

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

85/85

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

1 ex

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

Projet de Fin d'Etudes

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

المكتبة

en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

Sujet

Salle de Sport Ossature Autostable Toiture en béton Précontraint

Proposé par :
B. E.A.D.

dirigé par :
Mr CRAINIC

étudié par :
**M. ZENATI
B. BENNAOUM**

Promotion Juin 1985

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique
»O«

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

Projet de Fin d'Etudes

en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

Sujet

**Salle de Sport
Ossature Autostable
Toiture en béton
Précontraint**

Proposé par :
B. E.A.D.

Etudié par :
Mr CRAINIC

Dirigé par :
**M. ZENATI
B. BENNAOUM**

Promotion Juin 1985

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier vivement notre promoteur CRAINIC pour sa disponibilité durant l'élaboration du modeste travail et pour ses conseils et orientations puisés dans sa grande expérience et ses riches connaissances théoriques et pratiques.

Nos plus sincères remerciements à tous les enseignants qui ont contribué de près et de loin à notre formation en particulier HAFIDI BAGHADI et CHEIKH

Que les membres de notre jury trouvent ici notre gratitude et nos remerciements pour l'honneur qu'ils nous font en jugeant notre modeste travail.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dedicaces

A la mémoire de mon grand père Mohamed

A ma tante et mère El Hadja Zineb

A mon oncle Tayeb

A mon père

A ma mère

A mes frères et sœurs

A tous mes amis

M. Zenati

A la mémoire de ma mère

A mon père

A ma belle-mère

A mes grands-parents

A mes frères et sœurs

A mes oncles

A tous mes amis

B. BACHIR.

TABLE DES MATIERES

Présentation de l'ouvrage.

Caracteristiques mecaniques des materiaux

Etude de la precontrainte.

Charges Verticales

Etude au Vent

Etude au seisme

Superposition des sollicitations

Calcul des poutres

Calcul des poteaux.

Etude des gradins

Calcul des escaliers

Calcul de l'accrotère

Voile peripherique

Fondations

Calcul des tassements.

PRESENTATION de L'OUVRAGE

Le projet qui nous a été proposé par le B.E.A de DJELFA, consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'une salle de sports qui sera implantée à LAGHOVAT classée par l'organisme C.T.C comme région de faible sismicité. longueur = 48m . largeur : 30m.

OSSATURES

La salle est contreventée par des portiques transversaux et longitudinaux, le remplissage sera fait avec de la maçonnerie. Un joint est placé à mi-longueur. (24m)

Toiture:

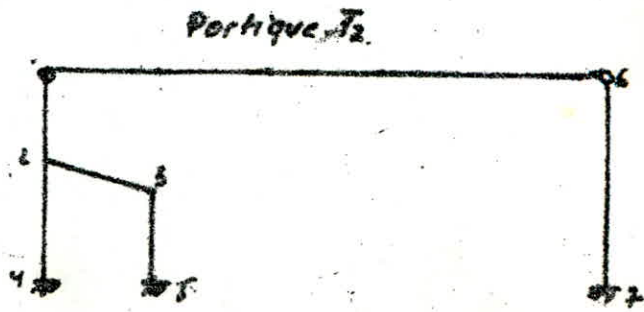
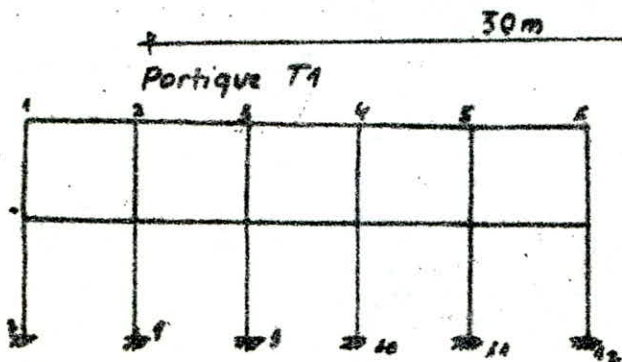
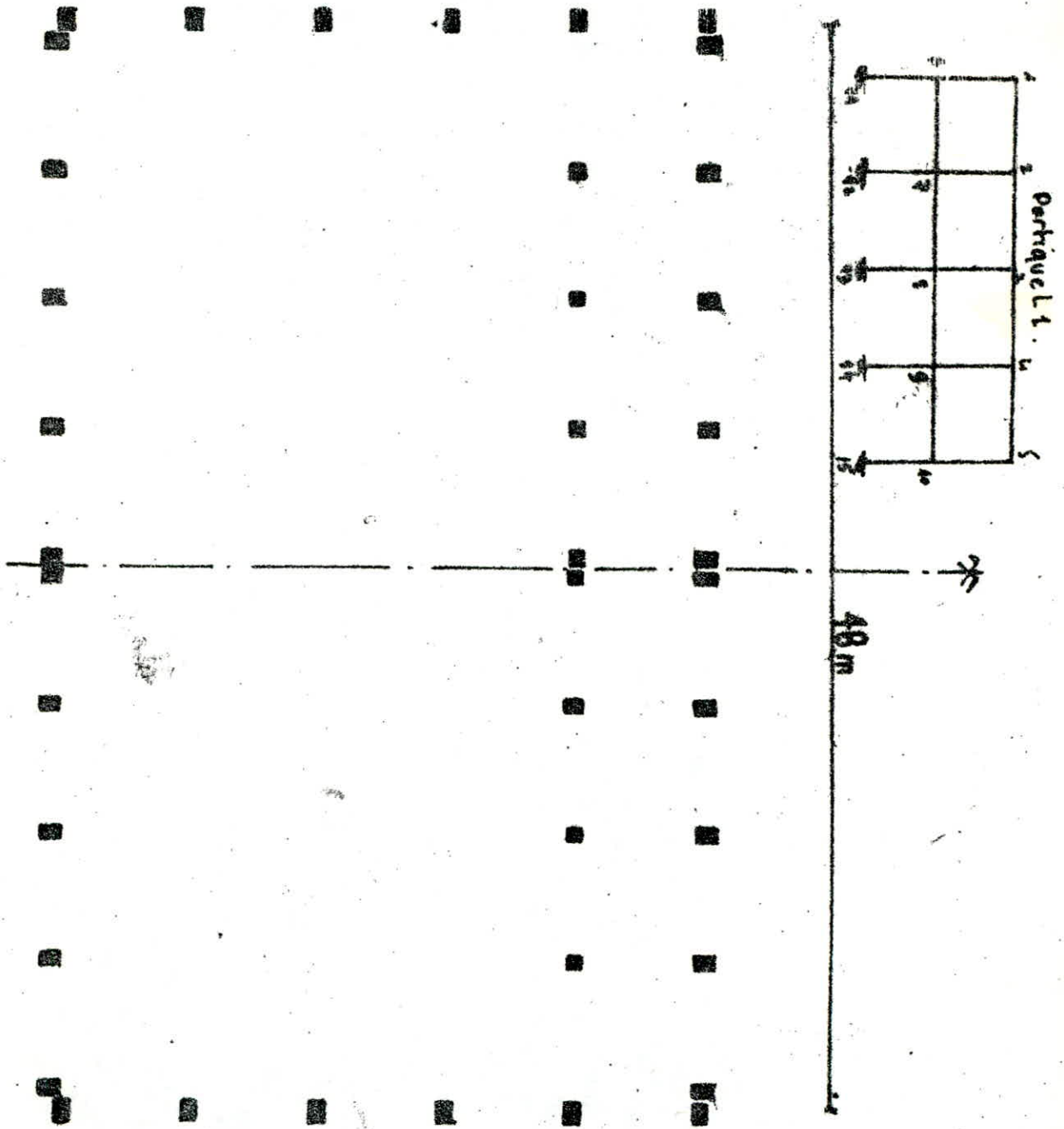
La toiture est constituée de poutres en béton précontraint (prétension) disposées dans le sens transversal.

Gradins:

les gradins sont disposés sur toute la longueur, constitués de poutres transversales et longitudinales reliées entre elle par des paliers (dalles).

