

diagonale ; $N_2 = 36,6\,t$ $a = 4mm$ $\alpha = 1$

$l_1 = \frac{0,3\;36,6.10^3}{2.0,75.1.0,4.2400} = 7,62cm$; longueur reelle $l_1 = 10cm.$

pour $l_2 = \frac{0,7\;36,6.10^3}{2.0,75.1.0,4.2400} = 17,8cm$ soit $l_2 = 17,8 + 2.a = 20cm$

. Montant $N = 31,6t$; avec $a = 4mm$ donc $\alpha = 1$

$l_3 = \frac{0,3.31,6.10^3}{2.0,75.1.0,4.2400} = 6,6cm$ soit l_3 reelle $= 9cm.$

pour l_4 on a $l_4 = \frac{0,7.31,6.10^3}{2.0,75.1.0,4.2400} = 15,37cm$ soit $l_4 = 18cm$

3/. Ferme E

diagonale : $N_2 = 32{,}2\,t$; $a = 4mm$ $\alpha = 1$

$$- \ l_1 = \frac{0{,}3.\ N_2}{2.\,0{,}75\,\alpha.a.\sigma_e} = \frac{0{,}3.\ 32{,}2.\ 10^3}{2.0{,}75.\,1.\,0{,}4.\ 2400} = 6{,}71\,cm$$ soit $l_1 = 6{,}71 + 2.a = 7{,}51$
on prend $l_1 = 9\,cm$

$$- \ l_2 = \frac{0{,}7\ N_2}{2.\,0{,}75.\alpha.a\,\sigma_e} = \frac{0{,}7.\ 32{,}2.\ 10^3}{2.\,0{,}75.\,1.\,0{,}4.\,2400} = 15{,}66\,cm$$ donc $l_2 = 18\,cm$.

Montant : $N_1 = 28\,t$; $a = 4mm$ $\alpha = 1$

$$- \ l_3 = \frac{0{,}3.\ 28.\ 10^3}{2.\,0{,}75.\,1.\,0{,}4.\ 2400} = 5{,}84\ cm$$ On Prend $l_3 = 8\,cm$.

$$- \ l_4 = \frac{0{,}7.\ 28.\ 10^3}{2.\,0{,}75.\,1.\,0{,}4.\ 2400} = 13{,}62\,cm$$ soit $l_4 = 16\,cm$.

4/. Ferme H.

diagonale. $N_2 = 13{,}07\,t$ $a = 4mm$ $\alpha = 1$

$$l_1 = \frac{0{,}3.\ 13{,}07.\ 10^3}{2.\,0{,}75.\,1.\,0{,}4.\,2400} = 2{,}72\,cm$$ soit $l_1 = 5\,cm$.

$$l_2 = \frac{0{,}7.\ 13{,}07.\ 10^3}{2.\,0{,}75.\,1.\,0{,}4.\,2400} = 6{,}36\,cm$$ soit $l_2 = 10\,cm$.

Montant : $N_1 = 11{,}475\,t$ $a = 4mm$ $\alpha = 1$

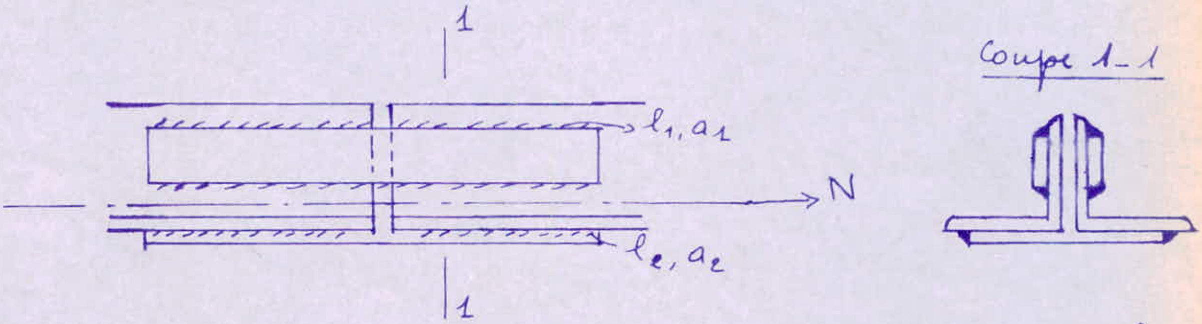
$$l_3 = \frac{0{,}3.\ 11{,}475.\ 10^3}{2.\,0{,}75.\,1.\,0{,}4.\ 2400} = 2{,}4\,cm$$ soit $l_3 = 5\,cm$.

$$l_4 = \frac{0{,}7.\ 11{,}475.\ 10^3}{2.\,0{,}75.\ 1.\ 0{,}4.\ 2400} = 5{,}6\,cm$$ soit $l_4 = 8\,cm$.

- Remarque : L'épaisseur du gousset utilisé sera de e : 1cm pour toutes les fermes -

- La liaison, de continuité au niveau des membrures inferieures et superieures, se fait sur chantier par soudure - on utilisera pour assurer la continuité, la stabilité et la resistance des plats ayant la même épaisseur que les éléments assemblés. c'est à dire l'épaisseur des membrures

Dimensions des cordons.



- pour les epaisseurs on a $a_1 = a_2 = 10$ mm. Pour toutes les fermes sauf la ferme H pour laquelle : $a_1 = a_2 = 6$ mm.

- Effort : On prend l'effort le plus grand calculé pour la ferme B.

$N = 141,98\,t$ qui se reparti entre les différents cordons.

- Cordons l_1, a_1. on a $\alpha_1 = 0,88 = 0,8\left[1 + \frac{1}{a}\right]$

comme on a double cornières alors on a la moitié de l'effort par cornière. $N_1 = \frac{141,98}{2} = 71\,t$.

$$l_1 \geq \frac{0,7 N_1}{0,75\ a.\alpha.\ \sigma_e} = \frac{0,7.\ 71.10^3}{0,75.1.0,88.2400} = 31,37\text{cm} \quad \text{soit } l_1 = 38\text{cm}$$

Pour les Plats (couvre joint) on prendra une longueur = 40cm.

egalement $l_2 = 38$cm.

- Pour la Ferme H $N = 41,62\,t$; $\alpha = 0,8\left[1 + \frac{1}{a}\right] = 0,93$

$$l_1 \geqslant \frac{0,7.\ 41,62.10^3}{0,75.1.0,93.2400} = 14,5\text{cm} \quad \text{soit } l_1 = 20\text{cm}.$$

Pour les plats on prend une longueur $l = 40$cm.

ETUDE AU SEISME.

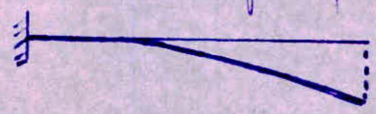
Introduction

L'étude sismique sera basée sur les règles parasismiques 69 et le complément (C.T.C). L'ouvrage ne réunissant pas les principales conditions citées dans le complément permettant le calcul statique, on s'est vu obligé de faire une étude dynamique directe.

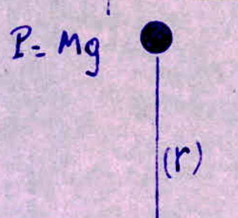
Un calcul dynamique permet d'étudier le comportement d'un batiment soumis à des actions horizontales de courte durée. Sous ces actions, l'ouvrage effectue un mouvement oscillatoire relativement à sa position non deformée. Ce calcul permet, à partir d'un modèle mathématique choisi le plus conformément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

Méthode de calcul

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



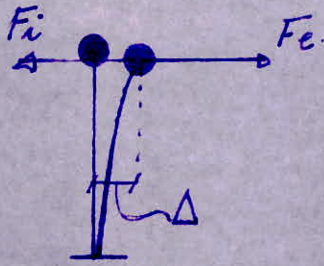
Exposé de la méthode: Le système est composé d'une tige de masse négligeable, de rigidité (r), et d'une masse concentrée M.



Dans un premier lieu on neglige la compression dans la tige. La rigidité représente la force necessaire pour produire un déplacement unitaire [Force / unité de longueur]

a) On considère la masse déplacée de sa position d'équilibre. Ce déplacement est dû à un choc ou une action de courte durée et supposons que M est relachée à $t=0$.

Notre système effectuera un mouvement oscillatoire par rapport à la position d'équilibre ou non-déformée. La position de la masse M peut être définie par une seule coordonnée x. Le principe d'Alembert affirme que l'équilibre dynamique est réalisé lorsque la résultante des deux forces en présence est nulle : la force d'inertie dans le sens opposé à l'accélération et la force élastique proportionnelle au déplacement.



$$F_i = -M\frac{d^2x}{dt^2}$$

$$F_e = \cancel{M} r.x$$

$$F_i - F_e = 0$$

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

En posant, $\omega^2 = \frac{r}{M}$ on obtient : $\frac{d^2x}{dt^2} + \omega^2 x = 0$ qui est une équation du second ordre sans second membre avec coefficient constant dont l'équation caractéristique est : $\rho^2 + \omega^2 = 0$

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

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

$x(t) = C_1 \cos\omega t + C_2 \sin\omega t$ qu'on peut l'écrire :

$x(t) = A \sin(\omega t \, \psi)$ avec $C_1 = A\sin\psi$, $C_2 = A\cos\psi$

d'où $A = (C_1^2 + C_2^2)^{1/2}$ et $\mathrm{tg}\,\psi = \frac{C_1}{C_2}$

Les conditions initiales donnent : $x_{t=0} = \Delta$, $\left(\frac{dx}{dt}\right)_{t=0} = V_0$

d'où : $C_1 = \Delta$ et $C_2 = \frac{V_0}{\omega}$

L'équation du mouvement s'écrit : $x(t) = \Delta\cos\omega t + \frac{V_0}{\omega}\sin\omega t$

La valeur instantanée du déplacement est appelée couramment élongation de la vibration, à cela s'ajoute l'amplitude $X_0 = \max X(t)$ qui peut être obtenue en faisant $\sin(\omega t + \psi) = 1$, $X_0 = A$ et $\omega t + \psi = (2n+1)\pi/2$.

$$X_0 = A = \left(\Delta^2 + \left(\frac{V_0}{\omega}\right)^2 \right)^{1/2}$$

Par hypothèse à $t = 0$ $V_0 = 0$ d'où $X_0 = \Delta = A$, $\psi = \pi/2$ c'est à dire l'amplitude est égale au déplacement initial.

En effet l'énergie du système restant constante, le mouvement continue indéfiniment dans le temps; alors en dérivant $X(t)$ on obtient :

$$\frac{dx}{dt} = V(t) = A\omega \cos(\omega t + \psi)$$

$$\frac{d^2x}{dt^2} = \frac{dV(t)}{dt} = a(t) = -A\omega^2 \sin(\omega t + \psi) = -\omega^2 X(t)$$

Le temps nécessaire à la masse pour revenir à sa position initiale représente la période propre de vibration du système. Elle peut être calculée comme suit :

$$X(t) = X(t+T) = A \sin[\omega(t+T) + \psi] = A \sin(\omega t + \psi)$$

d'où : $\omega(t+T) + \psi = 2\pi + \omega t + \psi$

ainsi $\omega T = 2\pi$

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

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

T est fonction des propriétés mécaniques du système.

On peut écrire :

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

La quantité P/r représente le déplacement de la masse sous l'action de son poids propre P agissant statiquement dans la direction des vibrations

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

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

$$T = 0.2\sqrt{\Delta_{st}}$$

avec Δ_{st} en cm

T en secondes.

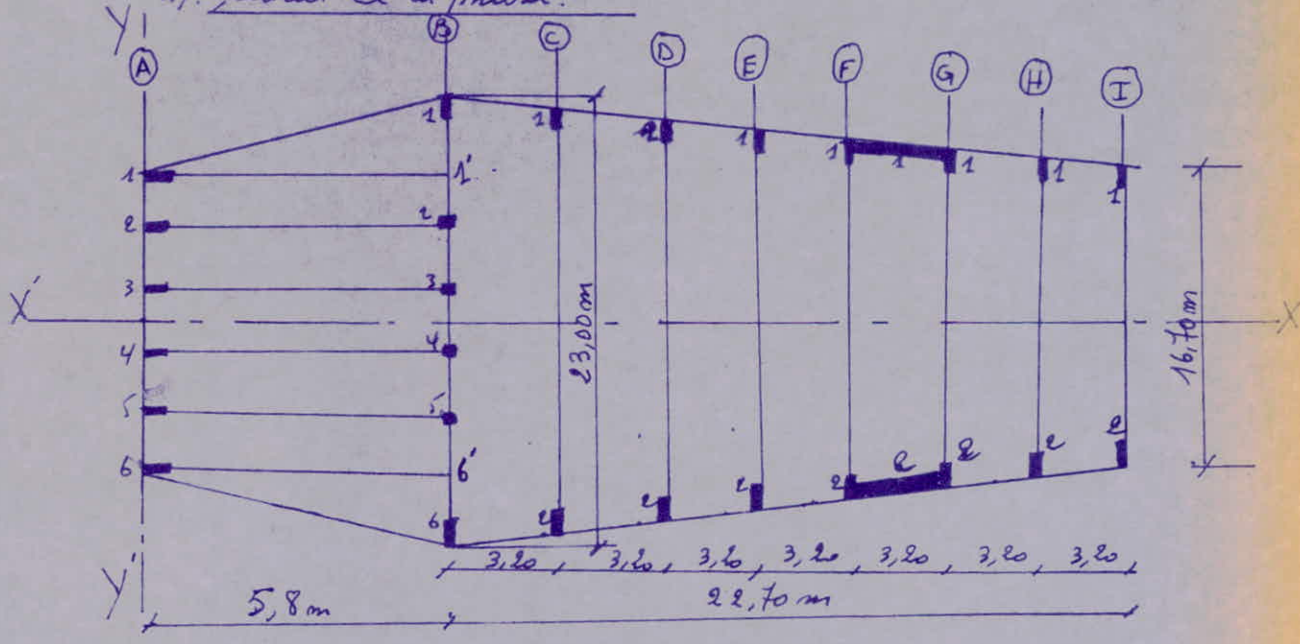
Le deplacement statique Δ_{ST} dans la direction des vibrations sera calculé avec la formule : $\Delta_{ST} = \frac{PH^3}{3E\Sigma I_i}$ où ΣI_i = la Somme des inerties des Poteaux et voiles.

Par contre la rigidité est donc $r = \frac{3E\Sigma I_i}{H^3}$ -

- dans ce cas la plupart de la masse est concentrée au niveau du plancher, en même temps la masse propre des poteaux peut être négligée -

I/ Détermination du deplacement Δ_{ST}.

1/. calcul de la masse.



. Plancher de la grande salle.

surface : $S = \frac{(16,70+23)\,22,70}{2} = 450,6\ m^2$

donc $W_1 = 616,5 . 450,6 = 277,8t$

_ Poids de l'acrotère : 150 kg/ml

. Poids des fermes :

. Ferme A : 2,356 t.
. Ferme B : 4,326 t (idem à C et D)
. Ferme E : 3,830 t (idem à F et G)
. Ferme H : 1,23 t

donc le Poids total des fermes est :

$$W_2 = 2,356 + 3 . 4,326 + 3 . 3,830 + 1,23 = 30,304\,t$$

. Poutrelles metalliques $W_3 = 7,41\,t$

. on Prend pour les pièces assurant la stabilité des fermes $W_4 = 2^t$

Plancher du Petit Bloc.

$$S = \frac{(16,7 + 23)\,5,8}{2} = 115,13\,m^2$$

$$W_5 = 525,5 \times 115,13 = 60,5\,t.$$

. Poutres : $0,45 \times 0,30 \times 2500 \times 5,3 \times 6 = 10,732\,t$
$0,45 \times 0,30 \times 2500 \times 6,2 \times 2 = 4,185\,t$
$0,40 \times 0,30 \times 2500 \times 16,7 = 5,01\,t$
$(0,65 \times 0,30)\,2500 \times 12,6 + 0,40 \times 0,30 \times 10,4 . 2500 = 8,625\,t$

$W_6 = 28,552\,t$

d'où la masse totale $W_T = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 = 402,32.$

enfin Masse $\boxed{M = W + \frac{P}{5} = 420\,t}$

détermination des inerties

. Sens longitudinal

. File A : des poteaux de 30x70 d'où $I = 6 . \frac{70^3 . 30}{12} = 51,45 . 10^5\,cm^4$

. File B : 2 Poteaux de 40x80 et 4 poteaux de 30x30 ;

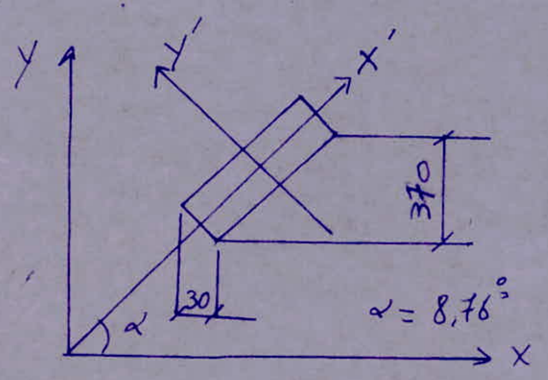
$$I = 4 . \frac{30^4}{12} + 2\,\frac{40^3 . 80}{12} = 11,23 . 10^5\,cm^4$$

Pour les Files (C, D; E; F; G; H, I) ; dont pour C; D; F; E les poteaux sont de 40x80 egalement G et H : 40x80 ; pour I : 30x70 donc .

$$I = 12\,\frac{40^3 . 80}{12} + 4 . \frac{30^3 . 70}{12} = 38,2 . 10^5\,cm^4.$$

Inertie du voile :

On doit calculer les inerties des deux voiles par rapport aux Axes (longitudinal et Transversal). les dimensions des deux voiles sont :



$$I_x = \frac{I_{y'} + I_{x'}}{2} + \frac{I_{x'} - I_{y'}}{2} \cos 2\alpha$$

$$I_y = \frac{I_{x'} + I_{y'}}{2} - \frac{I_{x'} - I_{y'}}{2} \cos 2\alpha$$

$$I_{x'} = \frac{30^3 \cdot 370}{12} = 6{,}525 \cdot 10^5 \ cm^4$$

$$I_{y'} = \frac{370^3 \cdot 30}{12} = 819{,}2 \ cm^4.$$

d'où $I_x = 20{,}52 \cdot 10^5 \ cm^4$

$I_y = 595{,}73 \cdot 10^5 \ cm^4.$

dou dans le sens longitudinal l'inertie des deux voiles est :

$I = 2 \cdot 595{,}73 \cdot 10^5 = 1191{,}46 \cdot 10^5 \ cm^4$ d'où

$\Sigma I_i = 51{,}45 \cdot 10^5 + 11{,}23 \cdot 10^5 + 38{,}2 \cdot 10^5 + 1191{,}46 \cdot 10^5 = 1292{,}34 \cdot 10^5 \ cm^4.$

Avec un calcul identique on trouve dans le sens Transversal :

$\Sigma I_i = 258{,}32 \cdot 10^5 \ cm^4.$

calculons le deplacement : avec $\Delta_{ST} = \dfrac{P H^3}{3 E \Sigma I_i}$

. dans le sens longitudinal : avec $H = 6{,}68$ m., $E = 3{,}45 \cdot 10^5$ Kg/cm²

$$\Delta_{ST} = \frac{420 \times (668)^3}{3 \cdot 3{,}45 \cdot 10^5 \cdot 1292{,}34 \cdot 10^5} = 0{,}89 \ cm.$$

d'où la Periode $T = 0{,}2 \sqrt{\Delta_{ST}} = 0{,}19$ s.

. dans le sens Transversal :

$$\Delta_{ST} = \frac{420 \times (668)^3}{3 \cdot 3{,}45 \cdot 10^5 \cdot 258{,}32 \cdot 10^5} = 4{,}452 \ cm.$$

la Periode est : $T = 0{,}2 \sqrt{\Delta_{ST}} = 0{,}42$ s.

- calcul du coefficient β.

. Sens longitudinal : avec Amortissement faible on a :

$$\beta = \frac{0{,}105}{\sqrt[4]{T^3}} \quad \text{avec un maximum } \beta = 0{,}175$$

alors $\beta_L = \dfrac{0,105}{\sqrt[4]{0,19^3}} = 0,365$ donc $\beta_L = 0,175$

. dans le sens Transversal :

$$\beta_T = \dfrac{0,105}{\sqrt[4]{0,42^3}} = 0,2 \quad \text{donc} \quad \beta_T = 0,175.$$

détermination des forces sismiques.

$F_{H_L} = \sigma_H . W$ avec $\sigma_H = \alpha . \beta . \gamma . \delta$

$\alpha = 1,4$ Zone II : édifice offrant un risque spécial du fait de leur fréquentation ou de l'importance primordial pour la vie de la région -

$\delta = 1,25$ terrain meuble.

$\gamma = 1.$

donc

$F_{H_L} = 1,4 . 1,25 . 1 . 0,175 . 420 = 128,62\, t.$

. dans le sens Transversal : on a la même force $F_{H_T} = 128,62 t$. du fait qu'on a les mêmes coefficients -

Coefficient sismique vertical.

$\alpha > 1$ donc $\sigma_V = \pm \dfrac{1}{\sqrt{\alpha}} \sigma_H$ avec $\sigma_H = \alpha . \beta . \gamma . \delta = 0,306$

$\sigma_V = \pm \dfrac{1}{\sqrt{1,4}} 0,306 = \pm 0,26.$

Efforts horizontaux revenant à chaque element :

Ils sont donnés par la relation : $F_{H_i} = \dfrac{F_H . I_i}{\Sigma I_i}$

I_i = moment d'inertie de tous les poteaux du même portique
ΣI_i : moment d'inertie de tous les poteaux et voiles.

Etude de la Torsion.

Toutes les structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leur Plan peuvent être sollicitées par des efforts dûs à la Torsion notamment les batiments présentant une dissymetrie dans leur ossature.
notre structure est parfaitement symetrique dans un sens ; donc dans ce sens on prend une excentricité, par rapport au centre de Torsion de la resultante des Forces horizontales, qui imposée par le CTC égale à : 5% de la plus grande dimension du Batiment donc :
excentricité Theorique $e_T = \dfrac{5}{100} . 28,2 = 1,41\, m.$

dans l'autre sens où on a la dissymétrie le centre de Torsion est donné par :

$$X_0 = \frac{\sum I_i x_i}{\sum I_i}$$

déterminons les deux éléments de ce rapport :

. File A	$I_A = 6 I_i = 9{,}45 \cdot 10^5\ cm^4$	avec $x_{iA} = 0$
. File B	$I_B = 36{,}83 \cdot 10^5\ cm^4$	$x_{iB} = 5{,}3\ m$.
. File C	$I_C = 2 I_i = 34{,}13 \cdot 10^5\ cm^4$	$x_{iC} = 8{,}5\ m$.
. File D	$I_D = 34{,}13 \cdot 10^5\ cm^4$	$x_{iD} = 11{,}7\ m$.
. File E	$I_E = 34{,}13 \cdot 10^5\ cm^4$	$x_{iE} = 14{,}9\ m$
. File F	$I_F = 34{,}13 \cdot 10^5\ cm^4$	$x_{iF} = 18{,}1\ m$
. File H	$I_H = 34{,}13 \cdot 10^5\ cm^4$	$x_{iH} = 21{,}3\ m$
. File I	$I_I = 17{,}06 \cdot 10^5\ cm^4$	$x_{iI} = 27{,}7\ m$.
. Voiles	$I_V = 2 I_i = 41{,}04 \cdot 10^5\ cm^4$	$x_{iV} = 19{,}7\ m$.

on remplace on a : $X_0 = \frac{3772{,}6 \cdot 10^5}{258{,}31 \cdot 10^5} = 14{,}60\ m$.

. Calcul du centre de gravité

$$X_G = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i}$$

A_i étant les sections ; la forme géométrique de notre structure qui est Hexagonale nous donne :

$X_G = 13{,}80\ cm$ donc l'excentricité dans ce sens est :

$$e = X_0 - X_G = 14{,}60 - 13{,}80 = 0{,}8\ m.$$

Elle est inférieure à l'excentricité Théorique donc en conclusion : on prendra les 5% de la plus grande dimension donné par le CTC pour les deux sens

$$e_x = e_y = 1{,}41\ m.$$

/ ce décalage entre le centre de Torsion et le centre de gravité implique un moment de Torsion qui va créer des efforts, ces derniers vont être additionner aux efforts horizontaux.

ce moment M est :

$$M = F_H \cdot e$$

e = distance entre le centre de gravité et le centre de Torsion.

Efforts horizontaux dûs au moment de Torsion.

$$F'_{Hx} = \frac{M\, I_x \cdot x}{\sum I_x \cdot x^2 + \sum I_y \cdot y^2} = \frac{F_H \cdot e \cdot I_x \cdot X}{\sum I_x \cdot x^2 + \sum I_y \cdot y^2}$$

x et y étant les distance du centre de Torsion aux Axes principaux de chaque éléments.

$$F'_{Hy} = \frac{M\, I_y \cdot y}{\sum I_x \cdot x^2 + \sum I_y \cdot y^2} = \frac{F_H \cdot e \cdot I_y \cdot Y}{\sum I_x \cdot x^2 + \sum I_y \cdot y^2}.$$

donc l'effort reçu par chaque élément est :

$$F_{Hi} = F_{Tran} + F_{rot}$$

où F_{Tran} = effort dû à la Translation

F_{rot} : effort dû à la rotation.

- Calcul de $J = \sum I_x . x^2 + \sum I_y . y^2$: Pour cela on dresse le Tableau suivant :

N° d'element	$X_{(cm)}$	$X^2 . 10^4$ cm^2	$Y_{(cm)}$	$Y^2 . 10^4$ (cm^4)	$I_x . 10^5$ cm^4	$I_y . 10^5$ cm^4	$X^2 . I_x$ 10^9	$Y^2 . I_y$ 10^9	$I_x x^2 + I_y y^2$ 10^9	
A_1	1476	217,86	6,59	43,43	1,575	8,575	343,13	372,41		
A_2	1476	217,86	3,39	11,49	1,575	8,575	343,13	98,527		
A_3	1476	217,86	0,19	0,0361	1,575	8,575	343,13	0,309		
A_4	1476	217,86	3,01	9,06	1,575	8,575	343,13	77,70		
A_5	1476	217,86	6,21	38,56	1,575	8,575	343,13	330,69		
A_6	1476	217,86	9,41	88,55	1,575	8,575	343,13	759,32		
B_1	946	89,49	9,69	93,89	17,067	4,267	1527,32	400,63		
B_2	946	89,49	3,39	11,49	0,675	0,675	60,405	7,756		
B_3	946	89,49	0,19	0,0361	0,675	0,675	60,405	0,0243		
B_4	946	89,49	3,01	9,06	0,675	0,675	60,405	6,115		
B_5	946	89,49	6,21	38,56	0,675	0,675	60,405	26,028		
B_6	946	89,49	12,91	166,67	17,067	4,267	1527,32	711,172		
C_1	626	39,18	9,29	86,3	17,067	4,267	692,31	368,24		
C_2	626	39,18	12,11	146,65	17,067	4,267	692,31	625,76		
D_1	306	9,36	8,89	79,03	17,067	4,267	165,39	337,43		
D_2	306	9,36	11,71	137,12	17,067	4,267	165,39	585,11		
E_1	14	0,0196	8,49	72,06	17,067	4,267	0,346	307,48		
E_2	14	0,0196	11,31	127,91	17,067	4,267	0,346	545,82		
F_1	334	11,15	8,09	65,45	17,067	4,267	95,61	103,08		
F_2	334	11,15	10,91	119,03	17,067	4,267	95,61	187,47		
G_1	654	42,77	7,69	59,13	17,067	4,267	366,75	93,14		
G_2	654	42,77	10,51	110,46	17,067	4,267	366,75	173,97		

Suite du Tableau.