Taux de travail du sol:

le rapport de sol fournit une contrainte admissible $\bar{\sigma}_s = 2,5$ bars à une profondeur de 1,50 m.



- 3 - CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

Béton:

le béton est dosé à 350 kg / m³ de ciment CPA325 à savoir :

$C_g = 25 \text{ mm}$ dimension maximale du granulat.

$\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$ Résistance nominale de compression à 28 jours.

$\sigma'_{28} = 23,2 \text{ bars}$ Résistance nominale de traction à 28 jours.

Dosage pour 1 m³ de béton:

800 l de gravillon

400 l de sable

350 l de ciment CPA325

175 l d'eau

le sable doit être propre et ne doit comporter ni terre, ni matières organiques ni argile

Le gravier doit être propre et dur. L'eau doit être pure et sans acide.

contrainte de compression admissible (Art 9.4 CCBA 68)

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

où

- α dépend de la classe du ciment $\rightarrow \alpha = 1$ CPA325.
- β dépend de l'efficacité du contrôle $\rightarrow \beta = 5/6$ contrôle attentif
- $\gamma = \begin{cases} 1 & \text{si } h_m \geq 4C_g \\ \frac{h_m}{4C_g} & \text{si } h_m < 4C_g \end{cases}$ dépend de l'épaisseur relative des éléments et la grosseur du granulat.
- $\delta = \begin{cases} 0,3 & \text{compression simple} \\ 0,6 & \text{flexion simple et flexion composée avec traction} \\ \min \left[0,6, 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right] & \text{flexion composée avec } N_0 \text{ compression} \end{cases}$

e_0 = étant l'excentricité de la résultante des forces extérieures au CG du béton seul.

e_1 : Distance de la limite du noyau central au CG du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression

- $\delta = 1$ compression simple et / section rectangulaire en flexion simple ou en flexion composée avec traction.

$0,5 < \epsilon < 1$ pour les autres cas avec $\sigma'_m \leq \bar{\sigma}'_{b,0}$

Compression simple:

$$\bar{\sigma}'_{b,0} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28} = 1 \cdot 5/6 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 275 = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

Flexion simple ou flexion composée avec traction (section rectangulaire)

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28} = 1 \cdot 5/6 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 275 = 117 \text{ kg/cm}^2$$

flexion composée

$$\bar{\sigma}'_b = \begin{cases} \sigma'_{b0} & \text{si } e_0 > \frac{h_0}{2} \\ \bar{\sigma}'_{b0} \left(1 + \frac{ze_0}{h_0}\right) & \text{si } e_0 < \frac{h_0}{2} \end{cases}$$

Contrainte de traction de référence: CCBA Art 95

$$\bar{\sigma}' = \alpha \beta \gamma \delta \sigma'_{b0} \quad \text{avec } \delta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{b0} \text{ [bars]}}$$

$$= 1,5 \cdot 1 \cdot (0,018 + \frac{2,1}{270}) \cdot 275 = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

Aciers

Aciers doux ovales lisses Fe E 24

$$\bar{\sigma}_0 = \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

Aciers haute adhérence: Fe E 40

$$\phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}_0 = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi > 20 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}_0 = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2670 \text{ kg/cm}^2$$

trillis soudés:

$$\sigma_{en} = 5200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{si } \phi \leq 6 \text{ mm}$$

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

Contraintes admissibles imposées par la condition de fissuration

$$\bar{\sigma}_a \geq \max(\sigma_1, \sigma_2) \quad (\text{CCBA 68 Art 49})$$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 40 \bar{\omega}_f} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\omega}_f}{\phi}}$$

avec ϕ en [mm] diamètre de la plus grosse barre.

$$k = \begin{cases} 15 \cdot 10^6 & \text{site protégé, fissuration peu nuisible} \\ 40^6 & \text{site intempéré, fissuration préjudiciable} \\ 95 \cdot 10^6 & \text{site agressif, fissuration très préjudiciable} \end{cases}$$

η : coefficient de fissuration

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{R.L.} \\ 1,6 & \text{N.A.} \end{cases}$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$$