H_1	974	94,87	7,29	53,14	17,067	4,267	813,51	83,7
H_2	974	94,87	10,11	102,21	17,067	4,267	813,51	160,98
I_1	1294	167,44	6,86	47,06	8,575	1,575	1435,8	74,12
I_2	1294	167,44	9,71	94,29	8,575	1,575	1435,8	148,49
Voile 1	494	24,4	8,14	66,26	20,52	595,73	500,69	39473,07
Voile 2	494	24,4	10,96	120,12	20,52	595,73	500,69	71559,08
							$\Sigma I_x . x^2 =$ $13495,85 \cdot 10^3$	$\Sigma I_y . y^2 =$ $117617,42 \cdot 10^3$

Les elements indiqués dans ce Tableau sont les Poteaux.

donc $J = \Sigma I_x . x^2 + \Sigma I_y . y^2 = 131114,357 . 10^9 \text{ cm}^6$

Les efforts pour chaque éléments seront donnés par la formule :

$$F_{H_{L_i}} = \left[\frac{1}{\Sigma I_{y_i}} + \frac{e\, x_i}{J} \right] F_H . I_{y_i}$$ sens longitudinal

$$F_{H_{T_i}} = \left[\frac{1}{\Sigma I_{x_i}} + \frac{e\, y_i}{J} \right] F_H . I_{x_i}$$ sens Transversal

où l'élément : $\frac{F_H\, I_i}{\Sigma I_i}$ pour la Translation.

et $\frac{F_H . e\, I_{x_i} . y_i}{\Sigma I_x x^2 + \Sigma I_y . y^2}$ pour la rotation, de même pour $\frac{F_H . I_{y_i} . e . x_i}{J}$.

distribution des efforts sur les Portiques et les deux Voiles

- Portiques du Petit Bloc .. Il s'agit d'effort Horizontaux.
  Portiques longitudinaux.

Portique	effort. (t)
Portique $(A_1 - B_1)$	1,422
Portique $(A_2 - B_2)$ idem à $A_3 - B_3$; $A_4 - B_4$; $A_5 - B_5$	1,118
Portique $A_1 - B_1'$ idem à $A_6 - B_6'$	0,891

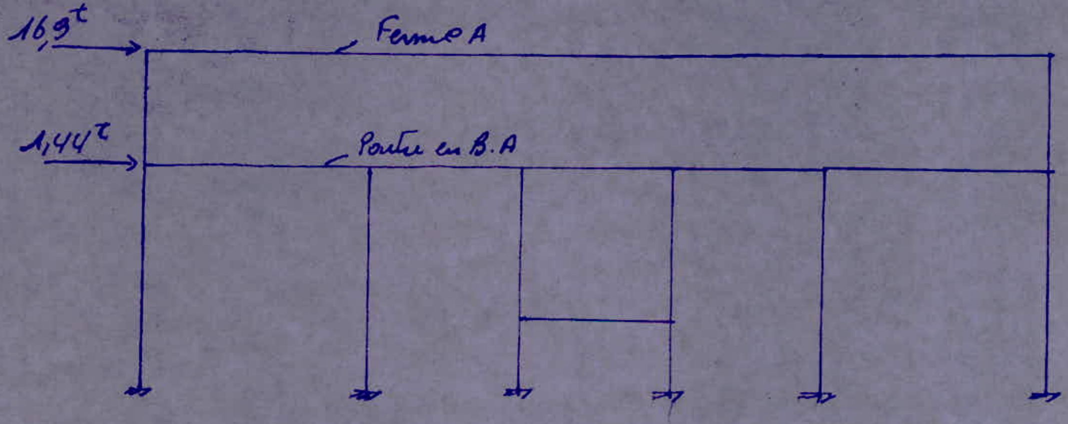
Pour le portique Transversal composé par la file de poteaux A on a
l'effort : $\boxed{F_H = 4,686\,t}$

Portiques de la grande salle.

Portique	effort. (t)
Portique C_{1-2}	17,088
Portique F_{1-2}	8,56
Portique I_{1-2}.	8,52

Pour l'étude du ferraillage
les portiques D_{1-2} ; E_{1-2} seront identiques au portique C_{1-2}
Les Portiques G_{1-2} ; H_{1-2} seront idem à F_{1-2} –

. Portique intermédiaire (B).



effort revenant au voile

Le voile reçoit un effort horizontal $\boxed{F = 68,27\,t}$.

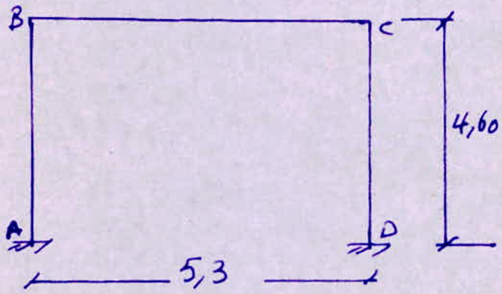
Etude des Portiques

I. Portiques du Petit Bloc.

1.1. Portiques longitudinaux

1.1.1. Portique $A_2 - B_2$

Pour le calcul des efforts dans ce Portique on utilise la methode de Cross exposée dans le livre: Methode de Cross. P. CHARON.



Poutre de : 30x45
Poteaux de : CD : 30x70 ; AB : 30x30

Charges revenant à ce Portique :

Plancher : $525,5 \times 2,9 = 1,524\ t/ml$.
Poutre : $0,45 \times 0,30 \times 2500 = 0,337\ t/ml$.

$G = 1,86\ t/ml$.

Surcharge $P = 100\ kg/m^2$; $P = 100 \cdot 2,9 = 0,29\ t/ml$

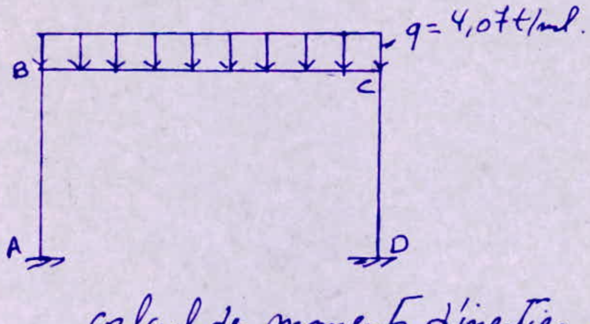
d'où force Sismique Verticale :

$$S_{iv} = \left(G + \frac{P}{5}\right)\sigma_v = 0,26\left[1,86 + \frac{0,29}{5}\right] = 1,92\ t/ml.$$

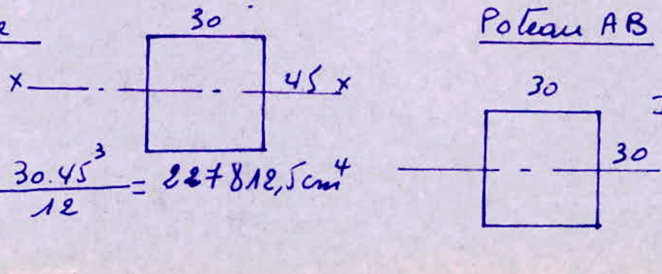
on etudie ce Portique sous $G + P + S_{iv}\downarrow$ dans un 1er lieu.

$q = G + P + S_{iv}\downarrow = 1,86 + 0,29 + 1,92 = 4,07\ t/ml$.

on neglige $G + P - S_{iv} = 1,86 + 0,29 - 1,92 = 0,23\ t/ml. < q = G + P + S_{iv}\downarrow$.



- calcul des moments d'inerties :



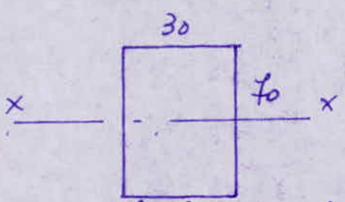
Poutre

$$I_{BC} = \frac{30 \cdot 45^3}{12} = 227812,5\ cm^4$$

Poteau AB

$$I_{AB} = \frac{30^4}{12} = 67500\ cm^4$$

Poteau CD



$$I_{CD} = \frac{30 \cdot 70^3}{12} = 857500 \text{ cm}^4.$$

calcul des raideurs des barres

$$R_{BC} = \frac{I_{BC}}{\ell} = \frac{227812,5}{530} = 429,83 \text{ cm}^3$$

$$R_{AB} = \frac{I_{AB}}{h} = \frac{67500}{460} = 160,71 \text{ cm}^3$$

$$R_{CD} = \frac{I_{CD}}{h} = \frac{857500}{460} = 2041,67 \text{ cm}^3.$$

calcul des coefficients de repartition : Le coefficient de repartition d'une barre AX est le rapport de la raideur de cette barre par la somme des raideurs des barres aboutissant en A.

$$C_{BA} = \frac{R_{BA}}{R_{BA} + R_{BC}} = \frac{160,71}{429,83 + 160,71} = 0,272$$

$$C_{BC} = \frac{R_{BC}}{R_{BC} + R_{BA}} = \frac{429,83}{429,83 + 160,71} = 0,728.$$

$$C_{CB} = \frac{R_{CB}}{R_{CB} + R_{CD}} = \frac{429,83}{429,83 + 2041,67} = 0,174$$

$$C_{CD} = \frac{R_{CD}}{R_{CD} + R_{CB}} = \frac{2041,67}{2041,67 + 429,83} = 0,826.$$

moments d'encastrements.

$$M_{BC} = -M_{CB} = q\frac{\ell^2}{12} = 4,07\,\frac{(5,3)^2}{12} = 9,53 \text{ t.ml}.$$

Tableau : - Sur la 1ère ligne nous indiquerons les nœuds, y compris les appuis et nous les séparerons par des colonnes verticales.
- Sur la 2ème ligne nous indiquerons les barres aboutissants à chaque nœuds que nous séparerons par un trait vertical.
- Sur la 3ème ligne nous porterons les coefficients de repartitions correspondant à chaque barre.
- Sur la 4ème ligne sont portés les moments d'encastrements parfait.
- Sur les lignes suivantes nous porterons les corrections.

	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
		0,272	0,728	0,174	0,826	
			9,53	-9,53		
B	-1,296	-2,592	-6,938	-3,469		
C			1,131	2,262	10,737	5,368
B	-0,154	-0,308	-0,823	-0,412		
C			0,036	0,072	0,340	0,170
B	-0,005	-0,010	-0,026	-0,013		
C			0,001	0,002	0,011	0,005
Moments	-1,455	-2,910	2,911	-11,088	11,088	5,543

calcul de l'effort Tranchant au niveau AD.

$$T = \frac{-1,455 - 2,91 + 11,088 + 5,543}{4,6} = 2,92t$$

Comme il n'existe pas de forces horizontales autres que les efforts Tranchants, donc $\Sigma F_{Hoiz} = 2,92t \neq 0$.

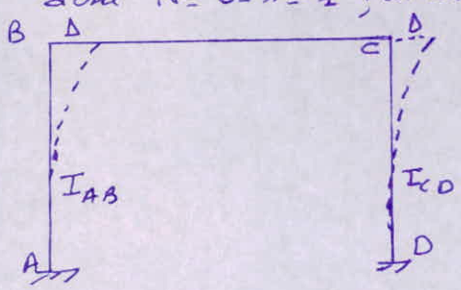
Le système est donc en déséquilibre ; donc il y a deplacement des noeuds.

Le nombre de deplacement est donné par :

$N = n - c$ où n = nombre de noeuds susceptibles de se deplacer = 2

c : nombre de contours fermés = 1.

donc $N = 2 - 1 = 1$; on est donc en présence d'un deplacement.



$$M_{AB} = M_{BA} = \frac{6EI_{AB}\Delta}{h^2}$$

$$M_{CD} = M_{DC} = \frac{6EI_{CD}.\Delta}{h^2}$$

Comme Δ est arbitraire on le prend $= \frac{h^2}{6EI_{AB}}$

d'où :

$M_{AB} = M_{BA} = 1$ et $M_{CD} = M_{DC} = \frac{I_{CD}}{I_{AB}}$

$$M_{CD} = M_{DC} = \frac{857500}{67500} = 12,7.$$

Tableau

	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
		0,272	0,728	0,174	0,826	
	1,0	1,0			12,7	12,7
B	-0,1360	-0,2720	-0,7280	-0,3640		
C			-1,0732	-2,1465	-10,1895	-5,0948
B	0,1459	0,2919	0,7813	0,3906		
C			-0,0339	-0,0679	-0,3226	-0,1613
B	0,0046	0,0092	0,0247	0,0123		
C			-0,0010	-0,0021	-0,0101	-0,0051
B	0,0001	0,0003	0,0007	0,0004		
C			0,0000	0,0000	-0,0003	-0,0001
Moments	1,0146	1,0294	-1,0293	-2,1776	2,1775	7,4387

- calcul de l'effort Tranchant au cours de ce deplacement au niveau AD

$$T' = \frac{1,0146 + 1,0294 + 2,1775 + 7,4387}{4,6} = 2,776\,t.$$

calcul du coefficient k. : on doit avoir pour 1 deplacement $\sum \vec{F}_{Hori} = 0$ donc

$$kT' + T = 0 \Rightarrow k = -\frac{T}{T'} = -\frac{2,92}{2,776} = -1,052$$

moments reels dans le portique

	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
moments nœuds fixes	-1,455	-2,91	2,911	-11,088	11,088	5,543
mts deplace- x k	-1,067	-1,083	1,083	2,291	-2,291	-7,825
moments resultants	-2,522	-3,993	3,994	-8,797	8,797	-2,282

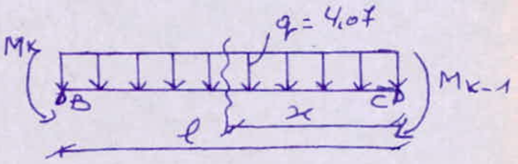
. Effort Tranchant au niveau AD.

$$T = -\frac{2{,}522 - 3{,}993 + 8{,}797 - 2{,}282}{4{,}6} = 0$$

donc le système est en équilibre.

. Calcul du moment max en travée.

$$M(x) = m + \frac{M_K - M_{K-1}}{\ell}x + M_{K-1}.$$



m : moment isostatique

$M_k = -M_{Bc} = -3{,}994$

$M_{K-1} = M_{CB} = -8{,}797$

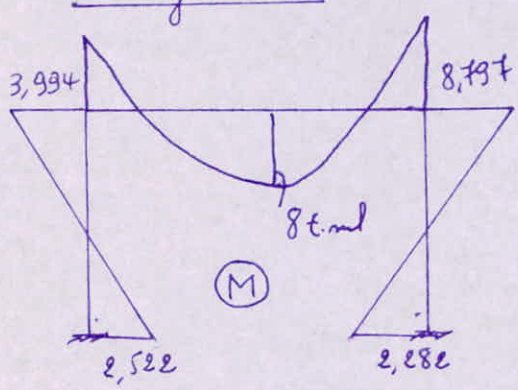
donc

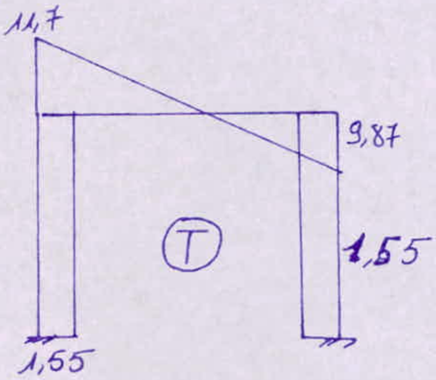
$$M(x) = q\frac{\ell}{2}x - q\frac{x^2}{2} + \frac{M_k - M_{k-1}}{\ell}x + M_{k-1}$$

$$T = q\frac{\ell}{2} - q.x + \frac{M_K - M_{K-1}}{\ell} = 0 \implies x = 2{,}427\,m.$$

donc $M_{max} = M(2{,}427) = 8\ t.ml.$

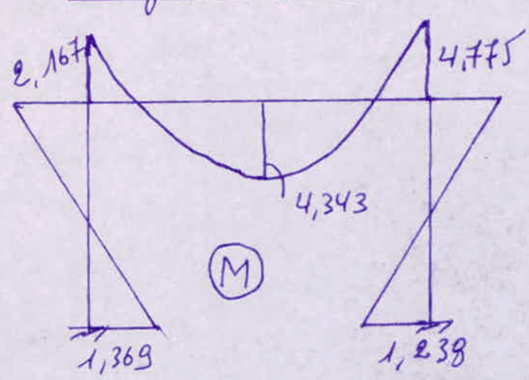
diagrammes. Sous G + P + Siv↓

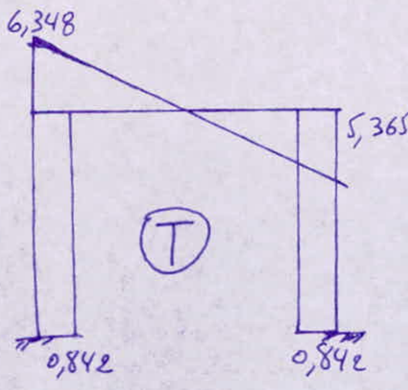




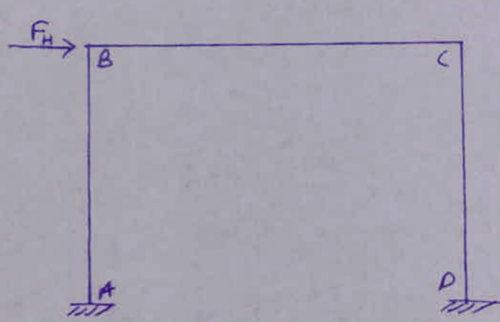
Etude du même Portique sous G+1,2P : on a la même marche à suivre donc on met directement le diagramme.

diagrammes sous G + 1,2P





Etude du même Portique sous $\vec{S}_{iH}$

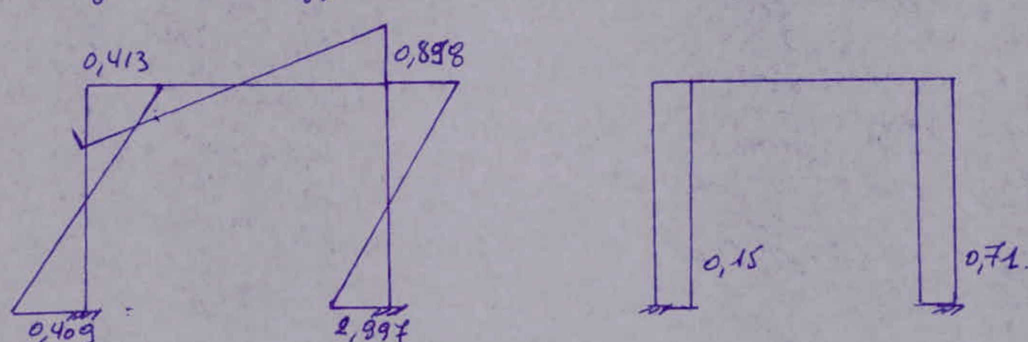


$F_H = 1,118t$
On reprend le Tableau donnant les moments dûs au deplacement. on a $T' = 2,776t$.
de là on a :
$kT' + F_H = 0 \longrightarrow k = -\frac{F_H}{T'} = \frac{1,118}{2,776} = 0,403$

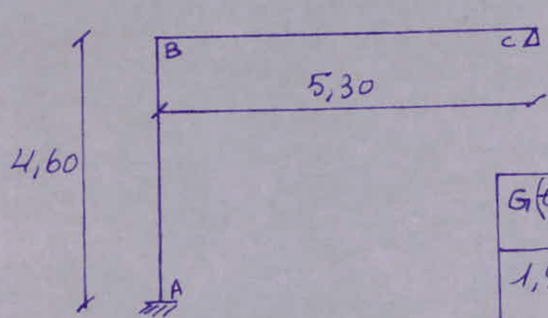
Tableau donnant les moments réels.

	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
Moments depl x k	0,409	0,413	0,413	0,898	-0,898	-2,997

diagrammes des efforts dûs à S_{iH}.



1.2/ Portique $A_1 - B_1$.



Poteau AB : 30x70.
Poutre BC : 30x45
$S_{iV} = \left(G + \frac{P}{5}\right)\sigma_V$: les resultats sont dans le Tableau suivant :

G(t/ml)	P (t/ml)	$S_{iV}\downarrow$ t/ml	$\vec{S}_{iH}$ (t)
1,86	0,29	1,92	0,891

donc $q = G + P + S_{iV}\downarrow = 1,86 + 0,29 + 1,92 = 4,07 t/ml$.
On suit la même marche que pour le potique Précèdent $(A_2 - B_2)$.
on a les Tableaux suivants :

b/. Sous $G + P + S_{iv}\downarrow$

. Tableau des moments avec noeuds fixes.

	A	B	
	AB	BA	BC
		0,826	0,174
moments	-5,9	-11,81	11,81

Le système est en déséquilibre puisque

$$T = \frac{-5,9 - 11,81}{4,6} = -4,217t \neq 0.$$

. Tableau des moments dûs au deplacement.

	A	B	
	AB	BA	BC
		0,826	0,174
moments dû au depl.	0,587	0,174	-0,174

on a $T' = \dfrac{0,587 + 0,174}{4,6} = 0,1812\,t$

le coefficient K est : $KT' + T = 0$

$$K = -\frac{T}{T'} = -\frac{-4,217}{0,1812} = 23,27.$$

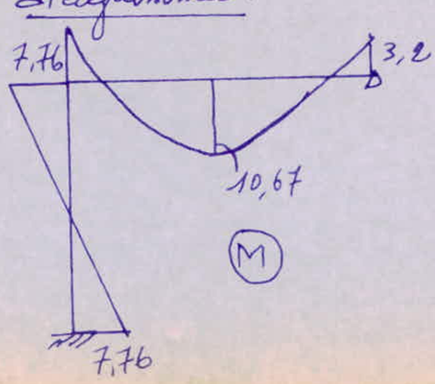
. moments réels dans le Portique

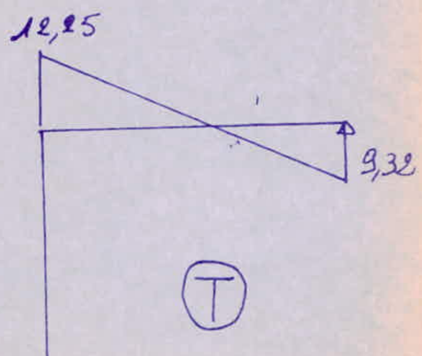
	A	B	
	AB	BA	BC
M^{ts} noeuds fixes	-5,9	-11,81	11,81
M^{ts} noeuds depl. x k	13,65	4,05	-4,05
M^{ts} resultant	7,75	-7,76	7,76.

Le moment en Travée se calcule comme dans le cas du portique Précédent. les resultats seront reportés dans le diagramme.

Pour l'appui C on prend 1 moment egale = 0,3 x moment en Travée.

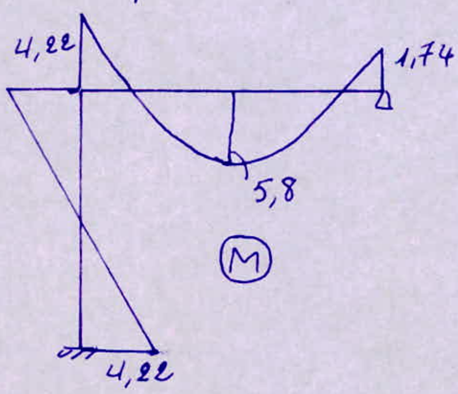
diagrammes.

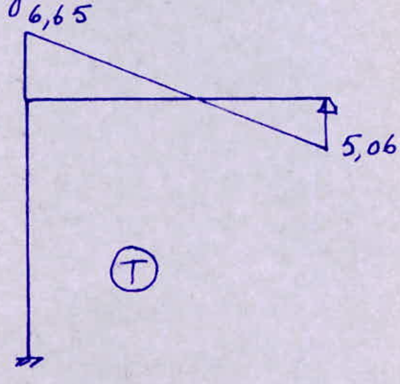




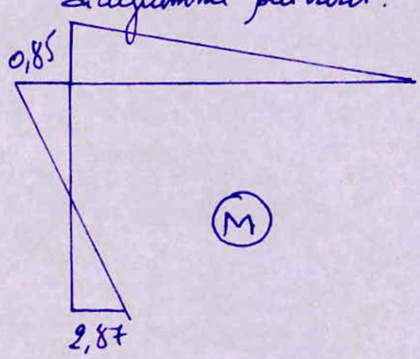
Etude du même Portique sous G+1,2P.

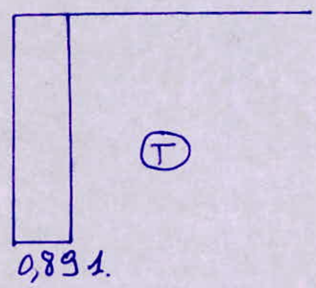
On reporte les resultats dans le diagramme:



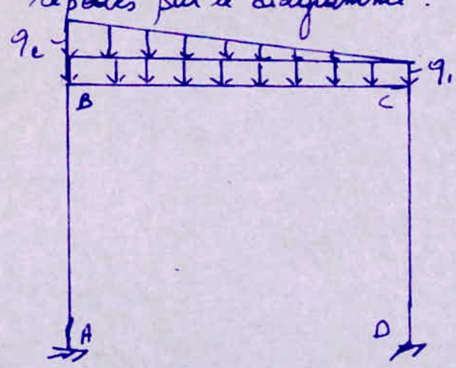


Portique sous $\vec{S}_{iH}$: on reprend le Tableau donnant les moments avec noeuds deplaçables. on a.
$T' = 0,1812t$ d'où le coefficient k ; $kT' + F_H = 0 \rightarrow k = -\frac{F_H}{T'}$
avec $F_H = 0,891t$; $k = 4,917$. les resultats sont regroupés dans le diagramme suivant:





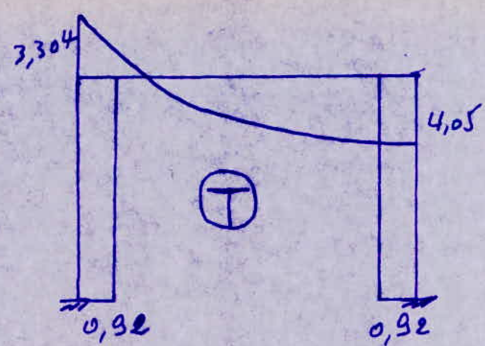
1.3/. Etude du Portique A_1-B_1. Pour ce Portique ; des resultats seront reportés sur le diagramme.

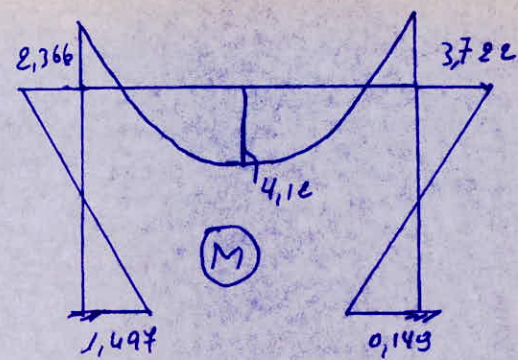


Poutre BC : 30x45
Poteau AB: 80x40
Poteau CD : 30x70
il reçoit une charge uniformement repartie due au poids Propre de la poutre + P. de l'acrotère
une autre charge triangulaire q_2 due au plancher + Sur charge
$q_1 = 614,25$ Kg/ml $q_2 = 1143,13$

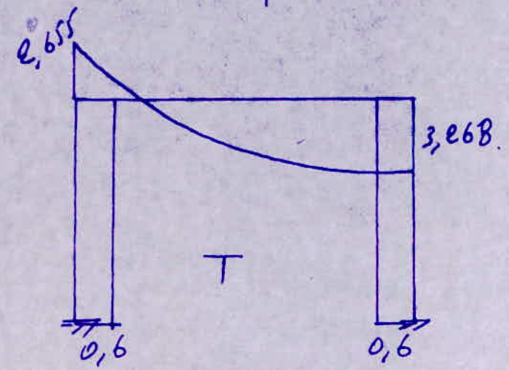
ceci sous G + P + Siv↓

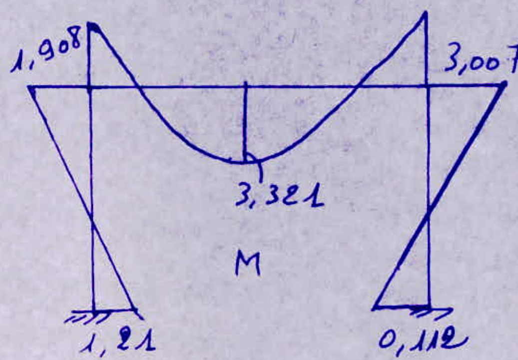
diagrammes des efforts sous G + P + Siv↓



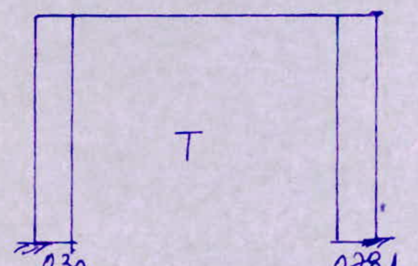


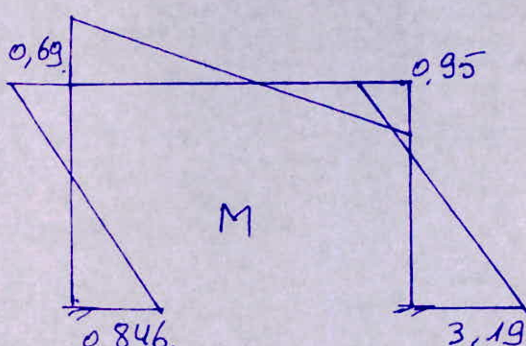
même Portique sous $G + 1,2P$.





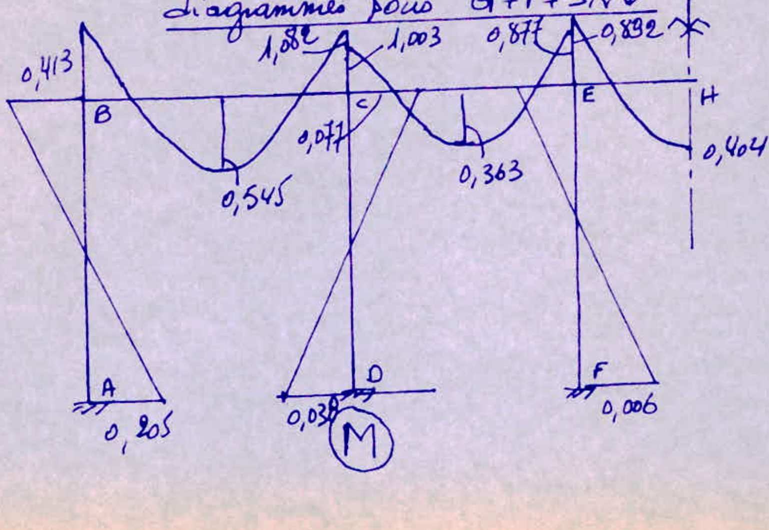
même Portique sous Si_H : $F_H = 1,422t$





2/. Portique Transversal composé par la file de Poteaux A

diagrammes sous $G + P + Si_V \downarrow$



. Poutres : 30 x 40
. Poteaux : 30 x 70.

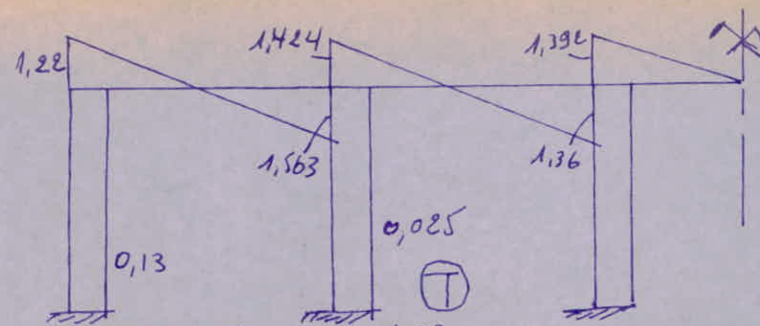
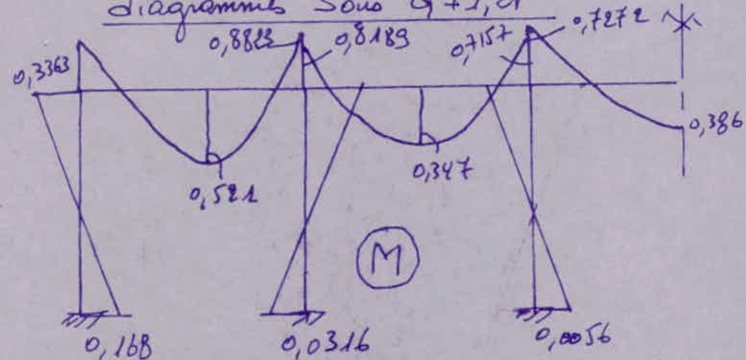


diagramme sous G + 1,2P



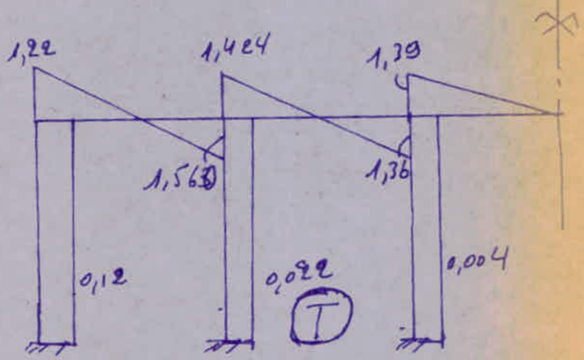
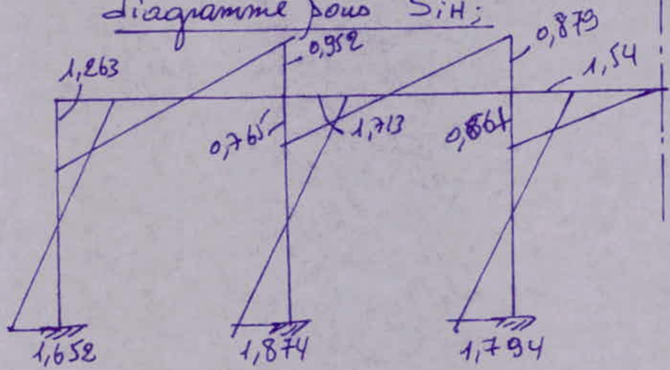
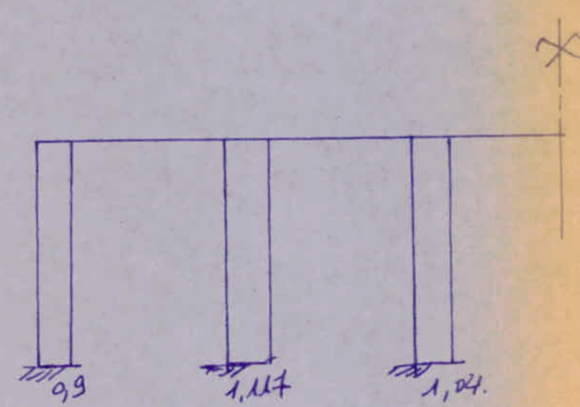


diagramme sous S_{iH};





3/ Combinaisons des efforts dans les poutres de ces portiques étudiés

3.1/ moments fléchissants dans les Poutres (Portique longitudinal; du Petit Bloc)

dans ces Portiques les Poutres ont une seule Travée.

	S_{iH}		$G+1,2P$			$G+P+S_{iv}\downarrow$			$G+P+S_{iv}+S_{iH}$.		
	M_e	M_w	M_e	M_t	M_w	M_e	M_t	M_w	M_e	M_t	M_w
Poutre du Portique A_2-B_2	0,317	0,673	2,167	4,343	4,775	3,994	8,00	8,77	3,677	8	9,47.
Poutre du Portique A_1-B_1'	0,731		4,22	5,8	3,48	7,76	10,67	3,2	7,03	10,67	3,2
Poutre du Portique A_1-B_1	0,53	0,724	1,91	3,321	3,007	2,366	4,12	3,722	2,896	4,12	4,446

Efforts Tranchants dans les Poutres

	Si_H		G+1,2P		G+P+Siv↓		G+P+Siv↓+Si_H	
	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w
Poutre du Portique (A_2-B_2)	X	X	6,348	5,365	11,7	9,87	11,7	9,87
Poutre du Portique (A_1-B_1')	X	X	6,65	5,06	12,25	9,32	12,25	9,32
Poutre du Portique A_1-B_1	X	X	2,655	3,268	3,304	4,05	3,304	4,05

× Poutre du Portique Transversal.

. moments fléchissants

	Si_H		G+1,2P			G+P+Siv↓			G+P+Siv↓+Si_H		
	M_e	M_w	M_e	M_t	M_w	M_e	M_t	M_w	M_e	M_t	M_w
Travée BC	1,65	1,245	0,3363	0,521	0,8823	0,413	0,545	1,082	2,06	0,545	2,327
Travée CE	1,00	1,25	0,82	0,347	0,7257	1,003	0,363	0,877	2,003	0,363	2,027
Travée EH.	0,865	0,865	0,7272	0,386	0,7272	0,892	0,404	0,892	1,74	0,404	1,74

. Efforts Tranchant

	Si_H		G+1,2P		G+P+Siv↓		G+P+Siv↓+Si_H	
	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w
Travée BC	X	X	1,22	1,563	1,5	1,91	1,5	1,91
Travée CE	X	X	1,424	1,36	1,74	1,66	1,74	1,66
Travée EH	X	X	1,392	1,392	1,7	1,7	1,7	1,7.

.3.2/. Moments et efforts normals dans les Poteaux des Portiques longitudinaux.

on Prend M_1 = moment à la base du Poteau.
M_2 = moment aux nœud.
Les valeurs de ces efforts sont resumées dans le Tableau suivant:

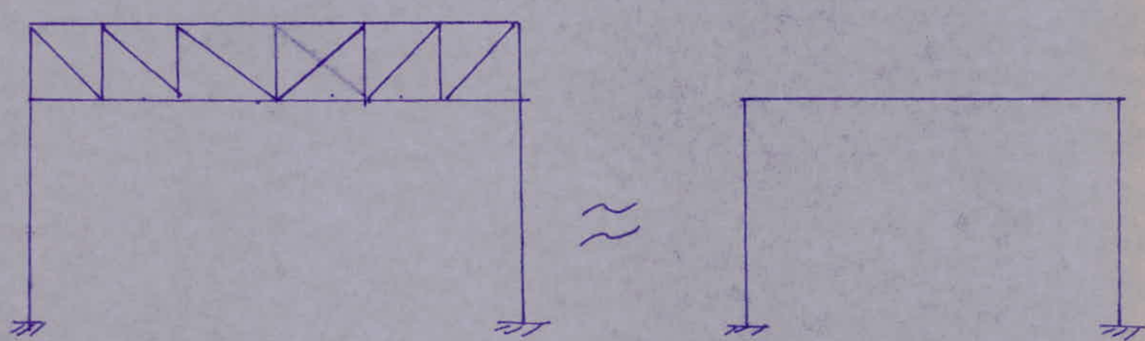
II. Etude des Portiques de la grande salle.

- Ce sont les Portiques Transversales de la grande salle ; composés d'une ferme et de deux Poteaux en B.A.

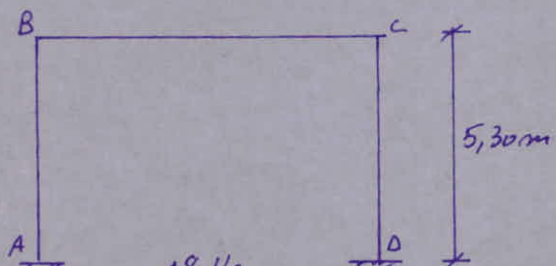
La détermination des efforts se fait par la méthode de Cross que ce soit pour les charges Verticales ou Horizontales.

- L'inertie de la ferme sera l'inertie équivalente calculée au cours de l'étude des fermes

- Le niveau de ces Portiques sera pris au niveau de la membrure inférieure de la ferme c'est à dire :



1/. Etude du Portique F



. Poteaux AB, CD . 40x80

donc

$$I_{AB} = I_{CD} = \frac{30.80^3}{12} = 17,067\,cm^4 . 10^5$$

Inertie de la ferme $I_{BC} = 5,81 . 10^5\,cm^4$

- charges revenant à ce portique :

- Plancher : $616,5 \times 3,2 = 1972,8$ Kg/ml
- Poids de la ferme 175 Kg/ml.

. Surcharge $P = 100 \times 3,2 = 320$ Kg/ml.

donc $G = 1972,8 + 175 = 2147,8$ Kg/ml. on tire l'effort sismique Siv

$$S_{iv} = \left(G + \frac{P}{5}\right)\sigma_v = \left(2147,8 + \frac{320}{5}\right) 0,26 = 575,068 \text{ Kg/ml.}$$

1.1/ Etude du Portique sous $q = G + P + S_{iv}\downarrow$

$q = G + P + S_{iv}\downarrow = 2147,8 + 320 + 575,068 = 3,04$ t/ml.

- calcul des raideurs :

$$R_{AB} = R_{DC} = \frac{I_{AB}}{h} = \frac{17,067.10^5}{530} = 3220,12\,cm^3$$

$$R_{BC} = R_{CB} = \frac{I_c}{l} = \frac{5,81.10^5}{1840} = 315,76\,cm^3$$

		S_iH			$G+1,2P$			$G+P+S_iv+\vec{S_iH}$		
		M_1	M_2	Ml	M_1	N	M_2	M_1	N	M_2
Portique (A_2-B_2)	Poteau AB	0,314	0,317	X	1,369	6,348	2,167	2,836	11,7	4,311
	Poteau CD	2,298	0,673	X	1,238	5,365	4,775	4,58	9,87	3,434
Portique (A_1-B_1)	Poteau AB	0,645	0,53	X	1,21	2,655	1,91	2,142	3,30	2,892
	Poteau CD	2,43	0,724	X	0,112	3,268	3,007	2,58	4,05	4,446
Portique (A_1-B_1')	Poteau AB	2,46	0,731	X	4,22	6,65	4,22	10,22	12,21	8,49.

Moments et efforts normals dans le Portique Transversal.

	S_iH		$G+1,2P$			$G+P+S_iv\downarrow+\vec{S_iH}$		
	M_1	M_2	M_1	N	M_2	M_1	N	M_2
Poteau AB	2,16	1,65	0,168	1,22	0,3363	2,36	1,50	2,08
Poteau CD	2,451	2,24	0,0316	2,987	0,0631	2,49	3,65	2,317
Poteau EF	2,346	2,02	0,0056	2,752	0,0113	2,352	3,36	2,006.

Coefficients de répartition : $C_{BA} = C_{CD} = \frac{R_{AB}}{R_{AB} + R_{BC}} = \frac{3220,12}{3220,12 + 315,76} = 0,91$

$C_{BC} = C_{CB} = \frac{R_{BC}}{R_{AB} + R_{BC}} = \frac{315,76}{3220,12 + 315,76} = 0,09$.

. moments d'encastrements : $M_{BC} = - M_{CB} = q\frac{l^2}{12} = 3,04 \cdot \frac{(18,4)^2}{12} = 85,77$ t.ml.

Tableau donnant les moments

	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
		0,91	0,09	0,09	0,91	
			85,77	-85,77		
B	-39,063	-78,126	-7,726	-3,863		
C			4,037	8,074	81,640	40,82
B	-1,836	-3,673	-0,363	-0,181		
C			0,008	0,016	0,164	0,082
B	-0,003	-0,007	-0,000	0,000		
M_f	-40,9	-81,806	81,806	-81,806	81,806	40,9

Vérifions l'effort Tranchant au niveau AD $T = \frac{-40,9 - 81,806 + 81,806 + 40,9}{5,30} = 0$

donc le système est en équilibre c'est à dire pas de déplacement des noeuds

1.2/ Etude du même Portique pour G+1,2P

$q = G + 1,2P = 2,147,8 + 1,2 . 320 = 2,53$ t/ml

en faisant le même calcul que pour G + P+S.i.v.↓ on obtient les moments.

	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
M_f	-34,028	-68,05	68,05	-68,05	68,05	34,028

1.3/ Etude du même Portique pour S.i.H

La force sismique $F_H = 8,252$ t ; présente provoque alors un déséquilibre dans le système c'est à dire on aura un déplacement de noeuds.

Tableau des moments dûs au deplacement.

	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
		0,91	0,09	0,09	0,91	
	1,00	1,00			1,00	1,00
B	-0,455	-0,91	-0,09	-0,045		
C			-0,043	-0,086	-0,869	-0,434
B	0,019	0,039	0,004	0,002		
C			0,000	0,000	-0,001	-0,000
M's	0,564	0,129	-0,129	-0,129	0,129	0,564

- calcul du coefficient K : $K T' = F_H \longrightarrow K = \frac{F_H}{T'}$ avec

$$T' = \frac{0,564 + 0,129}{5,3} \times 2 = 0,261 \text{ donc } K = \frac{8,252}{0,261} = 31,55$$

moments reels dûs à F_H.

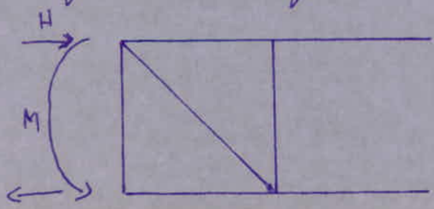
	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
MC reels	17,80	4,07	-4,07	-4,07	4,07	17,80.

- Superposition des efforts dans ce Portique

On fera les combinaisons des efforts dans les Poteaux, puisque on a la symetrie on prend un seul Poteau.
Le moment M_1 sera celui à la base du poteau par contre M_2 celui au noeud.

Poteau	Si_H			G + 1,2P				G + P + Siv↓				G + P + Siv↓ + $\overleftrightarrow{Si_H}$			
	M_1	M_2	T(t)	M_1	M_2	N(t)	T(t)	M_1	M_2	N(t)	T(t)	M_1	M_2	N(t)	T(t)
	17,80	4,07	4,12	34,028	68,05	23,27	19,26	40,9	81,806	28	23,16	58,7	85,87	28	27,27

Verification de la ferme :



on doit ajouter, à l'effort deja pris pour le dimensionnement de la ferme, l'effort dû au moment d'encastrement, egalement la reaction horizontale. R_H, le moment pris qui est dû à $q = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P$

$$H = \frac{M}{h} = \frac{88,288 \cdot 10^2}{120} = 73,557\,t$$

par contre $R_H = 24,97\,t$

donc avec l'effort déjà calculé au cours de l'étude de la ferme on conclut un effort total pris par les membrures:

$R_t = 73,557 + 24,97 + 113,56 = 212,087\ t.$; le 113,56 t tiré du Tableau de l'étude de la ferme E.

$\sigma = \frac{N}{A}$ (cette vérification se fait pour les membrures car c'est elles qui prennent l'excès d'effort dû au moment et à la réaction horizontale)

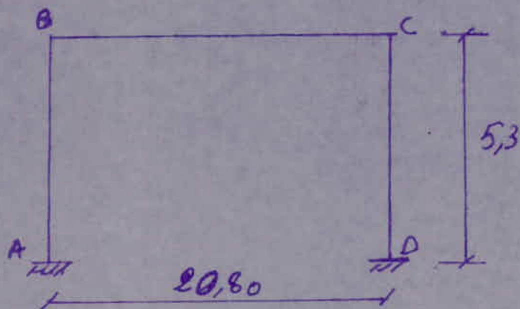
$A = 102,06\ cm^2$ donc $\sigma = \frac{212,087 \cdot 10^3}{102,06} = 2078,06\ Kg/cm^2 < \sigma_e$ vérifiée

Pour le flambement de la membrure comprimée on a.

$K\sigma$ avec K tiré du Tableau $K = 1,011$ · donc $K\sigma = 1,011 \cdot 2078,06 = 2100\ Kg/cm^2$

alors $K\sigma < \sigma_e$.

2/ Etude du Portique C.



Poteaux : 40x80.
donc $I_{AB} = I_{CD} = 17,067 \cdot 10^5\ cm^4$.

Pour la ferme $I_e = 8.1 \cdot 10^5\ cm^4$

Les charges revenant à ce portique sont identiques à celles prises pour le portique précédent c'est à dire :

Plancher : 1972,8 Kg/ml ; Poids propre de la ferme : 240 Kg/ml.

donc $G = 1972,8 + 240 = 2212,8\ Kg/ml$.
Surcharge $P = 320\ Kg/ml$
alors $S_{iv} = \left(G + \frac{P}{5}\right) 0,26 = 591,97\ Kg/ml$.

2.1/ Etude du Portique sous $q = G + P + S_{iv} \downarrow$

$q = 2212,8 + 320 + 591,97 = 3,12\ t/ml$.

- Raideurs: $R_{AB} = R_{DC} = \frac{I_{AB}}{h} = \frac{17,067 \cdot 10^5}{530} = 3220,12\ cm^3$

$R_{BC} = R_{CB} = \frac{I_e}{l} = \frac{8.1 \cdot 10^5}{2080} = 393,68\ cm^3$

- coefficients de répartitions : $C_{AB} = C_{CD} = \frac{R_{AB}}{R_{AB} + R_{BC}} = \frac{3220,12}{393,68 + 3220,12} = 0,89$

$C_{BC} = C_{CB} = \frac{R_{CB}}{R_{BC} + R_{AB}} = \frac{393,68}{393,68 + 3220,12} = 0,11$.

- moments d'encastrements $M_{BC} = -M_{CB} = q\frac{l^2}{12} = 3,12\ \frac{(20,8)^2}{12} = 110,5\ t.ml$

Tableau des moments: Pour ce Tableau on donne directement les moments -

	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
MF t.ml	-52,031	-104,05	104,06	-104,06	104,05	52,031

Le système est en équilibre car l'effort Tranchant au niveau AD est:

$$T = \frac{-52,031 - 104,05 + 104,06 + 52,031}{5,3} \simeq 0$$ donc pas de déplacement de nœud.

2.2/. Même Portique sous G+1,2P. : $q = G + 1,2P = 2212,8 + 1,2.320 = 2,597t$

en faisant le même calcul que pour G+P+Siv↓ on a le Tableau suivant

	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
MF t.ml	-43,29	-86,58	86,58	-86,58	86,58	43,29

2.3/. Portique sous SiH. On a un effort sismique horizontal $F_H = 16,6t$ cette force provoque un déplacement de nœud. donc l'on dresse le Tableau comme dans le cas du portique F on a les moments dûs à ce déplacement:

	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
MF	0,578	0,156	-0,156	-0,156	0,156	0,578

coefficient K : $KT' = F_H \rightarrow K = \frac{F_H}{T'}$ avec $T' = \frac{0,578 + 0,156}{5,3} \times 2 = 0,254t$

donc :

$$K = \frac{16,6}{0,254} = 59,9.$$

Moments réels dûs à F_H. : Pour les obtenir on multiplie par K les moments ci dessus

	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
MF réels	34,622	9,34	-9,34	-9,34	9,34	34,622

2.4/. Combinaisons des efforts dans les Poteaux. On a la symetrie, donc on le fait pour un poteau.

Poteau	S_{iH}			$G+1,2P$				$G+P+S_{iv}\downarrow$				$G+P+S_{iv}\downarrow+\overleftrightarrow{S_{iH}}$			
	M_1	M_2	$T_{(t)}$	M_1	M_2	$N_{(t)}$	$T_{(t)}$	M_1	M_2	$N_{(t)}$	$T_{(t)}$	M_1	M_2	$N_{(t)}$	$T_{(t)}$
	34,622	9,34	8,3	43,29	86,58	26,75	24,5	52,031	104,05	32,13	29,45	86,65	113,4	32,13	37,75

<u>Verification de la ferme</u>. on fait la même verification que pour la ferme precedente on a un moment $M = 111,778\ t.ml$ donc $H = \frac{M}{h} = 93,09\ t$ la reaction horizontale $R_H = 31,62\ t$

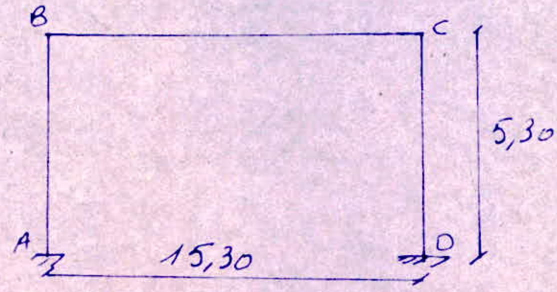
On ajoute ces deux efforts à l'effort deja calculé pour la membrure on obtient $N = 93,09 + 31,62 + 141,98 = 266,7\ t$ qui donne une contrainte

$\sigma = \frac{N}{A}$ avec $A = 152,7\ cm^2$; $\sigma = \frac{266,7}{152,7} = 1746,56\ Kg/cm^2 < \sigma_e$.