A: section totale des barres tendues

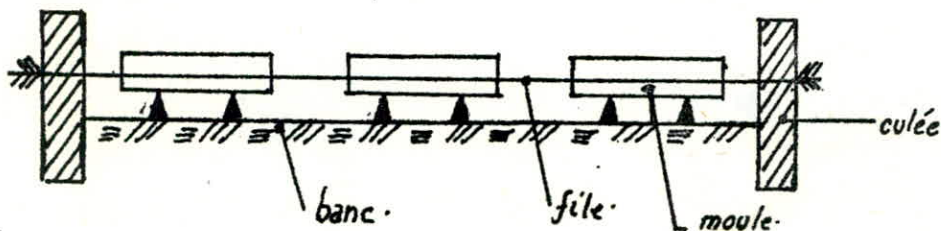
B_f: section du béton entourant les barres tendues.

ETUDE de la Précontrainte

généralités - Procédé

Les poutres constituant la toiture sont en béton précontraint, le mode utilisé est la prétension (ou à armatures adhérentes).

La précontrainte par prétension est obtenue en tendant à l'avance les aciers en les fixant sur les culées solidement ancrés. Les armatures existent sur toute la longueur du moule souvent sur la longueur de plusieurs moules disposés bout à bout sur un banc de mise en tension dont la longueur peut atteindre une centaine de mètres.



Les armatures traversent les extrémités des moules dans lesquelles, le béton est coulé directement en contact de l'acier. Lorsque le béton a atteint un degré de durcissement suffisant, les armatures sont détendues par relâchement de la force de traction aux extrémités et par sectionnement entre chaque moule. Les pièces démoulées se trouvent ainsi précontraintes par le jeu simple de l'adhérence des aciers tendus. Ses armatures précontrainte sont rectiligne, l'excentricité étant la même sur toute la longueur de poutre.

Ce procédé est généralement utilisé dans les usines, il faut donc obtenir un rendement aussi élevé que possible et par conséquent réduire au minimum la durée d'un cycle d'opérations et ceci en utilisant des ciments à durcissement rapide, et accélérer la prise de ciment.

Regles de prédimensionnement:

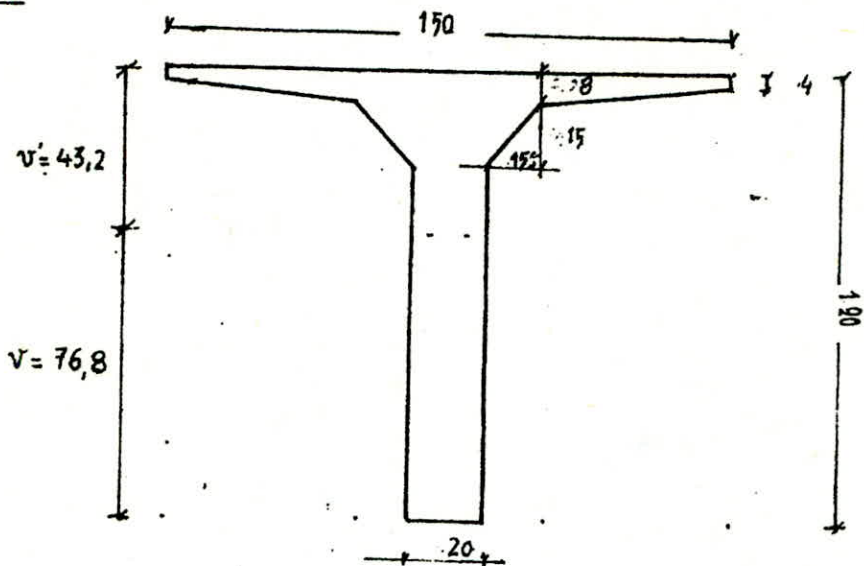
$$\bullet \quad \frac{L}{30} < h_t < \frac{L}{25} \quad , \quad L=30m \rightarrow 1m < h_t < 1,20m$$

$$h_t = 1,20m$$

$$\bullet \quad 9 + \frac{h_t}{40} \leq b_0 \leq 20cm \quad \rightarrow \quad 12 \leq b_0 \leq 20cm$$

$$b_0 = 20cm$$

Longueur de toiture : $L = 30\text{ m}$.