. Pour le flambement avec le coefficient de flambement K tiré du Tableau $K = 1,1$

donc $K\sigma = 1,1 . 1746,56 = 1920\ Kg/cm^2 < \sigma_e$. <u>Verifiée</u>..

3/ Etude du Portique I.



Poteaux : 30 x 70.

donc $I_{AB} = I_{CD} = 30 \cdot \frac{70^3}{12} = 8,575 \cdot 10^5 cm^4$

Pour la Ferme : $I_e = 2,508 \cdot 10^5 cm^4$

charges revenant à ce portique :

Plancher : $616,5 \times 1,6 = 986,4$ kg/ml

Poids Propre de la ferme : 60 Kg/ml.

donc $G = 986,4 + 60 = 1,046$ t/ml

Surcharge $P = 100 \times 1,6 = 0,160$ t/ml

alors $S_{iv} = \left(G + \frac{P}{5}\right) 0,26 = 280,384$ kg/ml.

3.1/ Etude du Portique sous $q = G + P + S_{iv}\downarrow$

$q = 1,046 + 0,16 + 0,2804 = 1,5$ t/ml.

- Raideurs : $R_{AB} = R_{BA} = \frac{I_{AB}}{h} = \frac{8,575 \cdot 10^5}{530} = 1617,92 cm^3$

$R_{BC} = R_{CB} = \frac{I_e}{l} = \frac{2,508 \cdot 10^5}{1530} = 163,92 cm^3$

- coefficients de repartitions. $C_{AB} = C_{BA} = \frac{R_{AB}}{R_{AB} + R_{BC}} = 0,908$.

$C_{BC} = C_{CB} = \frac{R_{BC}}{R_{AB} + R_{BC}} = 0,092$

- moments d'encastrements : $M_{BC} = -M_{CB} = q\frac{l^2}{12} = 1,5 \cdot \frac{(15,3)^2}{12} = 29,26$ t.ml.

- Tableau des moments aux noeuds sous $G + P + S_{iv}\downarrow$

	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
M^G t.ml	-13,924	-27,848	27,849	-27,848	27,848	13,924

L'effort Tranchant au niveau AD est $T = \frac{-13,924 - 27,848 + 27,848 + 13,924}{5,3} = 0$

Le système est donc en equilibre c'est à dire pas de deplacement de noeuds.

3.2/. Même Portique sous $G + 1,2P$.

$q = G + 1,2P = 1,046 + 1,2 \cdot 0,16 = 1,24$ t/ml.

. Tableau des moments sous $G+1,2P$.

	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
M_{G} (t.ml)	-11,585	-23,170	23,170	-23,170	23,170	11,924

3.3/. Portique sous S_{iH}. L'effort sismique S_{iH} est $F_H = 8,468\,t$

Elle provoque un deplacement du nœud.

Tableau des moments dûs au deplacement.

	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
M_{G_2}	0,566	0,132	-0,132	-0,132	0,132	0,566

- coefficient K : $KT' = F_H \longrightarrow K = \frac{F_H}{T'}$ avec $T' = \frac{0,566+0,132}{5,30} \times 2 = 0,263\,t$

d'où $K = \frac{8,468}{0,263} = 32,14$.

moments réels dûs à S_{iH}. : on multiplie les moments du Tableau çi dessus par K on obtient :

	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
M_{T_1} t.ml	18,19	4,242	-4,242	-4,242	4,242	18,19

3.4/. Combinaisons dans les Poteaux : également dans ce Portique on a la symetrie donc on les fait pour un poteau

Poteau	S_{iH}			$G+1,2P$				$G+P+S_{iV}\downarrow$				$G+P+S_{iV}\downarrow+\overrightarrow{S_{iH}}$			
	M_1	M_2	T(t)	M_1	M_2	N(t)	T(t)	M_1	M_2	N(t)	T(t)	M_1	M_2	N(t)	T(t)
	18,19	4,242	4,23	11,588	23,27	9,486	6,56	13,92	27,848	11,475	7,88	32,11	32,09	11,475	12,11

Verification de la Ferme : on fait la verification identique à celle faite pour les fermes précédentes, on a 1 moment : $M = 30\,t.ml$ qui donne $H = \frac{M}{h} = \frac{30.10^2}{120} = $ $H = 25\,t$ par contre la reaction horizontale $R_H = 8,5\,t$

donc avec l'effort Trouvé pour la ferme sur appui simple on a : l'effort Total dans la membrure : $N = 25 + 8,5 + 41,62 = 75,12t$ d'où la contrainte $\sigma = \frac{N}{A}$ avec $A = 38,22$ (membrure : 2L 100×100×10) ; $\sigma = \frac{75,12.10^3}{38,22} = 1965,4 Kg/cm^2$

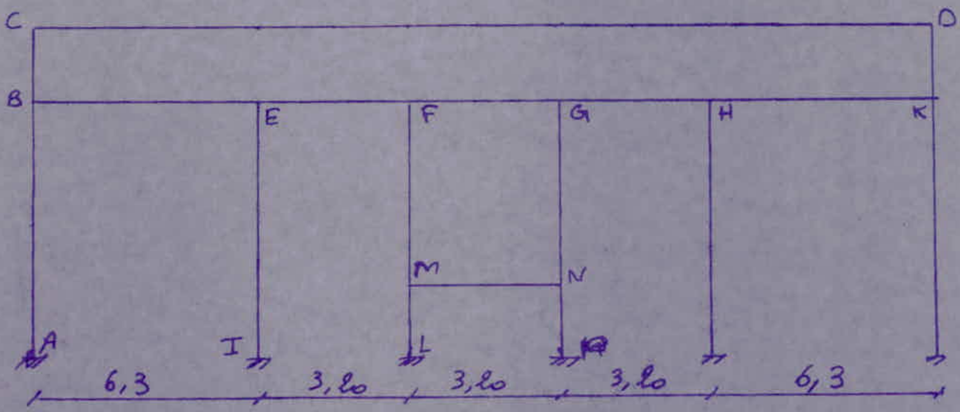
donc $\sigma < \sigma_e$ -

- Pour le flambement de la membrure on a $K = 1,025$ (tiré du Tableau de l'étude des fermes).

on a $K.\sigma = 1,025 . 1965,4 = 2014,6 Kg/cm^2 < \sigma_e$.

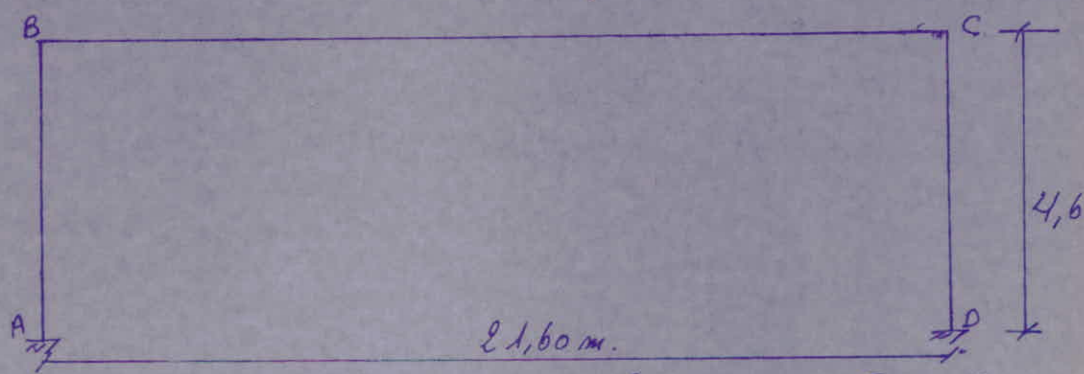
donc vérifiée :-

41. Etude du Portique B (Portique intermédiaire).



ce Portique est composé de deux niveaux, le 1er niveau où on a la ferme CD revenant à la grande salle, par contre le 2ème niveau BK on a la poutre en B.A. revenant au Petit Bloc, enfin la Poutre MN c'est la poutre qui supporte la dalle de la salle de projection – en Prenant le niveau de la ferme presenté par la membrure inferieure de celle-ci, on aura les deux niveaux (niveau ferme, niveau de la poutre en B.A) qui coincident ; donc vu ce Problème on divise le calcul des efforts dans ce Portique en deux, c'est à dire on considère en 1er lieu le portique avec la ferme uniquement ; puis on enlève la ferme et on la remplace par ces actions qui sont les moments aux noeuds.–

4.1/. Calcul du Portique avec la ferme uniquement



cette etude sera identique à celle deja faite pour les autres Portiques de la grande Salle :

- Poteaux : 40x80 donc $I_{AB} = I_{CD} = \frac{40.80^3}{12} = 17,067.10^5 \text{ cm}^4$
- Pour la ferme on a $I_e = 5,81.10^5 \text{ cm}^4$

- Charges revenant à ce Portique : ces charges dûes au plancher de la grande salle. donc :
- Plancher : $616,5 \times 1,6 = 986,4$ kg/ml.
- Poids de la ferme 175 kg/ml

$G = 1161,4$ Kg/ml.

Surcharge $P = 100 \cdot 1,6 = 160$ Kg/ml.

$$S_{iv} = \left(G + \frac{P}{5}\right)\sigma_v = \left(1161,4 + \frac{160}{5}\right)0,26 = 310,28 \text{ Kg/ml.}$$

Etude du Portique sous $G + P + S_{iv}\downarrow$

$q = G + P + S_{iv}\downarrow = 1,63$ t/ml.

. Raideurs : $R_{AB} = R_{DC} = \frac{I_{AB}}{h} = \frac{17,06.10^5}{460} = 3710,2 \text{ cm}^3$

$R_{BC} = R_{CB} = \frac{I_e}{l} = \frac{5,81.10^5}{2160} = 269 \text{ cm}^3$

. coefficients de repartitions :

$$C_{AB} = \frac{R_{AB}}{R_{AB} + R_{BC}} = C_{CD} = \frac{3710,2}{3710,2 + 269} = 0,93$$

$$C_{BC} = C_{CB} = \frac{R_{BC}}{R_{AB} + R_{BC}} = 0,07.$$

. Moments d'encastrements : $M_{BC} = -M_{CB} = q\frac{l^2}{12} = 1,63\frac{(21,6)^2}{12} = 63,4$ t.ml.

. Tableau des moments : on donne directement les moments aux nœuds

	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
M_G (t.ml)	-30,55	-61,10	61,10	-61,10	61,10	30,55

. Portique sous $G + 1,2P$ $q = 1,353$ t

moments dûs à $G + 1,2P$.

	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
M_{G+} t.ml	-25,35	-50,70	50,70	-50,70	50,70	25,35

. Portique sous S_{iH}. on a une force $F_H = 16,7$ t.

Tableau des moments dûs au deplacement.

	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
M^G	0,55	0,1	-0,1	-0,1	0,1	0,55

coefficient $K = \frac{F_H}{T'}$ avec

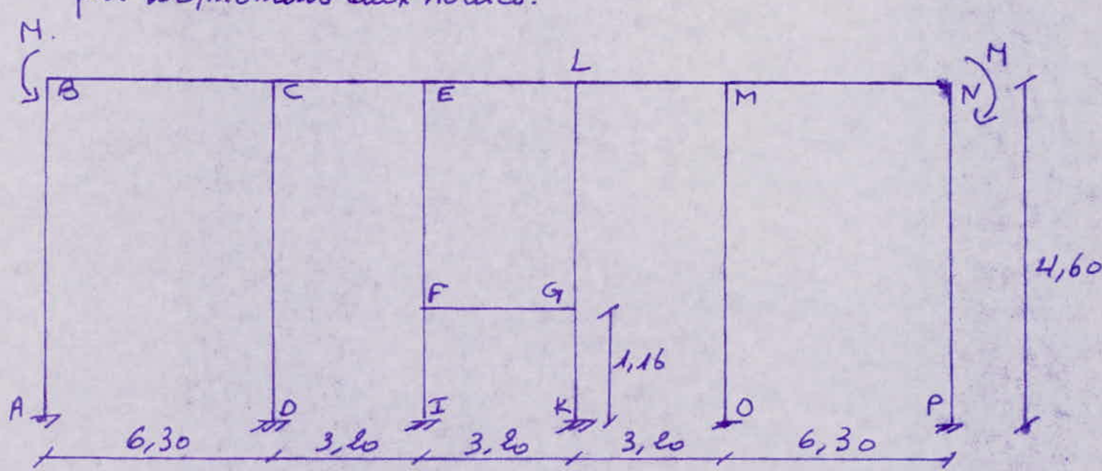
$T' = \frac{0,55 + 0,10}{4,6} \times 2 = 0,282$

$K = \frac{16,7}{0,282} = 59,1$.

moments réels dûs à S_{iH}

	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
M^G	32,5	5,91	-5,91	-5,91	5,91	32,5

4.2/. Etude du Portique sans la Ferme : c'est à dire on remplace la Ferme par des moments aux noeuds.



. Poteaux : AB ; PN : 40x80 donc $I = 17,067.10^5 cm^4$

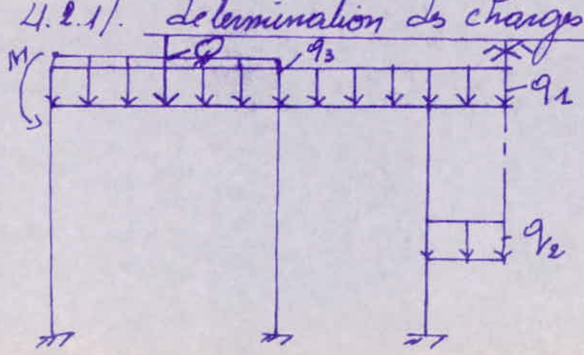
. Poteaux : CD, EI ; LK ; MO : 30x30. donc $I = 0,675.10^5 cm^4$

. Travées BC ; MN : 30x70 d'où $I_{BC} = \frac{30.70^3}{12} = 8,575.10^5 cm^4$

. Travées CE ; EL ; LM : 30x45 ; d'où $I = \frac{45^3.30}{12} = 2,278.10^5 cm^4$

. Travée FG : 30x45 $I_{FG} = 2,278.10^5 cm^4$

4.2.1/. determination des charges



. Pour q_1 on a :

Plancher : 525,5 x 0,65 = 341,575 Kg/ml

P. propre de la poutre : 0,45 x 0,30 x 2500 = 337,5 Kg/ml

Surcharge : P = 100 . 0,65 = 65 Kg/ml

Pour $q_2 = 1,1\ t/ml$ (reaction de la dalle de la salle de projection)

Pour q_3 : même charge Pour le plancher : $341,575\ Kg/ml$.

. Poids Propre de la Poutre : $0,65 \times 0,30 \times 2500 = 487,5\ Kg/ml$.

. Pour Q c'est la reaction Venant du Portique du Petit Bloc (Portique A_1-B_1)

422/. Portique sous $G+P+S_{iv}\downarrow$

On a : pour q_1 . $S_{iv} = \left(G + \frac{P}{5}\right)\sigma_v = 0,18\ t/ml$

$q_1 = 0,18 + 0,341 + 0,337 + 0,065 = 0,924\ t/ml$.

Pour q_3 : $S_{iv} = \left(G + \frac{P}{5}\right)\sigma_v = 0,219\ t/ml$; $q_3 = 0,219 + 0,341 + 0,487 = 1,113\ t/ml$

$Q = 9,32\ t$ (tirée de l'étude du Portique A_1-B_1).

$M = 61,1\ t.ml$

. calcul des raideurs.

$R_{BC} = \frac{I_{BC}}{l} = \frac{8,575.10^5}{630} = 1361\ cm^3$; $R_{CE} = R_{EL} = \frac{I_{EE}}{l} = \frac{2,278.10^5}{320} = 711,875\ cm^3$

$R_{AB} = \frac{I_{AB}}{h} = \frac{17,067.10^5}{460} = 3710,217\ cm^3$; $R_{CD} = \frac{0,675.10^5}{460} = 146,74\ cm^3$

$R_{EF} = \frac{0,675.10^5}{344} = 196,22\ cm^3$; $R_{FI} = \frac{0,675.10^5}{116} = 581,9\ cm^3$

$R_{FG} = \frac{2,278.10^5}{320} = 711,875\ cm^3$.

. Coefficients de repartitions

$C_{BA} = \frac{R_{BA}}{R_{BA} + R_{BC}} = 0,730$; $C_{BC} = \frac{R_{BC}}{R_{BC} + R_{BA}} = 0,27$; $C_{CB} = \frac{R_{CB}}{R_{CB} + R_{CD} + R_{CE}} = 0,61$

$C_{CD} = \frac{R_{CD}}{R_{CB} + R_{CD} + R_{CE}} = 0,066$; $C_{CE} = \frac{R_{CE}}{R_{CB} + R_{CD} + R_{CE}} = 0,324$

$C_{EC} = \frac{R_{EC}}{R_{EC} + R_{EF} + R_{EL}} = 0,439$; $C_{EF} = \frac{R_{EF}}{R_{EC} + R_{EF} + R_{EL}} = 0,121$

$C_{EL} = \frac{R_{EL}}{R_{EC} + R_{EF} + R_{EL}} = 0,44$; $C_{FG} = \frac{R_{FG}}{R_{FG} + R_{FI} + R_{FE}} = 0,478$

$C_{FI} = \frac{R_{FI}}{R_{FG} + R_{FI} + R_{FE}} = 0,39$; $C_{FE} = \frac{R_{FE}}{R_{FG} + R_{FI} + R_{FE}} = 0,132$

. moments d'encastrements

$$M_{BC} = M + q_3 \frac{l^2}{12} + Q\frac{l}{8} = 61,1 + 1,113 \frac{(6,3)^2}{12} + \frac{9,32 . 6,3}{8} = 71 \text{ t.ml.}$$

$$M_{CB} = -q_3 \frac{l^2}{12} - Q\frac{l}{8} = -11,02 \text{ t.ml} ; \quad M_{CE} = -M_{EC} = M_{EL} = q_1 \frac{l^2}{12} = 0,924 \frac{(3,2)^2}{12} = 0,79 \text{ t.ml}$$

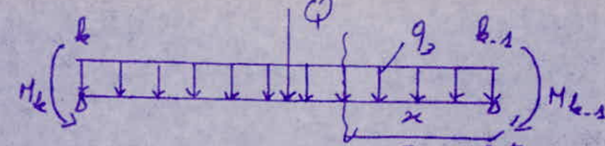
$$M_{FG} = q_2 \frac{l^2}{12} = 1,1 . \frac{(3,2)^2}{12} = 0,938 \text{ t.ml.}$$

TAbleau donnant les moments aux noeuds.

	A	B		C			D	E			F			I
	AB	BA	BC	CB	CE	CD	DC	EC	EF	EL	FE	FI	FG	IF
		0,73	0,27	0,61	0,324	0,066		0,439	0,121	0,44	0,132	0,39	0,478	
			71	-11,02	0,79			-0,79		0,79			0,938	
B	-25,91	-51,83	-19,17	-9,58										
C			6,04	12,08	6,42	1,31	0,65	3,21						
E					-0,70			-1,41	-0,39	-1,41	-0,19			
F									-0,05		-0,10	-0,29	-0,36	-0,14
B	-2,20	-4,41	-1,63	-0,81										
C			0,46	0,92	0,49	0,10	0,05	0,24						
E					-0,04			-0,08	-0,02	-0,08	-0,01			
F									0,00		0,00	0,00	0,00	0,00
B	-0,16	-0,33	-0,12	-0,06										
C			0,03	0,06	0,03	0,00	0,00	0,01						
E								0,00	0,00	0,00				
B	-0,01	-0,02	0,01	0,00										
MT (t.ml)	-28,28	-56,59	56,60	-8,41	6,99	1,41	0,70	-0,23	-0,46	0,70	-0,30	-0,29	0,58	-0,14

Moments en Travées

- Travée Bc :



$M = m + \frac{M_k - M_{k-1}}{l} x + M_{k-1}$ avec m : moment isostatique

$M_k = -56{,}59\ t.m$; $M_{k-1} = -8{,}41\ t.m$

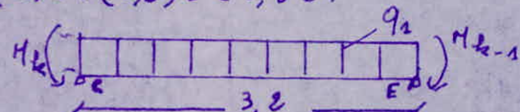
$M(x) = \left(q_3 \frac{l}{2} + \frac{Q}{2}\right)x - q_3 \frac{x^2}{2} + \frac{M_k - M_{k-1}}{l} x + M_{k-1}$

$\frac{dM}{dx} = 0$; $1{,}113 \frac{6{,}3}{2} + \frac{9{,}32}{2} - 1{,}113x + \frac{-56{,}59 + 8{,}41}{6{,}3} = 0 \Rightarrow x = 0{,}46m.$

$M(0{,}46) = -8{,}3t.m$

$T(0) = 0{,}52t$ $T(l) = T(6{,}3) = -6{,}5t.$

- Travée CE.



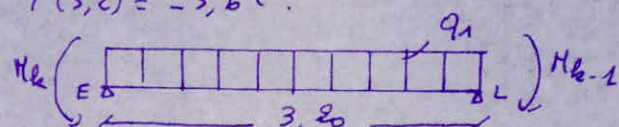
$M_k = -6{,}99t.m$
$M_k = -0{,}23$
$q_1 = 0{,}924t/m.$

$M = q_1 \frac{l}{2}x - q_1 \frac{x^2}{2} + \frac{M_k - M_{k-1}}{l} x + M_{k-1}$

$\frac{dM}{dx} = 0$; $0{,}924 \frac{3{,}2}{2} - 0{,}924x + \frac{-6{,}99 + 0{,}23}{3{,}2} = 0 \Rightarrow x < 0$

$T(0) = -0{,}63t$; $T(3{,}2) = -3{,}6t.$

- Travée EL.



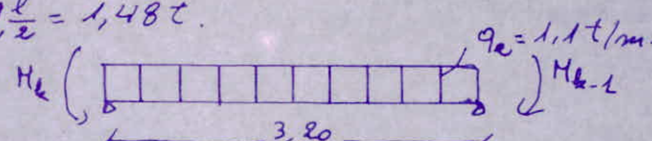
$M_k = M_{k-1} = -0{,}70t.m.$

$M = q_1 \frac{l}{2}x - q_1 \frac{x^2}{2} + M_{k-1}$; $\frac{dM}{dx} = 0 = 0{,}924.\frac{3{,}2}{2} - 0{,}924x = 0 \Rightarrow x = 1{,}6m.$

$M_{max} = M(1{,}6) = 0{,}48t.m.$

$T(0) = -T(3{,}2) = q_1\frac{l}{2} = 1{,}48t.$

- Travée FG.

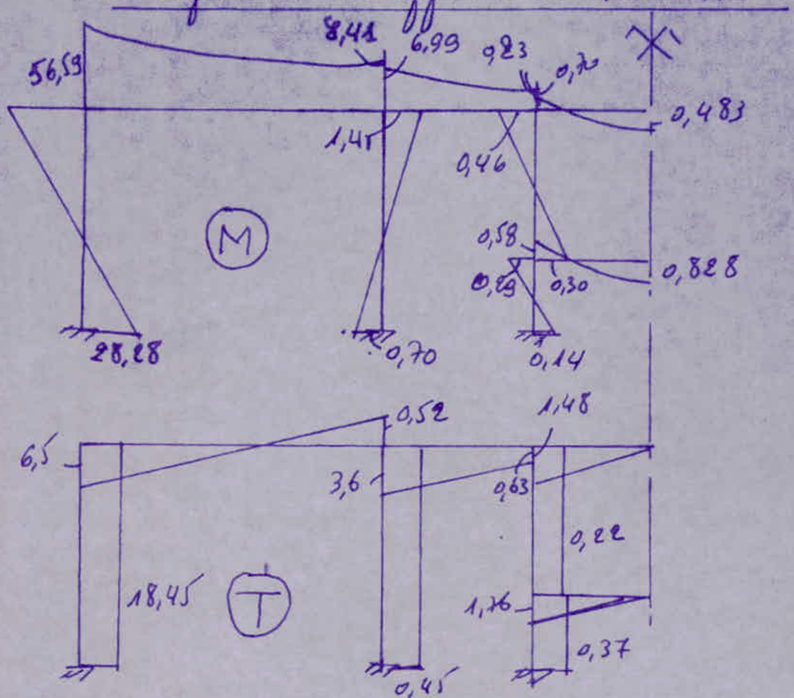


$M_k = M_{k-1} = -0{,}58$

$M = q_2 \frac{l}{2}x - q_2 \frac{x^2}{2} + M_{k-1}$ $\frac{dM}{dx} = 0 \longrightarrow x = \frac{l}{2} = 1{,}6m.$

$M_{max} = M(1{,}6) = 0{,}828\ t.m.$ $T(0) = -T(3{,}2) = +1{,}76\ t$

diagrammes des efforts sous G+P+Si v↓

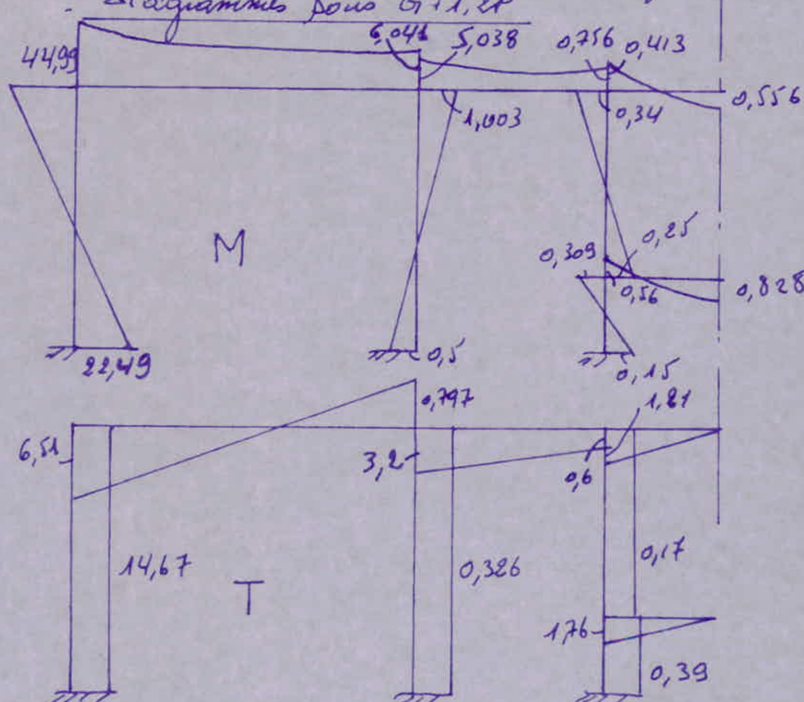


423/ **Portique sous G + 1,2P** on a la même marche que pour G+P+S.i.v↓ seulement les charges changent. Pour G+1,2P on a :

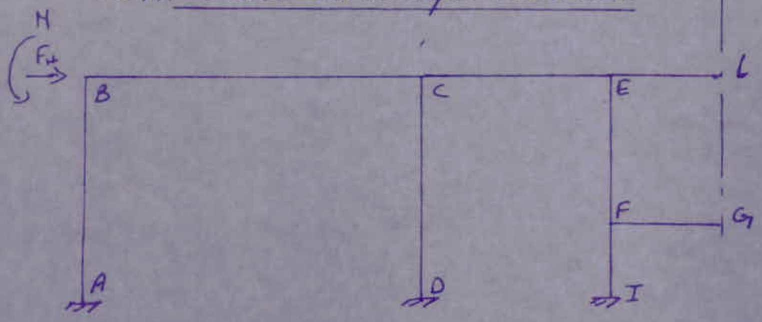
$q_1 = 0,757\ t/m$; $q_2 = 1,1\ t/m$; $q_3 = 0,907\ t/m$; $Q = 5,06\ t$.

On reproduit pour cette étude les diagrammes.

- diagrammes sous G+1,2P



4.241. Etude du Portique sous S_{iH}.



F_H : force sismique = 1,44 t

M : moment qui remplace l'action de la ferme au noeud.

M = 5,31 t

La Présence de cette force horizontale donne deux deplacements de noeuds.

TAbleau des moments dûs au 1er deplacement.

	A	B		C			D	E			F			I
	AB	BA	BC	CB	CE	CD	DC	EC	EF	EL	FE	FI	FG	IF
M^{Cor} t.m	4,278	1,646	-1,645	-0,363	0,256	0,106	0,072	0,025	0,113	-0,135	0,122	-0,054	-0,067	0,027

TAbleau des moments dûs au 2ème deplacement.

	A	B		C			D	E			F			I
	AB	BA	BC	CB	CE	CD	DC	EC	EF	EL	FE	FI	FG	IF
M^{Co} t.m	0,001	0,003	-0,003	-0,009	0,01	-0,001	0,000	0,028	-0,058	0,03	-0,128	0,609	-0,48	0,805

- calcul des efforts Tranchants dûs aux 2 deplacements

. 1er deplacement. T_1 au niveau ADI ; T_2 au niveau FG.

$$T_1 = 2\left[\frac{4,278+1,646}{4,6} + \frac{0,106+0,072}{4,6} - \frac{0,054+0,027}{1,16}\right] = 2,513\ t$$

$$T_2 = 2\left[\frac{4,278+1,646}{4,6} + \frac{0,106+0,072}{4,6} + \frac{0,113+0,122}{3,44}\right] = 2,79\ t$$

. 2ème deplacement.

$$T_1' = 2\left[\frac{0,001+0,003}{4,6} - 0,001\frac{1}{4,6} + \frac{0,609+0,805}{1,16}\right] = 2,44\ t$$

$$T_2' = 2\left[\frac{0,001+0,003}{4,6} - \frac{0,001}{4,6} + \frac{0,058-0,128}{3,44}\right] = -0,262\ t$$

, calcul des coefficients K_1 ; K_2. on a 2 equations

$K_1T_1 + K_2T_2 = F_H$ qui donne $K_1 . 2,513 + 2,79 K_2 = 1,44$

$K_1T_1' + K_2T_2' = F_H$ $K_1 . 2,44 - 0,262 K_2 = 1,44$

on tire $K_1 = 0,52$ $K_2 = 0,053$.

moments reels sous S_{iH}.

	A	B		C			D	E			F			I
	AB	BA	BC	CB	CE	CD	DC	EC	EF	EL	FE	FI	FG	IF
Mts du 1er deplac. × K_1	2,224	0,856	-0,856	-0,189	0,133	0,055	0,037	0,013	0,059	-0,07	0,063	-0,028	-0,035	0,014
Mts du 2ème deplac. × K_2	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001	-0,003	0,001	-0,006	0,032	-0,025	0,042
moments reels.	2,224	0,856	-0,856	-0,189	0,133	0,055	0,037	0,014	0,056	-0,069	0,057	0,004	0,060	0,056

4.3/. Superposition des efforts dans le Portique

4.3.1/. Poutre

- moments dans les Poutres

	S_{iH}		G+1,2P			G+P+S_{iV}↓			G+P+S_{iV}+$\overrightarrow{S_{iH}}$		
	M_e	M_w	M_e	M_t	M_w	M_e	M_t	M_w	M_e	M_t	M_w
Travée BC	0,856	0,189	44,99	-	6,041	56,59	-	8,41	57,44	-	8,60
Travée CE	0,133	0,014	5,038	-	0,756	6,99	-	0,23	7,123	-	0,249
Travée EL	0,069	0,069	0,413	0,556	0,413	0,70	0,483	0,70	0,769	0,483	0,769
Travée FG	0,06	0,06	0,56	0,828	0,56	0,58	0,828	0,58	0,64	0,828	0,64

- Efforts Tranchants

	S_{iH}		G+1,2P		G+P+S_{iV}↓		G+P+S_{iV}+S_{iH}	
	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w
Travée BC	/	/	6,51	0,737	6,50	0,52	6,50	0,52
Travée CE	/	/	3,2	0,6	3,6	0,63	3,6	0,63
Travée EL	/	/	1,21	1,21	1,48	1,48	1,48	1,48
Travée FG.	/	/	1,76	1,76	1,76	1,76	1,76	1,76

43.2/. Poteaux

Poteaux	S_{iH}			$G + 1,2P$				$G + P + S_{iV}\downarrow$				$G + P + S_{iV}\downarrow + \overrightarrow{S_{iH}}$			
	M_1	M_2	T	M_1	M_2	N	T	M_1	M_2	N	T	M_1	M_2	N	T
AB	2,224	0,856	0,67	22,49	44,99	6,51	14,67	28,28	56,59	6,5	18,45	30,504	57,44	6,5	19,12
DC	0,037	0,055	0,020	0,50	1,003	3,99	0,326	0,70	1,41	4,12	0,45	0,737	1,465	4,12	0,47
EI	0,056	0,056	0,024	0,39	0,34	1,81	0,39	0,29	0,46	2,11	0,37	0,346	0,516	2,11	0,394

M_1 : moment à la base du Poteau
M_2 : moment au noeud.

Les moments sont en t.m ; les efforts Tranchants et normaux sont en t

Calcul des assemblages

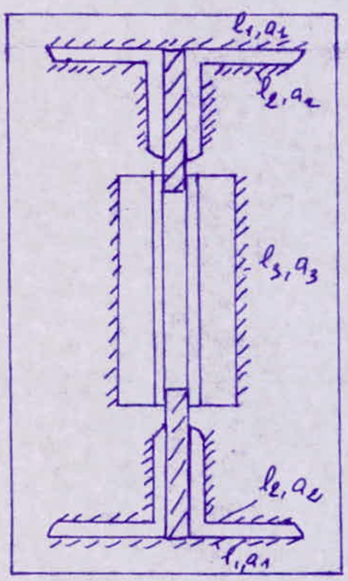
Cet Assemblage sera composé de Ferme-platine-Poteau ; c'est à dire l'assemblage de la ferme et du poteau sera réalisé par une platine qui est soudée à la Ferme et boulonnée au Poteau.

1/. Assemblage dans le Portique C ; cet assemblage sera identique pour les Portiques (D ; E).

a. Calcul des Soudures.

On Prend le cas le plus défavorable des sollicitations.

Les efforts sont : $M = 113,4$ t.m. ; $N = 37,75$ t. ; $T = 32,13$ t



- épaisseur utile du cordon : a.
- coefficient de réduction : α

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{si } a \leq 4\,\text{mm} \\ 0,8\left[1 + \frac{1}{a}\right] & \text{si } a > 4\,\text{mm} \end{cases}$$

- longueur utile du cordon : $l = L - 2a$.

(L = longueur de l'élément soudé)

- Section de gorge du cordon : $l.a.\alpha$.

Pour les efforts et leur répartition suivant le CM66. on a :

- N : se répartit uniformément entre tous les cordons
- T : est equilibré par les cordons d'attaches verticaux.
- M : est equilibré par les cordons d'attaches horizontaux.

Pour les cordons verticaux on doit vérifier :

$$\sqrt{1,4\left(\frac{N}{\sum l_i a_i \alpha_i}\right)^2 + 1,8\left(\frac{T}{2\, l_3 a_3 \alpha_3}\right)^2} \leq \sigma_e .$$

Avec les dimensions suivantes :

$a_1 = 10mm$ on a $\alpha_1 = \alpha_2 = 0{,}8\left[1 + \frac{1}{a}\right] = 0{,}8\left[1 + \frac{1}{10}\right] = 0{,}88$

$a_2 = 10mm$

$a_3 = 4mm$ $\alpha_3 = 1.$

$l_1 = 41 - 2.a = 41 - 2.1 = 39cm$ 41cm etant la largeur de l'élément soudé

$l_2 = 20 - 2.1 = 18cm$

$l_3 = 110cm$ donc $\sum l_i a_i \alpha_i = 2.39.1.0{,}88 + 4.18.1.0{,}88 + 2.110.0{,}4.1$

$\sum l_i a_i \alpha_i = 220\ cm^2$

On verifie :

$$\sqrt{1{,}4\left(\frac{37{,}75.10^3}{220}\right)^2 + 1{,}8\left(\frac{32{,}13.10^3}{88}\right)^2} = 530{,}26\ Kg/cm^2 < \sigma_e = 2400\ kg/cm^2$$

Verifiée.

- Pour les cordons horizontaux on doit verifier :

$$1{,}18\left[\frac{N}{\sum l_i a_i \alpha_i} + \frac{M.h}{h^2 l_1 a_1 \alpha_1 + 2(h-2e)^2 l_2 a_2 \alpha_2}\right] \leq \sigma_e \quad (1)$$

avec I : inertie des cordons $= 2 l_1 a_1 \alpha_1 \left(\frac{h}{2}\right)^2 + 4 l_2 a_2 \alpha_2 \left[\frac{h}{2} - e\right]^2$

où $h = 120\ cm$

on a $I = 460247{,}04\ cm^4$

La relation (1) donne :

$$1{,}18\left[\frac{37{,}75.10^3}{220} + \frac{113{,}4.10^5\ \frac{120}{2}}{460247{,}04}\right] = 1947\ kg/cm^2 < \sigma_e = 2400\ kg/cm^2$$

Verifiée.

b/. calcul des boulons. ces Boulons realiseront l'assemblage de la Platine, qui soudée à la Ferme, avec le Poteau.

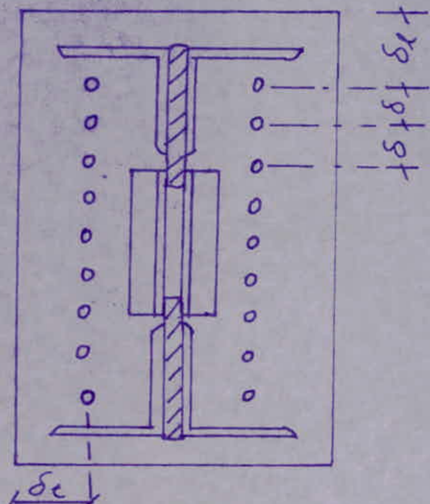
Vu la grandeur des efforts qu'on a et en Particulier le moment ($M = 113{,}4\ t.m$) on utilisera une contre plaque pour assurer l'assemblage et maintenir les boulons ; cette contre plaque gardera les mêmes dimensions que la Platine.

Les boulons seront sollicités par les efforts : $M = 113{,}4\ t.m$; $N = 37{,}75\ t$

$T = 32{,}13\ t.$

On réalise cet Assemblage par des boulons HR ($\sigma_e = 9000\ kg/cm^2$)

On dispose pour cet assemblage de 18 boulons soit deux files de 9 boulons



On prendra des boulons de diamètre $\phi = 24$

. Epaisseur de la platine doit être $\leq 2\phi$

donc $e = 30mm$. Pour le reste des dimensions de la platine :
largeur $b = 41cm$; hauteur $= 125cm$.

. diamètre du Trou dans la platine

$d_{tr} = \phi + 3 = 27mm$

- Conditions de distances entre les boulons.

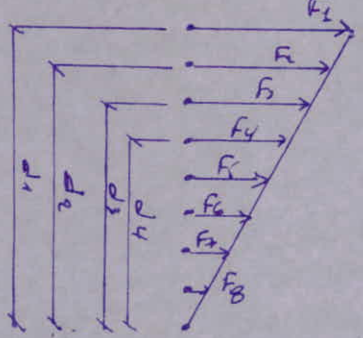
Pour $\phi = 24mm$; $d_{Tr} = 27mm$

. $\delta = 140mm$ $\quad 3d_{Tr} \leq \delta \leq 10d_{Tr}$

. $\delta_\ell = 65mm$ $\quad 1{,}5d_{Tr} \leq \delta_\ell \leq 2{,}5d_{Tr}$

. $\delta_t = 50mm$. $\quad 1{,}5d_{Tr} \leq \delta_t \leq 2{,}5d_{Tr}$.

- calcul de l'effort F^* dû à M. : Le moment M provoque 1 effort de Traction dans les boulons.



Pour ce calcul ; on prend l'Axe neutre au niveau du dernier boulon ; on superpose les deux files de boulons.
on dispose des equations suivantes :

$$\begin{cases} \dfrac{F_1}{d_1} = \dfrac{F_2}{d_2} = \cdots\cdots = \dfrac{F_8}{d_8} \\ M = F_1 \cdot d_1 + F_2 \cdot d_2 + \cdots + F_8 \cdot d_8 \end{cases}$$

d'où $F_1 = \dfrac{M d_1}{\sum_{i=1}^{8} d_i^2} = \dfrac{113{,}4 \cdot 10^2 \cdot 112}{39984} = 31{,}764\,t$

effort par boulon $F^* = \dfrac{F_1}{2} = \dfrac{31{,}764}{2} = 15{,}88\,t$

- Effet de N et T : $\quad T^* = \dfrac{T}{18} = \dfrac{32{,}13}{18} = 1{,}785\,t$

$$N^* = \frac{N}{18} = \frac{37{,}75}{18} = 2{,}097\,t$$

. Effort de Traction total par boulon : $N_T = N^* + F^* = 2,097 + 15,88 = 17,98\,t$

. Vérifications (CM 66).

$$\begin{cases} T^* \leq 1{,}1\varphi\left[0{,}8A_r.\sigma_e - N_T\right] \\ N_T \leq N_o \end{cases}$$

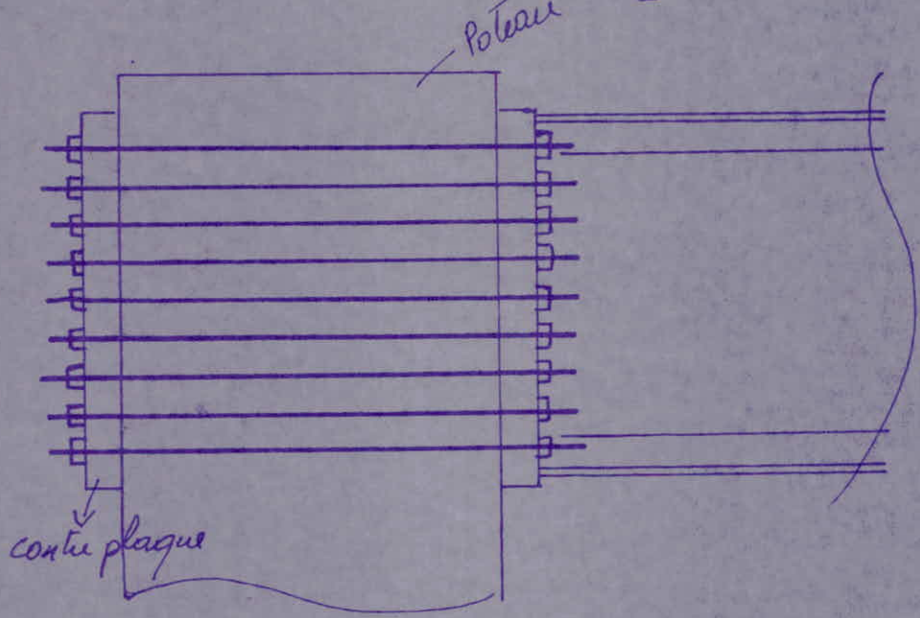
avec $N_o = 0{,}8\,A_r.\sigma_{en}$ = Effort précontraint du boulon.

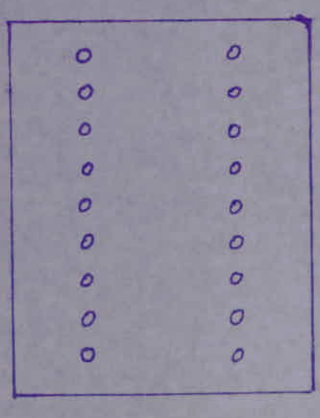
A_r : Section résistante $= 0{,}8\,A = 0{,}8.\pi.\dfrac{(2{,}4)^2}{4} = 3{,}617\,cm^2$.

$N_o = 0{,}8.\,3{,}617.\,9000 = 26{,}044\,t > N_T = 17{,}98\,t$.

$1{,}1\varphi\left[0{,}8A_r.\sigma_e - N_T\right] = 1.1.0{,}3.\left[26{,}044 - 17{,}98\right] = 2{,}66\,t > T^* = 1{,}785\,t$

Vérifiée.





Contre Plaque : on gardera les mêmes dimensions pour δ, δ_e et δ_t pour cette contre plaque qui assurera l'assemblage. Elle aura les mêmes dimensions que la platine

. On gardera le même assemblage pour le reste des portiques sauf pour le portique I

2] Assemblage dans le Portique I

a/ Calcul des soudures.

les efforts sont :

$M = 32,09\,t.m$

$N = 12,11\,t$

$T = 11,5\,t$

en gardant la même notation que pour le Portique C :

$a_1 = 6mm$. $\qquad \alpha_1 = \alpha_2 = 0,8\left[1 + \frac{1}{a}\right] = 0,93.$

$a_2 = 6mm$

$a_3 = 4mm$ $\qquad \alpha_3 = 1.$

$l_1 = 21 - 2.a = 19,8\,cm. \qquad l_2 = 10 - 2.a = 8,8\,cm.$

$l_3 = 110\,cm. \qquad \Sigma\, l_i a_i \alpha_i = 129,738\,cm^2$

donc on verifie.

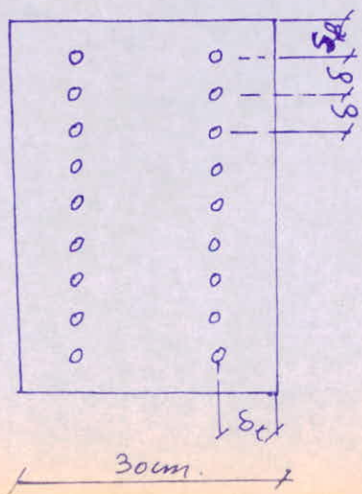
$$\sqrt{1,4\left(\frac{12,11.10^3}{129,738}\right)^2 + 1,8\left(\frac{11,5.10^3}{88}\right)^2} = 107,21\,kg/cm^2 < \sigma_e = 2400\,kg/cm^2$$

- Pour les cordons horizontaux :

$$1,18\left[\frac{12,11}{129,738} + \frac{32,09.10^5.120}{(120)^2.19,8.0,6.0,93 + 2(120-2.1)^2\,8,8.0,6.0,93}\right] = 1646\,kg/cm^2 < \sigma_e$$

b/ Calcul des boulons.

On gardera les mêmes boulons que pour le portique C sauf pour la largeur de la platine on prendra une largeur $b = 30\,cm$



$\delta_e = 65\,mm.$

$\delta_t = 50\,mm.$

$\delta = 140\,mm.$

- Egalement on prendra la contre plaque comme la platique.

Ferraillage des Poutres

ce sont les Poutres du Petit Bloc. Ces Poutres seront ferraillés en flexion simple Vu que (l'A 15 CCBA 68) ne tient pas compte des efforts normaux dans les poutres.

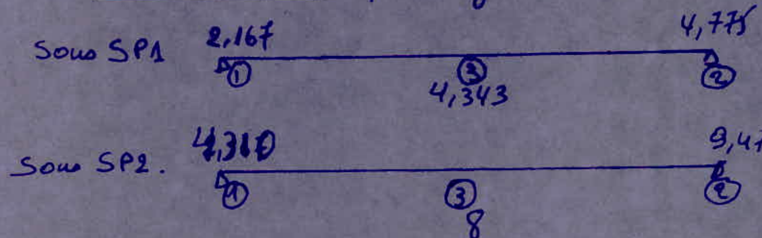
Pour les contraintes on a :
- Sollicitations du 1er genre : G+1,2P : $\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$
- Sollicitations du 2ème genre : $G+P+S_i\downarrow\uparrow + \overrightarrow{S_{iH}}$ $\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 1{,}5 . 2800 = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 1{,}5 . 137 = 205{,}5 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$

La section d'acier sera déterminée sous la sollicitation du 1er genre, et du 2ème genre, et on prendra la plus grande.

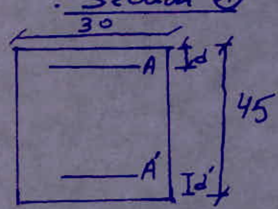
on detaillera le calcul d'une poutre, les autres seront portées sur des Tableaux.

1.1. Poutre du Portique longitudinal ($A_2 - B_2$).

Les moments sont en t.ml.



. Section ①



on a $1{,}5 . SP1 = 1{,}5 . 2{,}167 = 3{,}25 \text{ t.ml} < 4{,}31$ donc on prendra $M = 4{,}31 \text{ t.ml}$ (sous SP2).

$h_t = 45$; $d = 4$ donc $h = 41 \text{cm}$.
Methode de calcul celle de P. CHARON.

$$\mu = \frac{15\, M}{\bar{\sigma}_a . b . h^2} = \frac{15 . 4{,}31 . 10^5}{4200 . 30 . (41)^2} = 0{,}0305 \longrightarrow \begin{matrix} \varepsilon = 0{,}9248 \\ K = 51{,}5 \end{matrix}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{51{,}5} = 81{,}55 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$ donc Armatures comprimées inutiles

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a . \varepsilon . h} = \frac{4{,}31 . 10^5}{4200 . 0{,}9248 . 41} = 2{,}71 \text{cm}^2.$$

. Section ③ $1{,}5 . SP1 = 1{,}5 . 4{,}343 = 6{,}514 < 8 \text{ t.ml}$ donc on ferraillera sous SP2 $M = 8 \text{ t.ml}$.

$$\mu = \frac{15 . 8 . 10^5}{4200 . 30 . (41)^2} = 0{,}0566 \longrightarrow \begin{matrix} \varepsilon = 0{,}9008 \\ K = 35{,}4 \end{matrix}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{35{,}4} = 118{,}64 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$ donc Pas d'armatures comprimées.

$$A = \frac{8 . 10^5}{4200 . 0{,}9008 . 41} = 5{,}16 \text{cm}^2$$

Section ② $1,5\ SP1 = 1,5 \cdot 4,775 = 7,162 < 9,47\ t.ml$ on ferraille donc sous SP2 ; $M = 9,47\ t.ml$.

$$\mu = \frac{15 \cdot 9,47 \cdot 10^5}{4200 \cdot 30 \cdot (41)^2} = 0,0671 \longrightarrow \begin{array}{l} \varepsilon = 0,8934 \\ K = 31,9 \end{array}$$

$$\sigma_b' = \frac{4200}{31,9} = 131,66 < \overline{\sigma}_b' \text{ donc Pas d'armatures comprimées.}$$

$$A = \frac{9,47 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8934 \cdot 41} = 6,15\ cm^2.$$

- Vu le Pourcentage, total minimal (maximal) des aciers longitudinaux Sur toute la longueur de la Poutre, doit etre de 0,3% (2,5%) pour les aciers H.A.
- Vu le minimum d'armatures filantes qu'il faut prévoir :

lit Superieur $A_f' \geq Max\left(\frac{A'}{4} ; \frac{A_L}{4}, 3cm^2\right)$.

lit inferieure $A_f \geq Max\left(\frac{A_L}{4} ; 3cm^2\right)$.

on adopte alors les sections suivantes:

3T14 $A = 4,62\ cm^2$

3T14+3T12 ; $A = 8,04\ cm^2$

3T14 3T14+3T12

3T14+3T12

Vérifications.

1/. Flèche (Art 61. CCBA68).

Si la condition suivant est vérifiée, alors la verification de la flèche est inutile

$$\frac{A}{b_0 h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} ; \quad \frac{A}{b_0 h} = \frac{8,04}{30 \cdot 41} = 0,0065 < \frac{43}{4200} = 0,102 \quad \text{Verifiée.}$$

2/ Condition de non entrainement des armatures (Art 29 CCBA68).

$$\overline{\tau}_d = 2\psi_d \cdot \overline{\sigma}_b \quad \psi_d = 1,5\ (H.A) ; \quad \overline{\tau}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7\ Kg/cm^2$$

Sous SP2. $\overline{\tau}_d = 1,5 \cdot 17,7 = 26,55\ Kg/cm^2$.

$$\tau_d = \frac{T_{max}}{n \cdot P \cdot z} ; \quad T : \text{effort Tranchant max} = 11,7\ t\ (SP2)$$

$$\tau_d = \frac{11,7 \cdot 10^3}{3 \cdot 3,14 \cdot 1,4 \cdot \frac{7 \cdot 41}{8}} = 13,21\ Kg/cm^2 < \overline{\tau}_d \quad \text{vérifiée.}$$

3/. Condition aux appuis

on doit avoir $C \geq \dfrac{2T}{b\ \overline{\sigma}_{b_0}} = C_0$

$$C_0 = \frac{2 \cdot 11,7 \cdot 10^3}{30 \cdot 68,5} = 11,38\ cm ; \quad C = a - [r + d] \text{ avec } r = 5\phi = 5 \cdot 1,4 = 7\ cm$$

$c = 30 - [7+4] = 19\,cm > c_0$ Vérifiée.

4) Armatures Inférieures.

Sur les appuis, les sections d'armatures inférieures doivent vérifier l'inégalité suivante :

$A\,\bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}$; M = moment de la section d'appui pris avec son signe.

. Appui 1. $T = 11{,}07\,t$; $M = -4{,}31\,t.ml$; $z = \frac{7}{8}h = \frac{7}{8}.41 = 35{,}875\,cm$.

$T + \frac{M}{z} = 11{,}07.10^3 - \frac{4{,}31.10^5}{35{,}875} = -0{,}94 < 0$ Vérifiée.

. Appui 2. $M = -9{,}47\,t.ml$. $T = 9{,}87\,t$; $z = 35{,}875\,cm$.

$T + \frac{M}{z} = -16{,}53 < 0$ Vérifiée.

5/. Condition de non fragilité

Il faut que la section des armatures tendues soit supérieure à une valeur limite

$A \geqslant 0{,}69.\,bh.\frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0{,}69.30.41.\frac{5{,}9}{4200} = 1{,}2\,cm^2$ Vérifiée.

6/. Vérification des contraintes.

$\omega_f = 100.\frac{A}{bh} = 100\,\frac{8{,}04}{30.41} = 0{,}6510 \longrightarrow$ $\varepsilon = 0{,}8815$, $K = 27{,}2$

$\sigma_a = \frac{M}{A.\,\varepsilon.\,h} = \frac{9{,}47.10^5}{8{,}04.0{,}8815.41} = 3259{,}02\,Kg/cm^2 < 4200\,Kg/cm^2$

$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{3259{,}02}{27{,}2} = 120\,Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b'$.

Vérification à la fissuration

$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2.b.d} = \frac{8{,}04}{2.30.4} = 0{,}0334$.

Sous SP1 on a : $\sigma_1 = \frac{K.\eta.\tilde{\omega}_f}{\phi\,(1+10\tilde{\omega}_f)} = \frac{1.5.1{,}6.10^6.0{,}0334}{14\,[1+10.0{,}0334]} = 3764{,}045\,Kg/cm^2$

$\sigma_2 = 2{,}4.\sqrt{\frac{K.\eta\,\bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2257{,}8\,Kg/cm^2$.

Sous SP2 : $\sigma_1 = 1{,}5.\,3764{,}04 = 5646{,}07\,Kg/cm^2$

$\sigma_2 = 1{,}5.\,2257{,}8 = 3386{,}7\,Kg/cm^2$

$\max[\sigma_1, \sigma_2] = \sigma_f = 5646{,}07\,Kg/cm^2 > \sigma_a = 3259{,}02\,Kg/cm^2$ Vérifiée.

Armatures Transversales.

L'effort Tranchant max $T = 11{,}7\,t$. Sous SP2.

- Contrainte de cisaillement max.

$$\tau_b = \frac{T}{bz} = \frac{11,7.10^3}{30.\frac{7}{8}.41} = 10,87\ \text{Kg/cm}^2$$

Pour $\sigma'_b = 81,55\ \text{Kg/cm}^2$ on a $\overline{\tau}_b = 3,5\ \overline{\sigma}_b = 20,65\ \text{Kg/cm}^2$

$\overline{\tau}_b$ sous SP2 $= 1,5 . 20,65 = 30,975\ \text{Kg/cm}^2 > \tau_b$.

On prendra 1 cadre + 1 étrier. T8 ; $A_t = 2,01\ \text{cm}^2$.

- Contrainte admissible des armatures Transversales.

$\overline{\sigma}_{ar} = \rho_a \sigma_{en}$ avec $\rho_a = \max \begin{cases} \frac{2}{3} = 0,66 \\ 1 - \frac{\tau_b}{9\overline{\sigma}_b} = 0,795 \end{cases}$

$\overline{\sigma}_{ar} = 0,795 . 4200 = 3340,22\ \text{Kg/cm}^2$.

Espacement des armatures Transversales.

$$t \leq \frac{A_t . z . \overline{\sigma}_{ar}}{T} = \frac{2,01 . \frac{7}{8} 41 . 3340,22}{11,7.10^3} = 20,6\text{cm}.$$

$$\overline{t} = \max \begin{cases} 0,2h = 0,2.41 = 8,2\text{cm}. \\ \left[1 - 0,3\frac{\tau_b}{\overline{\sigma}_b}\right] h = 18,34\text{cm}. \end{cases}$$

On Prendra $t = 14\text{cm}$; le 1er cours d'armatures sera à $t/2 = 7\text{cm}$ du nu de l'appui -

2/. Poutre du Portique ($A_1 - B_1$).

SP1 — $M_t = 3,321$ — $3,007$ — 6,2m

SP2 — 4,446 — 4,12

	M (t.ml)	μ.	ε	K	σ'_b Kg/cm²	A' (cm²)	A (cm²)
Section en Travée	3,321	0,035	0,9196	47,2	59,32	0	3,146
Section d'appui	3,007	0,032	0,9231	50	56	0	2,84

Section adoptée.

3T14 — 3T14

3T14

Vérifications

- flèche : $A = 4,62\text{cm}^2 < \frac{43 . bh}{\sigma_{en}} = 12,6\text{cm}^2$ donc inutile de faire la vérification de la flèche -

. Condition de non entrainement $\overline{\tau}_d = 2\psi\ \overline{\sigma}_b = 17,7\ \text{Kg/cm}^2$; $\tau_d = \frac{T}{n P z} = 8,56\ \text{Kg/cm}^2$

donc $\tau_d < \overline{\tau}_d$ vérifiée.

<u>Condition aux appuis</u> : $c = a - (e + d) = 19\,cm$; $c_0 = \dfrac{2T}{b\,\bar{\sigma}'_{b_0}} = 3,94\,cm$.
donc $c_0 < C$.

<u>Condition de non fragilité</u> $A > 0,69\,\dfrac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}\,bh = 1,19\,cm^2$.

. <u>Vérification des contraintes</u> $\bar{\omega}_1 = 100\,\dfrac{A}{bh} = \dfrac{4,62}{30.41} = 0,375 \rightarrow \varepsilon \simeq 0,9053$; $K = 37,8$

$\sigma_a = \dfrac{3,321.10^5}{4,62.0,9053.41} = 1936,65\,Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 2800\,Kg/cm^2$.

$\sigma'_b = \dfrac{\sigma_a}{K} = 51,23\,Kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b$

. <u>Vérification à la fissuration</u> : $\sigma_1 = 3193\,Kg/cm^2$; $\sigma_2 = 2832\,Kg/cm^2$.

$\max[\sigma_1, \sigma_2] = \sigma_1 > \sigma_a$. Vérifiée.

. <u>Armatures Transversales</u> : $T_{max} = 4,07\,t$

$\tau_b = \dfrac{T}{bz} = 3,76\,Kg/cm^2$ $\quad \bar{\tau}_b = 3,5\,\bar{\sigma}_b = 20,65\,Kg/cm^2 > \tau_b$.

On Prendra <u>1 cadre + 1 étrier</u> , T8 $\quad A_t = 2,01\,cm^2$

$\bar{\sigma}_{at} = f_a\,\sigma_{en} = 0,93.4200 = 3906\,Kg/cm^2$

<u>Espacements</u>.

$t \leq \dfrac{A_t\,z\,\bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = 69\,cm$ -

$$\bar{t} = \max\begin{cases} 0,2h = 8,2\,cm. \\ \left[1 - 0,3\,\dfrac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right] h = 33\,cm. \end{cases}$$

On Prendra <u>$t = 16\,cm$</u>.

3/ <u>Poutre du Portique (A_1 - B_1)</u>

SP1 4,22 — 5,8 $\qquad$ SP2 8,5 — 10,67

	M t.m	μ.	ε	K	σ'_b	A'	A
Section Travée	10,67	0,0755	0,8880	29,65	141,65	0	6,98
Section Appui	8,5	0,0602	0,8984	34,2	122,81	0	5,49

<u>Section adoptée</u>. en Travée 3T14 + 3T12 avec $A = 8,04\,cm^2$
en Appui 3T16 avec $A = 6,03\,cm^2$.

<u>Vérifications</u> : <u>Contraintes</u>

	M (t.m)	ω.	ε	K	σ_a	σ'_b
Travée	10,67	0,6610	0,8815	27,2	3685	135
Appui	8.5	0,4902	0,8943	32,3	3844,45	~~1~~19

Vérifiée puisque
$\bar{\sigma}_a = 4200\,Kg/cm^2$ Sous SP2
$\bar{\sigma}'_b = 205,5\,Kg/cm^2$

condition aux appuis. $c = a - [r + d] = 18\,cm$; $c_0 = 11,92\,cm$. donc $c_0 < c$

Armatures Transversales.

$T_{max} = 12,25\,t$ sous SP2.

$\tau_b = \dfrac{T}{bz} = 11,38\ Kg/cm^2$.

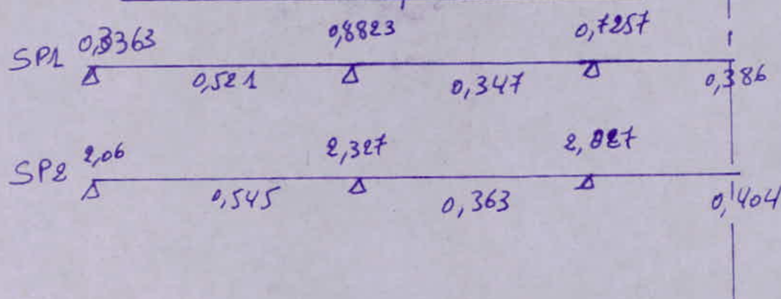
$\bar{\tau}_b = \left[4,5 - \dfrac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b_0}'}\right] \bar{\sigma}_b = 16\ Kg/cm^2$; on a donc $\bar{\tau}_b > \tau_b$.

On Prendra aussi (1 cadre + 1 étrier) T8 avec $A_t = 2,01\,cm^2$.

espacement: $t \leq 19,4\,cm$; $\bar{t} = max\,(8,2\,;\,17,27\,cm)$.

On Prendra $t = 14\,cm$.

4/. Poutre du Portique Transversal.

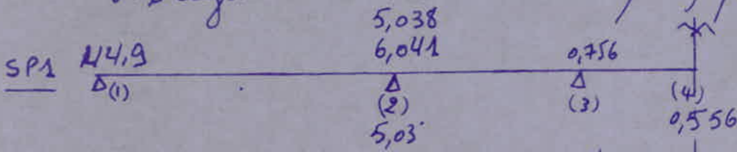


	M(t.m)	μ	ε	K	σ_b'	A'	A
Travée où M est max	0,521	0,0107	0,9618	116	24,14	0	0,54 cm^2
Appui où M est max	2,327	0,0214	0,9359	63	66,67	0	1,64

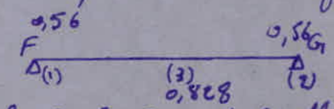
donc vu ces faibles sections on adoptera un ferraillage minimum. de 3T14 dans toutes les sections.
Pour les armatures Transversales on prendra (1 cadre + 1 étrier) T8 - l'espacement sera de : $t = 16\,cm$.
on ne fait pas les vérifications étant donné qu'on a pris un ferraillage minimum en plus les efforts sont faibles -

Ferraillage de la Poutre du Portique intermédiaire

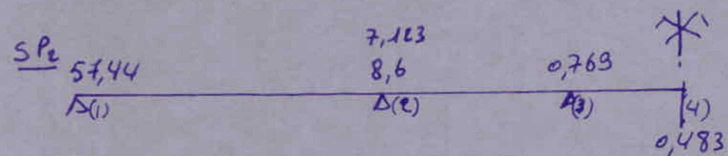
Il s'agit de la Poutre du Portique séparant le petit Bloc de la grande salle.

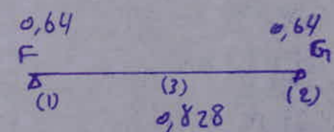


Pour l'appui (2) : 6,041 à gauche de l'appui
5,038 à droite de l'appui



la Poutre FG c'est celle qui supporte la dalle de la salle de projection





Section (1) moment sous SP1 = 44,9 t.m ; sous SP2 = 57,44 t.m.

donc $1,5\ SP1 = 1,5 \cdot 44,9 = 67,35\ t.m > 57,44\ t.m$

alors on ferraille avec SP1

$M = 44,9\ t.m \quad ; \mu = \dfrac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b\, h^2} = \dfrac{15 \cdot 44,9 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot (66)^2} = 0,184 \longrightarrow \begin{matrix} \varepsilon = 0,8408 \\ K = 16,4 \end{matrix}$

$\sigma'_b = \dfrac{2800}{16,4} = 170\ Kg/cm^2 > \bar{\sigma}'_b$ donc nécessité des armatures comprimées

$K = 20,43 \longrightarrow \alpha = 0,4237 \ ; \ \mu' = 0,1819 \ ; \ \varepsilon = 0,8588$

$y = \alpha h = 0,4237 \cdot 66 = 27,96\ cm \ ; \ \sigma'_a = \dfrac{15[y - d]}{y}\bar{\sigma}'_b = \dfrac{15[27,96 - 4]}{27,96} 137 = 1761\ Kg/cm^2$

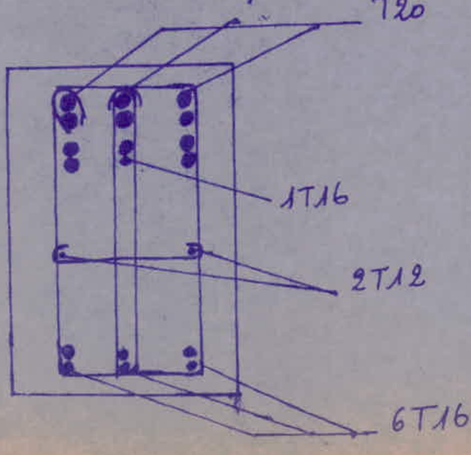
$M_{rb} = \mu\, b\, h^2\, \bar{\sigma}'_b = 0,1819 \cdot 30 \cdot (66)^2 \cdot 137 = 32,56\ t.m.$

$\Delta M = M - M_{rb} = 44,9 - 32,56 = 12,34\ t.m.$

$$A' = \frac{\Delta M}{\sigma'_a\,[h - d]} = \frac{12,34 \cdot 10^5}{1761\,[66 - 4]} = 11,3\ cm^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a\,[h - d']} = \frac{44,9 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8588 \cdot 66} + \frac{12,34 \cdot 10^5}{2800\,[66 - 4]} = 35,4\ cm^2$$

Pour A' on prend 6T16 soit $A' = 12,06\ cm^2$
Pour A on prend 11T20 + 1T16 soit $A = 36,127\ cm^2$.



Vérifications.

- Contraintes : Méthode de P. CHARON.

calcul de y position de l'Axe Neutre.

$$\frac{by^2}{2n} + (A+A')y - A'd' - A(h_t - d) = 0 \quad \text{avec } A = 36{,}127\,cm^2 ;\ A' = 12{,}06\,cm^2$$

$$y^2 + 47{,}705\,y - 2387{,}61 = 0 \quad \text{qui donne } y = 30{,}52\,cm$$

$$\frac{M}{K} = \frac{by^3}{3} + nA'[y-d]^2 + nA[h_t - d - y]^2 = 108080 2{,}27$$

$$\text{d'où} \quad K = \frac{M}{1080802{,}27} = \frac{44{,}9.10^5}{1080802{,}27} = 4{,}15$$

$$\sigma'_b = Ky = 4{,}15 .\ 30{,}52 = 126{,}8\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_a = nK[y-d] = 15.4{,}15[30{,}52 - 4] = 1650{,}87\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_a = 2800\ Kg/cm^2$$

$$\sigma_a = nK[h_t - d - y] = 15.4{,}15[70 - 4 - 30{,}52] = 2208{,}63\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a.$$

- contraintes fissurations $\quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{36{,}127}{2.30.8} = 0{,}075$

$$\sigma_1 = K_f \frac{\bar{\omega}_f}{\phi[1+10\bar{\omega}_f]} = 1{,}6.\ 1{,}5.10^6 \frac{0{,}075}{20[1+0{,}75]} = 5142{,}86\ Kg/cm^2$$

donc $\sigma_1 > \sigma_a$. Vérifiée.

- Conditions aux Appuis $\quad c \geq c_0 = \frac{2T}{b\bar{\sigma}'_{b_0}} \quad$ avec $T = 6{,}51\,t$

$$c_0 = \frac{2.6{,}51.10^3}{30.68{,}5} = 6{,}33\,cm \qquad c = a - [r+d] = 40 - [5.2+4] = 26\,cm > c_0 \ \text{Vérifiée}$$

- Conditions de non fragilité

$$A \geq 0{,}69.bh\frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0{,}69.30.66.\frac{5{,}9}{4200} = 1{,}92\,cm^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

détermination de la contrainte de cisaillement max

$$\tau_b = \frac{T}{b.z} = \frac{6{,}51.10^3}{30.\frac{7}{8}66} = 3{,}75\ Kg/cm^2$$

$$\sigma'_b > \bar{\sigma}'_{b_0} \quad \text{donc} \quad \bar{\tau}_b = \left[4{,}5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right]\bar{\sigma}_b = \left[4{,}5 - \frac{126{,}8}{68{,}5}\right]5{,}9 = 15{,}45\ Kg/cm^2$$

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

$$.\ \bar{\sigma}_{ar} = \rho_a \sigma_{en} \text{ avec } \rho_a = \max\begin{cases} \frac{2}{3} = 0{,}66 \\ 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 0{,}94 \end{cases} \quad \text{donc } \bar{\sigma}_{ar} = 3948\ Kg/cm^2$$

Espacement. $\quad t < \frac{A_t . z . \bar{\sigma}_{ar}}{T_{max}} = \frac{2.\frac{7}{8}66.3948}{6510} = 70\,cm.$

$$\bar{t} = \max\begin{cases} 0{,}2h = 13{,}2\,cm. \\ h\left[1 - 0{,}3\frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right] = 53{,}39\,cm. \end{cases} ;\ \text{on prend } t = 15\,cm.$$

Section (2) gauche ; SP1 $M = 6{,}041\ t.m$; SP2 $M = 8{,}6\ t.m$

$1{,}5\,SP1 = 1{,}5 . 6{,}041 = 9{,}06\ t.m > 8{,}6$ donc on ferraille pour SP1

$M = 6{,}041\ t.m$: $\mu = 0{,}0247 \longrightarrow \varepsilon = 0{,}9315$ $K = 58$

$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 48{,}27 < \bar{\sigma}_b' \longrightarrow$ Pas d'armatures comprimées.

$A = 3{,}5\,cm^2$; donc on Prendra 3T20 filants de l'appui de rive.

Pour les armatures inferieurs on laissera 3T16 filante de l'appui de rive.

Section (2) droite   SP1 $M = 5{,}038\,t.m.$ SP2 $M = 7{,}123\,t.m.$

$1{,}5\,SP1 = 7{,}55 > SP2$ on ferraille pour SP1. ; $b = 30\,cm$; $h_t = 45\,cm$.

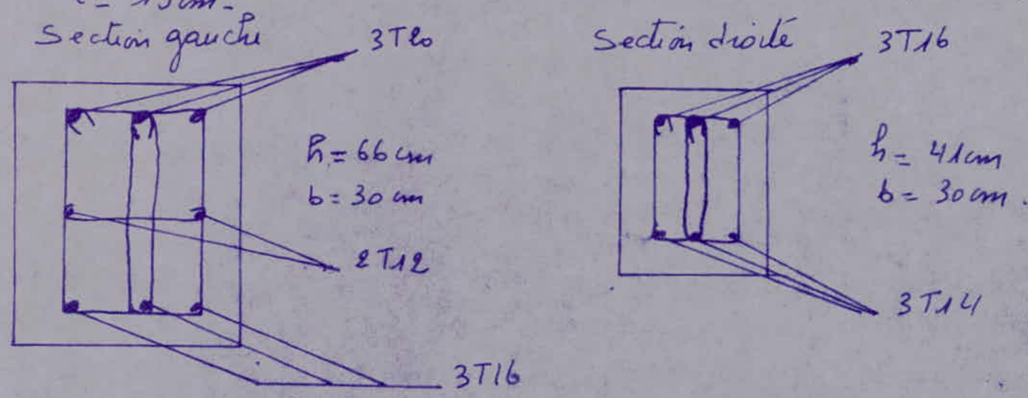
$M = 5{,}038\ t.m$ $\mu = 0{,}0530 \longrightarrow \varepsilon = 0{,}9035$ $K = 36{,}8$

$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 76\,kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b \longrightarrow$ Pas d'armatures comprimées

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a . \varepsilon . h} = 4{,}85\,cm^2$ soit 3T16 avec $A = 6{,}03\,cm^2$.

Toutes les verifications sont justifiées.

Pour les armatures Transversales on Prendra (1cadre + 1etrier) T8 espacés de $t = 15\,cm$.

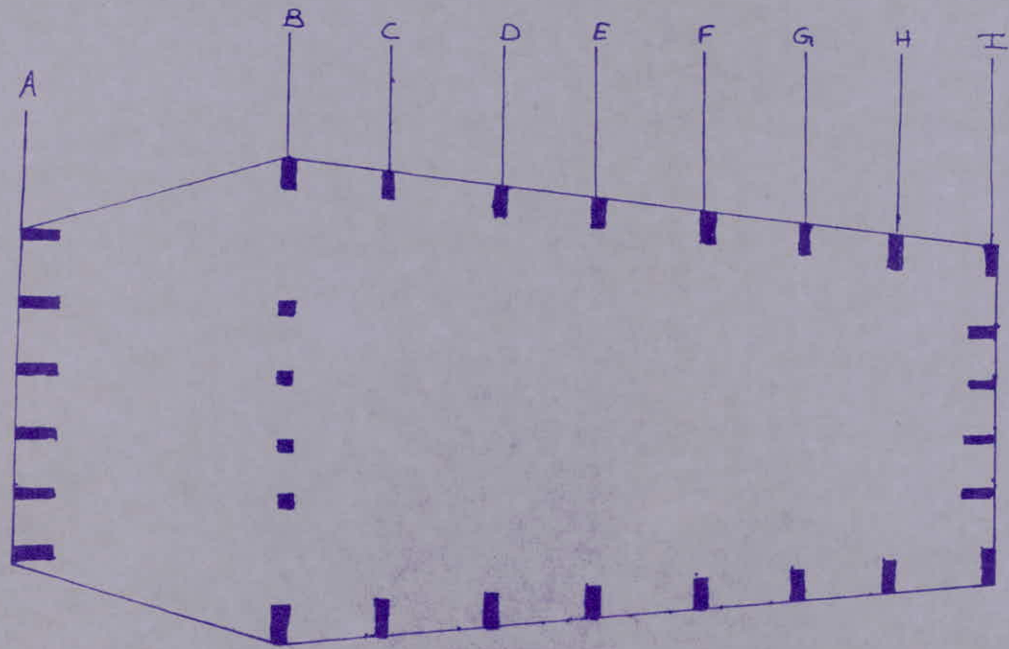


Pour les autres sections, les moments sont faibles, donc le ferraillage min alors on laisse les 3T16 superieure filantes ; et les 3T14 inferieurs également filants.

Pour les espacements on garde le même espacement $t = 15\,cm$.

Pour la Poutre FG egalement les moments sont faibles ; on gardera 3T14 dans les trois sections (1) ; (2) et (3). L'espacement restera pour cette Poutre $t = 15\,cm$.

Ferraillage des Poteaux



- Les poteaux sont calculés en flexion composée ; chaque poteau est soumis à un effort normal et des moments fléchissants en tête et à la base.

- On fera le calcul des poteaux sous G+1,2P et sous la sollicitation la plus défavorable du 2ème genre.

1/. Poteaux file A

ce sont des Poteaux de section 30x70. Ces poteaux auront le même ferraillage.

sous SP1 on a $M = 4,775\ t.m$; $N = 5,365\ t$.
Poids Propre du Poteau $N_1 = 0,3 \times 0,70 \times 4,6 \times 2500 = 2,415\,t$
donc $N = 5,365 + 2,415 = 7,78\,t$

e_0 : excentricité de la charge. $e_0 = \dfrac{M}{N} = \dfrac{4,775.10^5}{7,78.10^3} = 61,4\,cm > e_1 = \dfrac{h_t}{6} = \dfrac{70}{6} = 11,6\,cm$

La Section est donc Partiellement comprimée.

- Calcul du moment fictif par rapport au centre de gravité des armatures tendues :

$$\mathcal{M}_f = M + \left(\frac{h_t}{2} - d\right) N = 4,775 + \left(\frac{70}{2} - 4\right) 7,78 = 7,187\ t.m$$

$$\mu = \frac{15 \mathcal{M}_f}{\bar{\sigma}_a . b\, h^2} = \frac{15.\ 7,187.10^5}{2800.30.(66)^2} = 0,0244 \longrightarrow \varepsilon = 0,9259\ ;\ K = 52,5$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{52,5} = 53,33\ Kg/cm^2 \longrightarrow \text{donc Pas d'armatures comprimées}$$

$$A_1 = \frac{\mathcal{M}_f}{\bar{\sigma}_a . \varepsilon . h} = \frac{7,187.10^5}{2800.\ 0,9259.\ 66} = 4,2\ cm^2$$

La Section en flexion composée est $A = A_1 - \dfrac{N}{\bar{\sigma}_a} = 4,2 - \dfrac{7,78.10^3}{2800} = 1,42\,cm^2$

- Sous SP2 : $M = 9,434\,t$ $\quad N = 9,87 + 2,415 = 12,285\,t$

$e_0 = \frac{M}{N} = 76,8\,cm > \frac{h_t}{6}$ donc S.P.C

moment fictif : $M_f = M + N\left[\frac{h_t}{2} - d\right] = 13,242\,t.m.$

$\mu = \frac{15.M_f}{\bar{\sigma}_a . b h^2} = \frac{15.13,242.10^5}{4200.\ 30.66^2} = 0,0362 \longrightarrow \varepsilon = 0,9186\ ;\ K = 46,4$

$\sigma_b' = \frac{4200}{46,4} = 90,52\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b' \longrightarrow$ Pas d'aciers comprimés

$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a\, \varepsilon . h} = \frac{13,242.10^5}{4200.0,9186.66} = 5,2\,cm^2$ alors $A_1 = A - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 5,2 - \frac{12,285.10^3}{4200} = 2,275\,cm^2$

en conclusion le ferraillage de SP2 est celui qu'on prend.

Mais le CTC recommande de Prendre le % minimum total des armatures longitudinals en zone I et II :

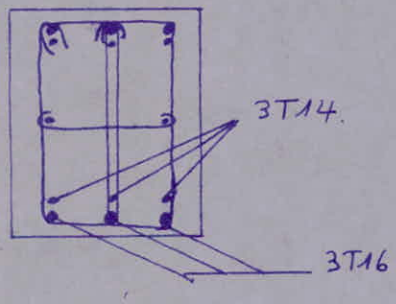
0,8 % Poteaux courants ; 0,9 % Poteaux de rive ; 1 % Poteau d'angle.

donc le min total est $A = \frac{70 \times 30 \times 0,9}{100} = 18,9\,cm^2$ Poteaux de rives

$A = \frac{70 \times 30 \times 1}{100} = 21\,cm^2$ Poteaux d'angle.

Vu ces minimums on prendra pour la file A une section de 3T16+3T14 soit $A = 10,65\,cm^2$.

en raison des sollicitations sismique on prendra un ferraillage symetrique.



Pour les armatures Transversales, on prend comme l'indique la figure (1cadre+1etrier) T8

Les espacements : - Zone courante : le CTC recommande de prendre pour les zones I et II :

$t \leq 12\,\emptyset_l = 12.1,6 = 19,2\,cm$ alors $\underline{t = 15\,cm}$

- Zone de recouvrement : le CTC recommande de prendre pour les zones I et II

$t \leq \min\{10\,\emptyset_{l\,min}\ ;\ 15\,cm\}$

$t \leq \min\{10.1,4 = 14\,cm\ ;\ 15\,cm\}$

donc on Prend $\underline{t = 12\,cm}$

Pour la vérification de l'effort Tranchant dans ces Poteaux ; on a de faibles efforts donc les armatures Transversales seront capables de les reprendre.

2/ Poteaux File B.

2.1/. Poteaux extrêmes : leurs sections est de 40×80. egalement ces deux Poteaux extrêmes auront le même ferraillage.

- Sous SP1. $M = 44,99$ t.m. ; $h_t = 80$cm ; $b = 40$cm ; $d = 6$cm.
  $N = 6,51\,t$

  Poids Propre $N_1 = 4,24\,t$

  L'effort $N = 6,51t$ est excentré donc on a 1 moment en plus
  $M_e = N.e = 6,51 . 0,4 = 2,604$ t.m.

  donc
  $M_T = 44,99 + 2,604 = 47,6$ t.m.
  $N_T = 6,51 + 4,24 = 10,75\,t$.

$e_0 = \frac{47,6 . 10^2}{10,75} = 442,79\text{cm} > e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{80}{6} = 13,33\text{cm}$ donc Section S.P.C.

moment fictif : $\mathcal{M}_f = M_T + N_T\left[\frac{h_t}{2} - d\right] = 47,6 + 10,75\left[\frac{80}{2} - 6\right] = 51,255$ t.m

$\mu = \frac{15\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a . b h^2} = 0,1253 \longrightarrow \varepsilon = 0,8623$; $K = 21,3$

$\sigma_b' = \frac{2800}{21,3} = 131,45$ Kg/cm² $\longrightarrow$ Pas d'aciers comprimés

$A_1 = \frac{\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a . \varepsilon . h} = \frac{51,255 . 10^5}{2800 . 0,8623 . 74} = 28,69\,\text{cm}^2$;

Section en Flexion composée $A = A_1 - \frac{N_T}{\bar{\sigma}_a} = 28,69 - \frac{10,75 . 10^3}{2800} = 24,85\,\text{cm}^2$

- Sous SP2 : $M = 57,44$ t.m ; $N = 6,5\,t$
  donc $M_e = N.e = 6,5 \times 0,4 = 2,604$ t.m d'où $M_T = 60,04$ t.m.
  $N_T = 6,5 + 4,24 = 10,74\,t$.
  $e_0 = \frac{M_T}{N_T} = 559,03\text{cm} > e_1$ donc S.P.C.

  $\mathcal{M}_f = 60,04 + 10,74\left[\frac{80}{2} - 6\right] = 63,69$ t.m.

  $\mu = \frac{15 . 63,69 . 10^5}{4200 . 40 . 74^2} = 0,1038 \longrightarrow \varepsilon = 0,8722$; $K = 24,15$

  $\sigma_b' = \frac{4200}{24,15} = 173,91$ Kg/cm² $< \bar{\sigma}_b' = 205,5$ Kg/cm² donc Pas d'armatures comprimées -

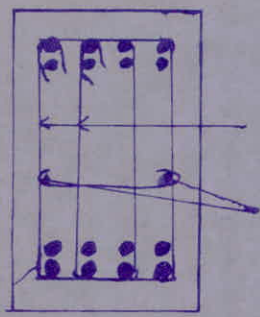
  $A_1 = \frac{\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a . \varepsilon . h} = \frac{63,69 . 10^5}{4200 . 0,8722 . 74} = 23,49\,\text{cm}^2$ d'où $A = A_1 - \frac{N_T}{4200} = 20,93\,\text{cm}^2$

donc on prend le ferraillage donné par SP1. $A = 24,85\,\text{cm}^2$

le min recommandé par le CTC est : $A = \frac{80 . 40 . 1}{100} = 32\,\text{cm}^2$

donc on choisit avec $A = 24,85\,\text{cm}^2$ soit 8T20 $A = 25,13\,\text{cm}^2$

a cause du séisme on ferraille symétriquement



Les espacements des armatures Transversales :

Zone courante : $t \leq 12\,\phi_l = 12 \cdot 2 = 24\,cm$ on prend $t = 15\,cm$

Zone nodale : $t \leq \min\{10\phi_{l\,min} ; 15\,cm\}$ on prend $t = 12\,cm$.

. Vérification de l'effort Tranchant

$T = 14{,}67\,t$ sous SP1. $\tau_b = \dfrac{T}{b\,z} = \dfrac{14{,}67.10^3}{40.\frac{7}{8}.74} = 5{,}66\ kg/cm^2$

$\bar{\sigma}_{ar} = \rho_a\,\sigma_{en}$ avec $\rho_a \begin{cases} \frac{2}{3} = 0{,}66 \\ 1 - \dfrac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 0{,}89 \end{cases}$

donc $\bar{\sigma}_{a_r} = 3738\ Kg/cm^2$

espacement admissible : $\bar{t} = \max \begin{cases} 0{,}2\,h = 14{,}8\,cm. \\ \left(1 - 0{,}3\dfrac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right)h = 52\,cm. \end{cases}$

Vérifié.

2.2/. Poteaux du milieu : section 30x30.

les 4 Poteaux auront le même ferraillage.

- SP1. $M = 2{,}167\ t.m$; $N = 6{,}438\,t$; d = enrobage = 3cm.
$N_T = 6{,}438$ + P.p du Poteau $= 6{,}438 + 0{,}3 \times 0{,}3 \times 4{,}6 \cdot 2500 = 7{,}473\,t$.

$e_0 = \dfrac{M}{N_T} = \dfrac{2{,}167.10^2}{7{,}473} = 29\,cm > \dfrac{h_T}{6} = 5\,cm$ donc S.P.C.

- moment fictif $M_f = M + N_T\left[\dfrac{h_c}{2} - d\right] = 2{,}167 + 7{,}473\left[\dfrac{30}{2} - 3\right] = 3{,}063\ t.m$

$\mu = \dfrac{15.3{,}063.10^5}{2800.30(27)^2} = 0{,}075 \longrightarrow \varepsilon = 0{,}8881 ; K = 29{,}7$ d'où $\sigma'_b = \dfrac{\bar{\sigma}_a}{K} = 94{,}27 < \bar{\sigma}_b$

donc Pas d'armatures comprimées.

$A_1 = \dfrac{3{,}063.10^5}{2800.0{,}8881.27} = 4{,}56\,cm^2 \longrightarrow A = A_1 - \dfrac{N_T}{\bar{\sigma}_a} = 4{,}56 - \dfrac{7{,}473.10^3}{2800} = 1{,}89\,cm^2$

- SP2 : $M = 4{,}311$; $N = 11{,}7\,t$ $N_T = 11{,}7 + 1{,}035 = 12{,}735\,t$

$e_0 = \dfrac{M}{N_T} = 33{,}8 > e_1 \longrightarrow$ S.P.C.

$M_f = 4{,}311 + 12{,}735\left[\dfrac{30}{2} - 3\right] = 5{,}84\ t.m$

$\mu = 0,095 \longrightarrow \varepsilon = 0,8765$; $K = 25,5$; $\sigma'_b = \frac{4200}{25,5} = 164,7$ Kg/cm² $< \bar{\sigma}'_b$.

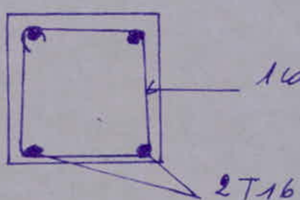
$A_1 = 5,87$ cm² $\longrightarrow A = A_1 - \frac{N_r}{\bar{\sigma}_a} = 2,84$ cm².

donc SP2 donne un ferraillage max.

Pour le min donné par le CTC : 0,8% pour les armatures totale longitudinals

$A = \frac{0,8 \cdot 30 \cdot 30}{100} = 7,2$ cm² donc on prend 2T16 $A = 4,02$ cm².

on ferraille symetriquement.



Espacement

Zone Nodale . $t = 12$ cm.

Zone courante $t = 15$ cm :

3/. Poteaux File C.

Section 40x80 avec lenrobage. $d = 5$ cm.

S.P1 : $M = 86,58$ t.m ; $N = 26,75$

moment dû à l'excentricité de N : $M_e = 26,75 \cdot 0,4 = 10,7$ t.m.

$M_T = 86,58 + 10,7 = 97,28$ t.m.

$N_T = 26,75 + 0,4 \times 0,8 \times 5,3 \times 2500 = 4,24 + 26,75 = 31$ t.

$e_0 = \frac{M_T}{N_T} = 313,8$ cm $> e_1 \longrightarrow$ S.P.C

. moment fictif $M_f = M_T + N_T\left[\frac{h_t}{2} - d\right] = 108,13$ t.m.

$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,2574 \longrightarrow \varepsilon = 0,8208$; $K = 12,9$; $\sigma'_b = 217,05$ Kg/cm² $> \bar{\sigma}'_b$

donc armatures comprimés utils

en supposant que les armatures tendus Travaillent à leur contrainte maximum $\bar{\sigma}_a$

on a : $\sigma_a = \bar{\sigma}_a$

$$k = \max \begin{cases} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{2800}{137} = 20,43 \\ \frac{15[h - d']}{\frac{\bar{\sigma}'_a}{\sigma_a}[h + d']} = \frac{15[75 - 5]}{1 \cdot [75 + 5]} = 13,125 \end{cases}$$

alors $k = 20,43 \longrightarrow \alpha = 0,4237$; $\mu' = 0,1819$; $\bar{\omega} = 1,038$

$y = \alpha h = 0,4237 \cdot 75 = 31,78$ cm

$\sigma'_a = \frac{15[y - d']\bar{\sigma}'_b}{y} = \frac{15[31,78 - 5]}{31,78} 137 = 1731,7$ Kg/cm² $< \bar{\sigma}'_a = 2800$ Kg/cm²

M_{rb} = moment résistant du béton $= \mu' b h^2 \bar{\sigma}'_b = 0,1819 \cdot 40 \cdot 75^2 \cdot 137 = 56,07$ t.m

$\Delta M = M_f - M_{rb} = 108,13 - 56,07 = 52,06$ t.m.

$$A' = \frac{\Delta M}{\sigma'_a [h - d']} = \frac{52{,}06 \cdot 10^5}{1731{,}7 \cdot [75-5]} = 42{,}94\ cm^2$$

$$A = \frac{\bar{\omega} b h}{100} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h - d')} - \frac{N_r}{\bar{\sigma}_a} = \frac{1{,}038 \cdot 40 \cdot 75}{100} + \frac{52{,}06 \cdot 10^5}{2800 [75-4]} - \frac{31 \cdot 10^3}{2800} = 46{,}63\ cm^2$$

- Sous SP2 on a : $M = 113{,}4\ t.m$ $N = 32{,}13$

$M_e = 32{,}13 \times 0{,}4 = 12{,}85\ t.m \rightarrow M_t = 113{,}4 + 12{,}85 = 126{,}25\ t.m.$

$N_t = 32{,}13 + 4{,}24 = 36{,}37\ t.$

$M_f = 138{,}98\ t.m$; $\mu = 0{,}2206 \rightarrow \varepsilon = 0{,}8299$; $K = 14{,}4 \rightarrow \sigma'_b = \frac{4200}{K} = 291$

donc $\sigma'_b = 291\ kg/cm^2 > \bar{\sigma}'_b \rightarrow$ Présence d'armatures comprimés.

$k = 20{,}43 \rightarrow \alpha = 0{,}4237$; $\mu' = 0{,}1819$; $\bar{\omega} = 1{,}038$. $y = 31{,}78\ cm$.

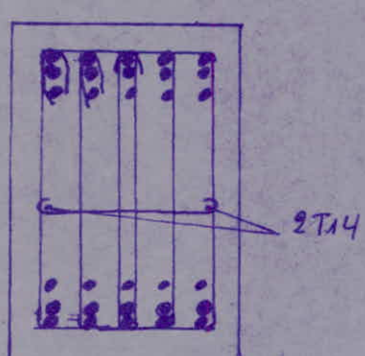
$\sigma'_a = 2597{,}55\ kg/cm^2$; $M_{rb} = \mu' b h^2 \bar{\sigma}'_b = 84{,}10\ t.m$

$\Delta M = 138{,}98 - 84{,}10 = 54{,}87\ t.m.$

$A' = \frac{54{,}87 \cdot 10^5}{2597{,}55 [75-5]} = 30{,}1\ cm^2$; $A = \frac{1{,}038 \cdot 40 \cdot 75}{100} + \frac{54{,}87 \cdot 10^5}{4200 [75-5]} - \frac{36{,}37 \cdot 10^3}{4200} = 41{,}14\ cm^2$

donc on gardera le ferraillage sous SP1.

$A' = 42{,}94\ cm^2$; $A = 46{,}63\ cm^2$ avec 1 section symétrique on a <u>15T20</u> avec $A = 47{,}14\ cm^2$.



Pour les armatures Transversales on a (2 cadres + 1 étrier) T8.

<u>espacement</u> : $t = 12\ cm$ Zone nodale.
$t = 15\ cm$ Zone courante

L'effort Tranchant est vérifié

les files de poteaux D et E seront pris identiques à la file C.

4/. File F. Section 40×80 avec un enrobage $d = 5$ cm.

SP1 $M = 68,05$ t.m $N = 23,27$ t.

$M_e = 23,27 \cdot 0,4 = 9,308$ t.m ; $M_T = 68,05 + 9,308 = 77,358$ t.m.

$N_T = 23,27 + 4,24 = 27,51$ t. $e_0 = 281,27$ cm $> e_1 \longrightarrow$ S.P.C.

$\mathcal{M} = M_T + N_T \left[\frac{h_t}{2} - d\right] = 86,98$ t.m.

$\mu = 0,2671 \longrightarrow \varepsilon = 0,8336$ $K = 15,1$ $\sigma_b' = \frac{2800}{15,1} = 185,43 > \overline{\sigma_b}'$
donc A' necessaire

$k = 2,43 \longrightarrow \alpha = 0,4237$; $\mu' = 0,1819$; $\bar{\omega} = 1,038$.

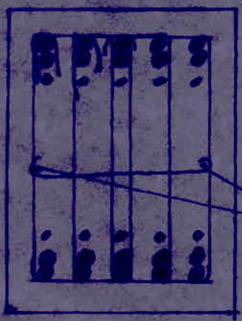
$y = \alpha h = 31,78$ cm $\sigma_a' = 1731,7$ Kg/cm² ; $M_{rb} = 56,07$ t.m.

$\Delta M = \mathcal{M} - M_{rb} = 30,91$ t.m

$A' = \frac{\Delta M}{\sigma_a' [h - d']} = 25,5$ cm² ; $A = \frac{\bar{\omega} \cdot bh}{100} + \frac{\Delta M}{2800 [75-5]} - \frac{N_T}{2800} = 37,08$ cm².

SP2 ; $M = 85,87$ t.m ; $N = 28$ t donne un ferraillage inferieur à celui de SP1.

Section adoptée : 10T20 + 5T16 avec $A = 41,46$ cm².



2T14

Armatures Transversales (cadres + etrier) T8

espacements : Zone nodale $t = 12$ cm.
Zone courante $t = 15$ cm.

Les Poteaux des files G et H seront ferraillés de la même façon que ceux de la file F.

5/. File I.

5.1/ Poteaux extrêmes : Section 30×70 enrobage $d = 5$ cm.

SP1 $M = 23,17$ t.m $N = 9,486$ t

$M_e = 9,486 \times 0,35 = 3,32$ t.m. $M_T = 23,17 + 3,32 = 26,49$ t.m.

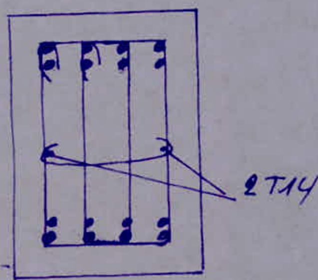
$N_T = 9,486 + 0,30 \times 0,70 \times 5,3 \times 2500 = 12,266$ t.

$e_0 = 216$ cm $> e_1 \longrightarrow$ S.PC.

$\mathcal{M} = 30,17$ t.m. $\mu = 0,1275 \longrightarrow \varepsilon = 0,8615$; $K = 21,1$; $\sigma_b' = 132,7 < \overline{\sigma_b}'$
donc Aciers comprimés inutiles.

$A_1 = \frac{\mathcal{M}}{\overline{\sigma_a} \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{30,17 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8615 \cdot 65} = 19,24$ cm² $A = A_1 - \frac{N_T}{2800} = 14,86$ cm².

on Prend 1 ferraillage symétrique : de. 8T16 avec $A = 16{,}08\,cm^2$



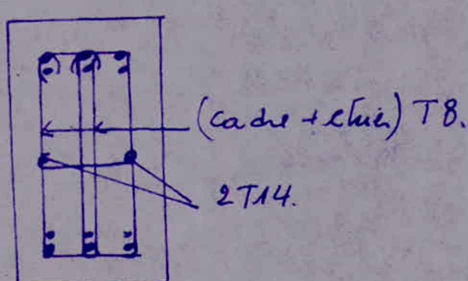
Armatures Transversales : 2 cadres <u>T8.</u>

<u>espacement</u> : $t = 12\,cm$ Zone nodale
$t = 15\,cm$ Zone courante.

5.2/ <u>Poteaux du milieu.</u> ce sont des poteaux qui ne supportent pas le plancher ce sont des raidisseurs pour le mur. Leur section est : 30×70 avec $d = 5\,cm$

Ils seront ferraillés donc avec le min 0,9% ; $A = \frac{0{,}9 \cdot 30 \cdot 75}{100} = 18{,}75\,cm^2$

c'est la section totale ; on choisit donc : 3T16 + 3T14 avec $A = 10{,}65\,cm^2$



<u>Espacement</u> :

Zone nodale : $t = 12\,cm$.
Zone courante : $t = 15\,cm$.

ferraillage du voile

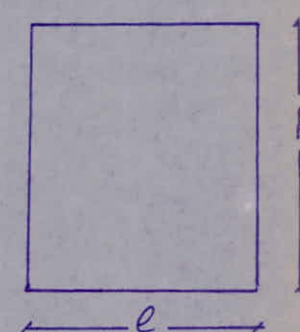
Le voile assure la stabilité de la grande salle dans le sens longitudinal, donc il est solicité par le seisme horizental. il reçoit un efforts $F_H \simeq 70t$

les dimenssions du voile sont

$l = 3.6\,m$

$h = 6.7\,m$

$I = 1234{,}87\ 10^5\ cm^4$ $\quad e = 0{,}30\ m$



determination des efforts

$M = F_H\, h = 70 \cdot 6{,}7 = 469\ t.m$

le moment est calculé au niveau 0,0

poids propre du voile $N_1 = 18{,}6\ t$

" d'une partie du plancher $N_2 = 1{,}67\,t$

$N_t = N_1 + N_2 = 20{,}3\ t$

Calcul des armatures sous N et M.

en appliquant la formule classique de NAVIER

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M\,v}{I}$$

$I = 1234{,}87\ 10^5\ cm^4$

$v = 185\ cm$

$A = 3.6 \times 0{,}3 = 1.08\,10^4\ cm^2$

$$\sigma_1 = \frac{20.3}{1.08\,10^4} + \frac{469\ 10^5 \cdot 185}{1234{,}87\ 10^5} = 72{,}14\ kg/cm^2$$

$$\sigma_2 = \frac{20{,}3}{1{,}08\ 10^4} - \frac{469\ 10^5\ 185}{1234{,}87\ 10^5} = -68{,}38\ kg/cm^2$$

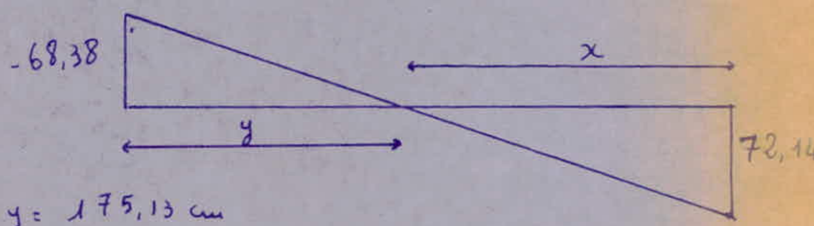
Le voile est partiellement comprimé

Determination du volume des contraintes de traction.

① $\frac{x}{y} = \frac{72,14}{68,34} = 1,055$

② $x + y = 360$ cm

① et ② $\Rightarrow$ $x = 184,87$ cm $y = 175,13$ cm



volume des contraintes

$$Fa = \frac{68,38 \cdot 175,73 \cdot 30}{2} = 179630,84 \text{ kg}$$

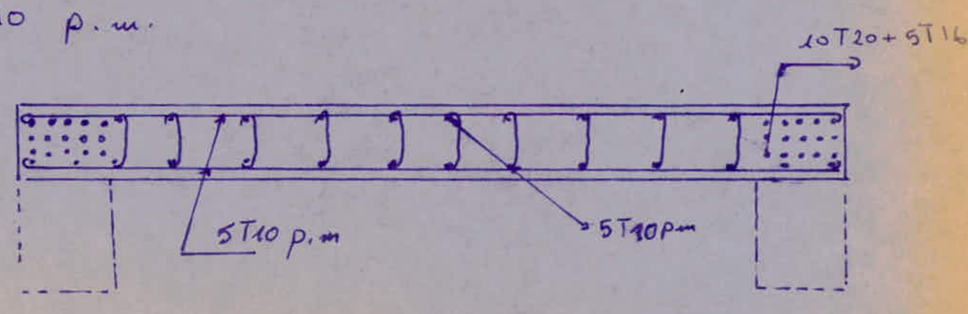
$$A = \frac{Fa}{\bar{\sigma}_a} = \frac{179630,84}{4200} = 42,77 \text{ cm}^2$$

on a considere que le voile travail avec une parté du porteau qui a une section d'armatures $A_1 = 41,46$ cm² sur le bord du voile le long de 40 cm

$$A_2 = 42,72 - 41.46 = 1,32 \text{ cm}^2$$

cette section A_2 est reparti sur 135,13 cm puisqu'elle est très faible alors on prend des armatures forfaitaires 6T 10 p.m (sur 135 cm)
le voile sera ferraillé symetriquement.

dans le sens horizental on adopte le même ferraillage 6T10 p.m.



Voile Periphérique

ce voile Periphérique reprend les efforts du seisme au niveau du RDC et assure une stabilité à l'ensemble de l'ouvrage.

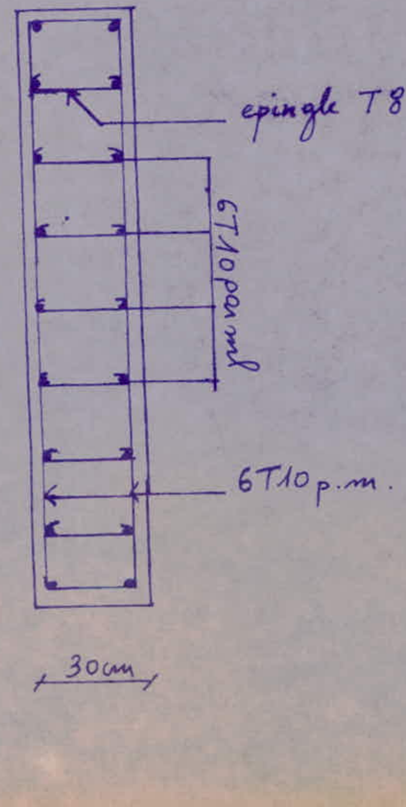
Il a une hauteur de : 3,00m et une épaisseur de 30cm.

Ce voile doit être continu entre le niveau des Fondations et le niveau du Premier Plancher au dessus du sol exterieur (niveau conventionnel 0,00).

Pour le ferraillage : le complément du C.T.C recommande de Prendre :

1. Les armatures longitudinales filantes superieures et inferieures de section $A \geq 0,2\%$ de la section Transversale Totale du beton avec recouvrement $\geq 50\phi$
2. Les armatures longitudinales de Peau de section $\geq 2\,cm^2$ par face et par mètre linéaire de hauteur

$A \geq 2\,cm^2$; on adopte 6T10 ($A = 4,71\,cm^2$) par mètre avec un espacement de $t = 20cm$



calcul des longrines

. Les longrines sont des poutres reliant les semelles entre elles au niveau de la base de celles-ci.

Les longrines doivent être calculées pour résister et équilibrer une force axiale de compression ou de Traction au moins égale à 10% de la plus grande charge verticale, (complement aux règles Parasismiques C.T.C 81)

- Pour les dimensions des longrines :

- Longrines se trouvant sous la rampe : 30x30.

. Pour le reste des longrines : 30x75 .

. Le ferraillage de ces longrines sera suivant le cas le plus defavorable et en prenant en compte le ferraillage minimum.

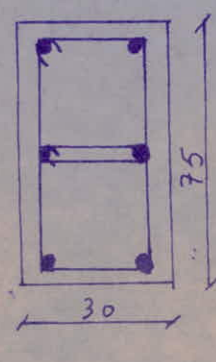
- En compression on a : $A_L \geq \frac{1}{n}\left[\frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}} - B\right]$ avec B = Section de la poutre
$n = 15$.

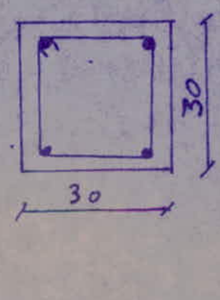
- En Traction on a : $A_L = \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$.

Comme dans notre cas on a des efforts qui ne sont pas importants, on prendra le ferraillage minimum qui est de 4T14 ($A=6,16\,cm^2$) Pour les longrines 30x30 avec des cadres dont l'espacement $t \leq 20$ cm.

Pour les longrines : 30x75 on a 6T14 ($A = 9,23\,cm^2$).

- Pour les armatures Transversales on prendra des barres T8 avec $t = 16$cm





CALCUL des fondations

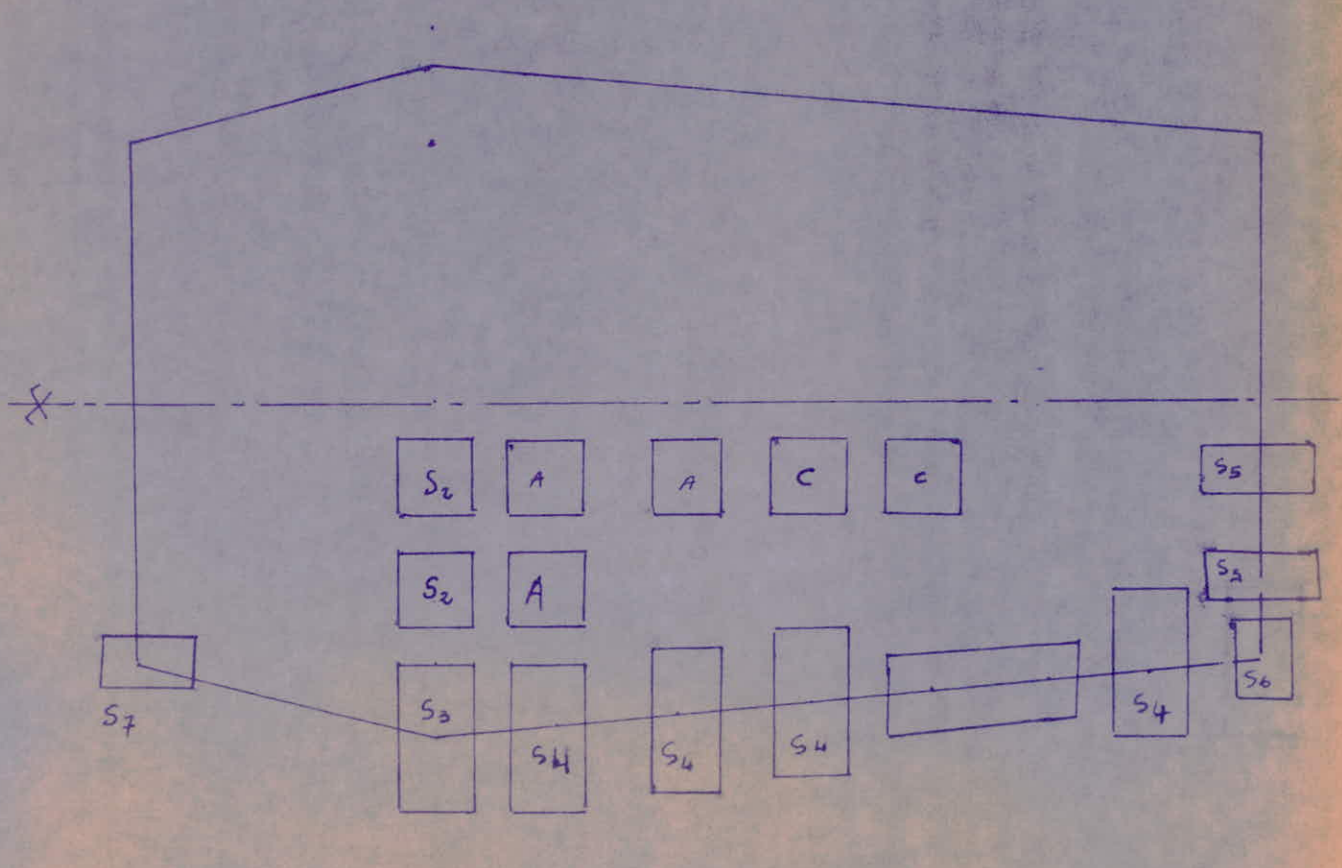
Les fondations que nous allons calculer sont des fondations superficielles, la contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_s = 1.5$ k

on a 2 types de semelles

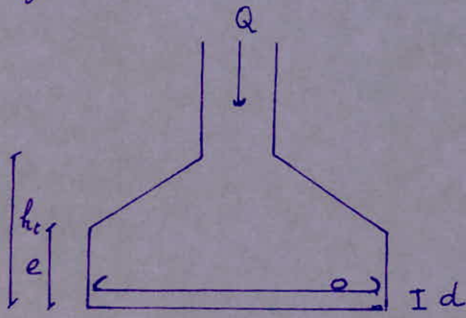
Semelle isolée , semelle continue Sous mur et poteaux.

on disposera au dessous de la semelle une couche de beton de propreté de 10 cm d'epaisseur.

les semelles seront calculées sous la sollicitation $G + 1.2\,P$, les moments a la base des poteaux sont repris par le voile periphérique.



ferraillage de la semelle isolée des poteaux sous rampe



Q : charge a transmettre au sol

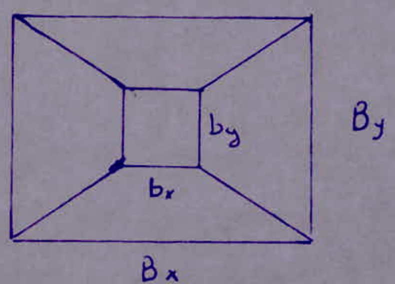
$\bar{\sigma}_s$: contrainte admissible du sol

B_x : grand coté de la semelle

b_x = grand coté du poteau

B_y petit coté de la semelle

b_y " " du poteau



file A $Q = 12,82\ t$

$S = B_x B_y \geq \dfrac{Q}{\bar{\sigma}_s}$ $\qquad b_x = b_y = 30\ cm \rightarrow B_x = B_y = B$

$B \geq \sqrt{\dfrac{N}{\bar{\sigma}}} = \sqrt{\dfrac{12.82}{1.5}} = 92\ cm$ on prend $B = 100\ cm$

$h_t = d + \dfrac{B-b}{4} = 21.5\ cm$ on prend $h_t = 25\ cm$.

$h = 25 - d = 25 - 4 = 21\ cm$. poids de la semelle = 625 kg

en appliquant la methode des bielles. on a

$$F_x = F_y = \frac{Q_2(B-b)}{8h} = \frac{12.82(100-30)}{8.21} = 5605.6\ kg$$

$A_x = A_y = \dfrac{5605.6}{2800} = 2\ cm^2$ on prend 6 T 12 $A = 6.72\ cm^2$

$Q_2 = Q + Q_1$; Q : poids de la semelle

$Q = 1 \times 1 \times 0,25 \times 2500 = 625\ kg$

l'epaisseur de la semelle $e = 6\phi + 6 = 13.2\ cm$

on prend $e = 15\ cm$.

<u>file C</u> en appliquant la même methode avec Q 19,3 t

$$B^2 \geq \frac{19,3\ 10^3}{1,5} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{19,3\ 10^3}{1,5}} = 113\ cm$$

on prend B = 120 cm

$$h_t = \frac{B-b}{4} + d = \frac{120-30}{4} + 4 = 26,5$$

on prend $h_t = 30$ cm

$$h = h_t - d = 30 - 4 = 26\ cm.$$

<u>poids propre de la semelle.</u>

$$Q_1 = 1,2 \times 1,2 \times 0,3 \cdot 2500 = 1,08\ t.$$

$$Q_2 = 19,3 + 1,08 = 20,38\ t$$

$$F_x = F_y = \frac{Q(B-b)}{8h} = \frac{20,38(120-30)}{8 \cdot 26} = 8818\ kg$$

$$A_x = A_y = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{8818}{2800} = 3,15\ cm^2$$

on prend 7T12 A = 7,96 cm²

l'epaisseur de la semelle $e \geq 6\phi + 6 = 13,2$

e = 15 cm.

<u>ferraillage de la semelle S_2</u>

poteau 30 x 30

reaction des poutre $R_t = 9,76$ t
poids propre du poteau 1,78 t

reaction du voile 7,134

$Q_t = 18,676$ t.

dimensionnement de la semelle.

$$B \geq \sqrt{\frac{18,676}{1,5}} = 111,5$$ on prend B = 120

$h_t = 30$ cm $h = 26$ cm $d = 4$ cm

poids propre de la semelle 1,08 t.

$Q_2 = 19,754$ t $\rightarrow A_x = A_y = 3,05$ cm
soit A = 7T12 A = 7,96 cm²

avec e = 15 cm.

ferraillage de la semelle S_3 poteau 40 × 80

evaluation de Q : reaction de la ferme R_1 : 15,1 t
" de la poutre 1 en BA 5,147 t
" " " 2 " 3,3
" du voile 10,52

$Q = 40,1\ t.$

comme la ferme est encastre sur la face du poteau il y a un moment d'excentricité $M_e = R_1 \times 0,4 = 6,04\ t$
le moment agit le long du poteau jusqu'a la base

dimensionnement de la semelle.

$Q = 40,1 \qquad B_x B_y \geq \frac{Q}{1.5}$

$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} = 2 = \frac{80}{40} \qquad B_x = 2 B_y$

$\frac{B_x^2}{2} = \frac{40,1\ 10^3}{1.5} \quad 26740\ cm^2$

$B_x \geq 231\ cm \qquad B_y \geq 115.5$

on prend $B_x = 280\ cm \qquad B_y = 140\ cm.$

$h \geq \frac{B - b_x}{4} = 50 \rightarrow h_t = 55\ cm$

poids propre de la semelle.

$0.55 \times 2.8 \times 1,4 \times 2500 = 5.4\ t$

$Q_2 = 40.1 + 5.4 = 45.5\ t.$

on doit verifier que $\frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_s$

$\sigma_{max} = \frac{Q_2}{S} + \frac{M}{I} v = \frac{45.5}{280.140} + \frac{6,04 \cdot 140}{140.\frac{(280)^3}{12}} = 1.49$

$\sigma_{min} = \frac{Q_2}{S} - \frac{M}{I} v = 0.83$

$\frac{3\ 1.49 + 0.83}{4} = 1.325 < 1.5$

$F_x = \frac{Q_2 (B_x - b_x)}{8 h} = \frac{45.5 (280 - 80)}{8.51} = 22.3\ t \rightarrow A_x = 8\ cm^2$

$F_y = \frac{Q (B_y - b_y)}{8 h} = \frac{45.5 (140 - 40)}{8.51} = 11.15\ t \rightarrow A_y = 4\ cm^2$

on prend suivant x 6 T12 p.m ainsi que suivant y.

l'épaisseur de la semelle $e \geq 6\phi + 6 = 13.2 \rightarrow e = 20\ cm$

ferraillage de la semelle S_4

evaluation de Q : reaction de la ferme 26,08 t
poids propre du poteau 7,4 t
reaction du voile 7 t
" de la poutre sous rampe. 3.88t.

de même le poteau a un moment d'excentricite du a la reaction de la ferme $Me = 26.08 \times 0.4 = 10{,}432$ t.m.

$Q = 44{,}36$ t.

$$B_x B_y \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{44{,}36\ 10^3}{1.5} = 29574 \text{ cm}^2$$

$B_x = 2 B_y$: on prend $B_x = 3{,}00$ m $B_y = 1.5$ m.

$h \geq \frac{300-80}{4} = 55$ cm $\rightarrow h = 56$ cm et $h_t = 60$ cm.

poids de la semelle : $0{,}6 \cdot 3{,}00 \cdot 1.5 \cdot 2500 = 6{,}75$ t.

$Q_2 = 51{,}11$ t.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V = \frac{51{,}11\ 10^3}{3{,}00 \cdot 150} + \frac{10{,}432}{\frac{(300)^3}{12}} \frac{150}{150} = 1.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V = 0{,}672 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{1{,}6 \times 3 + 0{,}672}{4} = 1{,}368 < 1{,}5$$

$$F_y = \frac{Q_2 (B_y - b_y)}{8h} = \frac{51{,}11 (150-40) 10^3}{8 \cdot 56} = 12549{,}3 \text{ kg} \rightarrow A_y = 4{,}48 \text{ cm}^2$$

$$F_x = \frac{Q_2 (B_x - b_x)}{8h} = \frac{51{,}11 (300-80) 10^3}{8 \cdot 56} = 25098{,}6 \text{ kg} \rightarrow A_x = 8{,}96 \text{ cm}^2$$

on prend 6T12 par metre ds les 2 sens. x et y

$e = 6\phi + 6 = 13{,}2$ on prend $e = 15$ cm.

ferraillage de semelle S_5 : poteau 70x30

cette semelle est sous des poteau qui ne sont pas liés au plancher, pour ces poteaux le moment d'excentricite est nul (il n'y a pas de fermes.)

$Q = 9{,}92$ t. ; $B_x B_y \geq \frac{9{,}912}{1.5} = 6608 \text{ cm}^2$

$\frac{B_x}{B_y} = \frac{30}{70}$; $B_x = 140$ cm
$B_y = 60$ cm $h = \frac{140-70}{4} = 17{,}5 \rightarrow h = 21$
$h_t = 25$ cm

poids de la semelle $= 0{,}51$ t.

$A_x = 1{,}63 \text{ cm}^2$ $A_y = 0{,}41$ cm

on toujours $A_x = A_y = 6T_{12}$ p m et $e = 15$ cm.

. ferraillage de la semelle S_6 poteau 70×30

evaluation de Q réaction de la ferme = 10t
" du voile : 5.8 t
poids propre du poteau = 5 t.

Q = 21 t. $Me = 10 \times 0,35 = 3.5$ t.m.

dimenssionnement de la semelle

$$B_x B_y \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{21\,10^3}{1.5} = 14\,000$$

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{70}{30} \longrightarrow B_x = 220 \text{ cm} \quad B_y = 100 \text{ cm.}$$

$$h \geq \frac{220-70}{4} = 37,5 \longrightarrow h = 41 \text{ cm}$$

$$h_t = 45 \text{ cm.}$$

poids de la semelle

$$0,45 \times 2,2 \times 1,00 \times 2500. = 2,5 \text{ t.}$$

$$Q_2 = 21 + 2,5 = 23,5 \text{ t.}$$

$$\sigma_{max}, \sigma_{min} = \frac{Q_2}{S} \pm \frac{MV}{I} \qquad \sigma_{max} = 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{min} = 0,636 \text{ ''}$$

$$\frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 1,287 < 1,5$$

$$F_x = \frac{23.5\,(220-70)\,10^3}{8.\,41} = 11\,015,62 \text{ kg}$$

$$A_x = \frac{F_x}{2800} = 4 \text{ cm}^2$$

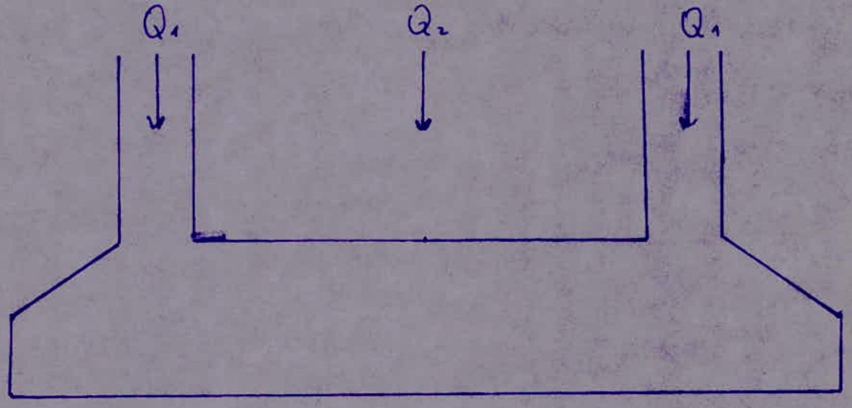
$$F_y = \frac{23,5\,(100-30)\,10^3}{8.41} = 5\,140,62$$

$$A_y = 1.84 \text{ cm}^2$$

on prend 6T12 p. m suivant x et y

l'épaisseur de la semelle $e = 6\phi + 6 = 13,2 \longrightarrow e = 15$ cm.

calcul de la semelle continue sous voile et poteaux



évaluation de la charge Q_1 :

reaction de la ferme	= 23,3 t
poids propre du poteau	= 7.4 t
reation de la poutre sous rampe	= 7.63 t
" de la dalle des escalier	2,565 t

$Q_1 = 42{,}99\,t \simeq 43\,t$

évalution de la charge Q_2 :

poids du plancher revenant au voile	1,338 t
" propre du voile	= 19,6 t
reation des escalier exterieurs	= 2,464 t

$Q_2 = 23{,}4\,t$

Soit R la resultante qui passe par le cdg de la semelle.

$$R = 23.4 + 43 = 109.4\,t$$

dimensionnement de la semelle.

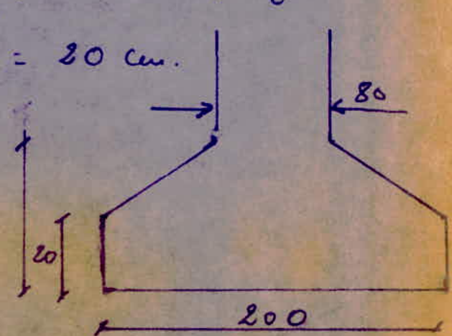
$\frac{R}{BL} \leq \bar{\sigma}_s$ L = longueur de la semelle = 5 m
B largeur " "

$$B \geq \frac{R}{L\bar{\sigma}_s} = \frac{109.4\,10^3}{500 \cdot 1.5} = 146\text{ cm} \quad \text{on prend } B = 2\text{ m}$$

hauteur de la semelle $h_t \geq \frac{\ell}{10} = 50\text{ cm} \longrightarrow h_t = 80\text{ cm}$

$$e = 6\phi + 6 = 15{,}6 \longrightarrow e = 20\text{ cm.}$$

poids propre de la semelle.



$$G_s = \left[0{,}2 \times 2 + (0{,}8 + 2)\frac{0{,}6}{2}\right] 5.2500$$

$G_s = 15{,}5\,t.$; $R_t = R + G_s = 125\,t$

vérification des contraintes

$$\frac{R_t}{BL} \leq \bar{\sigma}_s : \frac{125.4\,10^3}{500 \cdot 200} = 1.25 < 1.5$$

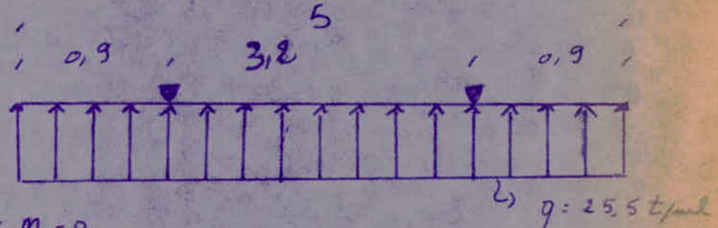
Determination des efforts.

$q_v = 8,358$ t/ml

q_1 charge du aux poteaux $= \frac{43 \times 2}{5} = 17,2$ t/ml

$q_t = q_v + q_1 = 25,5$ t/ml

Shema statique



1) $x \in [0, 0,9]$

$T = q x$

$M = q \frac{x^2}{2}$

$x = 0 \begin{cases} M = 0 \\ T = 0 \end{cases}$

$x = 0,9 \begin{cases} M = 10,33 \text{ tm} \\ T = 23 \text{ t.} \end{cases}$

2) $x \in [0,9 . 4,1]$

$x = 0,9 \begin{cases} M = 10,33 \text{ tm} \\ T = 40,75 \text{ t} \end{cases}$

$T = qx - 63,75$

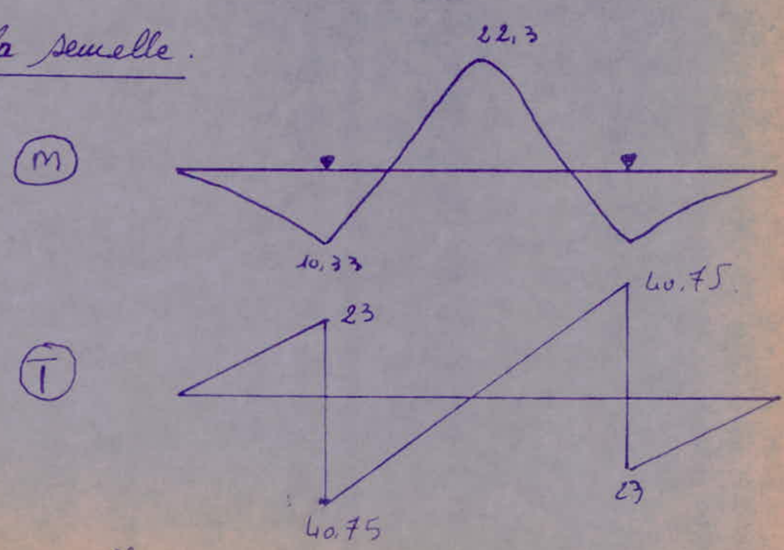
$x = 4,1 \begin{cases} M = 10,33 \text{ tm} \\ T = 40,75 \text{ t} \end{cases}$

$M = q\frac{x^2}{2} - 63,75(x - 0,9)$

$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow qx - 63,75 = 0 \longrightarrow x = 2,5$ m

$M(2,5) = 22,3$ t.m $= M$ max

diag. des efforts de la semelle.



ferraillage de la semelle.

en travée $M = 22,3$ tm $\quad \mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 22,3 \cdot 10^5}{2800 \cdot 200 \cdot 76^2} = 0,0103$

$\varepsilon = 0,9545 \quad K = 95 \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2800}{95} = 29,47 < 137$

les armatures comprimées sont inutiles

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 11,925$ cm² soit 7T16 ($A = 14,07$ cm²)

<u>en appui</u> $M = 10{,}33$ t.m. $\mu = \dfrac{15\,M}{\bar{\sigma}_a\, b\, h^2} = \dfrac{15 \cdot 10{,}33\, 10^5}{2800 \cdot 80\,(76)^2} = 0{,}01229$

$\varepsilon = 0{,}9526$ $k = 90{,}5$ $\sigma'_b = 31 < 137$

$A = 5{,}16$ cm² soit 7T12 ($A = 7{,}96$ cm²)

<u>vérification des conditions aux appuis.</u>

$A\bar{\sigma}_a < T + \dfrac{M}{z} = 25009 < 33768$ kg.

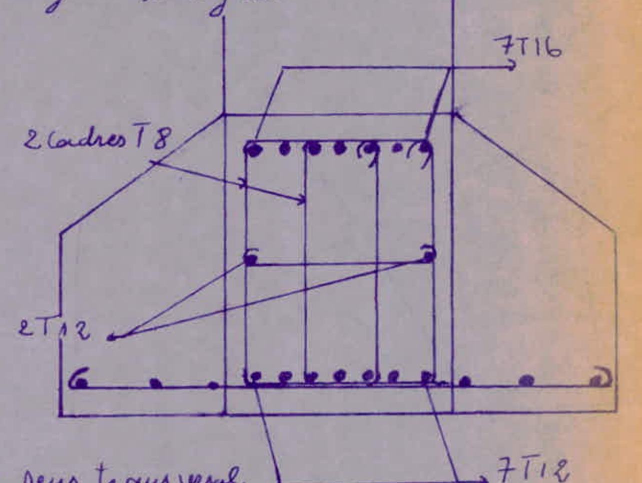
$\tau_d = \dfrac{T}{n p z} = \dfrac{40{,}75\, 10^3}{7 \pi \frac{7}{8} 75} = 17{,}65$ kg $< \bar{\tau}_d = 2\,4\,\bar{\sigma}_b = 2 \times 1{,}5 \cdot 5{,}9 = 17{,}7$

<u>vérification au cisaillement.</u>

$\tau_b = \dfrac{T}{b z} = 7{,}76 < 20{,}65$

pour les armature ⊥ à la ligne moyenne 2 cadres T8.

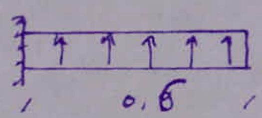
espacées de $t = 15$ cm.



<u>détermination des armatures ds le sens transversal.</u>

en appliquant la méthode ds consoles.

section 100 × 50



$q = 25{,}5$ t/ml $M = q\dfrac{l^2}{2} = 4{,}6$ t.m. $T = ql = 15{,}3$ t.

<u>ferraillage:</u> $\mu = \dfrac{15\,M}{\bar{\sigma}\, b\, h^2} = 0{,}0116$ $\varepsilon = 0{,}9515$ $k = 89$

$\sigma'_b = \dfrac{2800}{89} = 31{,}46 < 137$

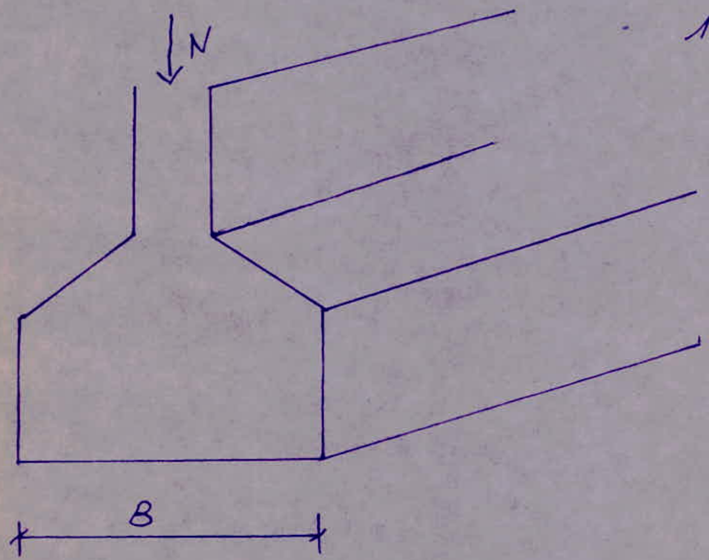
$A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a\, \varepsilon\, h} = 3{,}75$ cm² on prend 6T12 par mètre $A = 6{,}78$ cm²

pour les armatures de répartition on adopte 6T12

<u>vérification au cisaillement</u> $\tau_b = \dfrac{T}{b z} = \dfrac{15{,}3\, 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8}\, 46} = 3{,}8 < 20{,}65$ vérifié

Fondation sous voile supportant l'escalier extérieur

c'est une semelle continue sous voile ; on la calcule en prenant 1m de longeur.



l'effort $N = 5,33\ t/ml.$

$\frac{N}{\bar{\sigma}_s} \leq A = B.100$ d'où $B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s . 100} = \frac{5,33.10^3}{1,5.100} = 35,53cm$

On Prend $\underline{B = 80cm}$

hauteur : $h \geq \frac{B-b}{4} = \frac{80-20}{4} = 15cm$ Soit $h = 16cm.$

d'où $h_t = 20cm$

- Ferraillage : $F = \frac{N[B-b]}{8h} = \frac{5,33[80-20]}{8.16} = 2,5\ t$

$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} = \frac{2,5.10^3}{2800} = 0,89\ cm^2$

On Prend une section de 6T12 par mètre linéaire suivant la largeur . par contre 5T12 dans l'autre sens.