Recherche des caractéristiques géométriques.

B_b [cm ²]	$B_n = 95\% B_b$	v' [cm]	v'' [cm]	I_b [cm ⁴]	$I_n = 90\% I_b$
3465	3291,75	43,2	76,8	$5 \cdot 10^6$	$4,5 \cdot 10^6$

v/v' [cm]	I/v' [cm ³]	$\lambda^2 = I/B$ [cm ²]	$g = \frac{\lambda^2}{v v'}$
4167	58593,75	1367,05	0,41

$0,41 < 0,45 \rightarrow$ section massive. (g : rendement de la section).

$$-v' + d' = -76,8 + 44 = -32,8 \text{ cm.}$$

ESTIMATION des CHARGES et SURCHARGES.

a. Charges permanentes:

- Poids propre	$2400 \cdot 0,3465$	$= 831,6 \text{ kg/ml}$
- forme de pente	$1,50 \cdot 75$	$= 112,25 \text{ —}$
- Etanchéité	$1,50 \cdot 50$	$= 75 \text{ —}$
- Protection (sable ou gravier)	$1,50 \cdot 85$	$= 127,5 \text{ —}$
		<hr/>
		$1,146 \text{ t/ml.}$

b. surcharges

- Toiture non accessible	$1,50 \cdot 85$	$= 150 \text{ daN/ml.}$
--------------------------	-----------------	-------------------------

La poutre est simplement appuyée sur la structure, on aura alors; moment max à mi-travée, et effort tranchant max. aux appuis:

* Moment de flexion:

$$M_G = G \ell^2/8 = 1,146 \cdot \frac{30^2}{8} = 129 \text{ tm}$$

$$M_Q = 1,1 Q \ell^2/8 = 1,1 \cdot 0,15 \cdot \frac{30^2}{8} = 18,5625 \text{ tm.}$$

* Effort tranchants:

$$T_G = G \ell/2 = 17,2 \text{ t}$$

$$T_Q = 1,1 Q \ell/2 = 2,475 \text{ t.}$$

Contraintes élémentaires de flexion dans le béton:

* sous poids propre seul:

$$\text{Fibre supérieure: } \sigma_G = \frac{M_G v}{I} = \frac{129 \cdot 10^5 \cdot 43,2}{4,5 \cdot 10^6} = 123,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fibre inférieure: } \sigma_G = -\frac{M_G v'}{I} = \frac{129 \cdot 10^5 \cdot 76,8}{4,5 \cdot 10^6} = -220,16 \text{ kg/cm}^2$$

* sous surcharges seules

$$\text{Fibre supérieure: } \sigma_Q = \frac{M_Q v}{I} = \frac{18,56 \cdot 10^5 \cdot 43,2}{4,5 \cdot 10^6} = 17,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fibre inférieure: } \sigma_Q = -\frac{M_Q v'}{I} = -31,68 \text{ kg/cm}^2.$$

Sans précontrainte. (en service), la contrainte de traction sur la fibre inférieure, sous l'effet du poids propre et des surcharges, atteindrait $-220,16 - 31,68 = -251,84 \text{ kg/cm}^2$.

si l'on veut qu'il n'y ait pas dans ce cas de contrainte de traction, il convient d'appliquer une précontrainte d'au moins: $251,84 \text{ kg/cm}^2$.

$$\sigma_p' = \frac{P}{B} \left(1 - \frac{e v'}{I^2} \right) \geq 251,84$$

$$\text{soit } \boxed{P \geq 291,6 \text{ t.}}$$

On prévoit, l'utilisation de câbles $7\phi 8$ de section $A = 3,52 \text{ cm}^2$, les pertes sont estimées à 25%.

$$\sigma_A = \sigma_0 - \delta \sigma.$$

σ_A : tension résiduelle.

$$\sigma_0 = \min(0,85 R_g, 0,95 T_g)$$

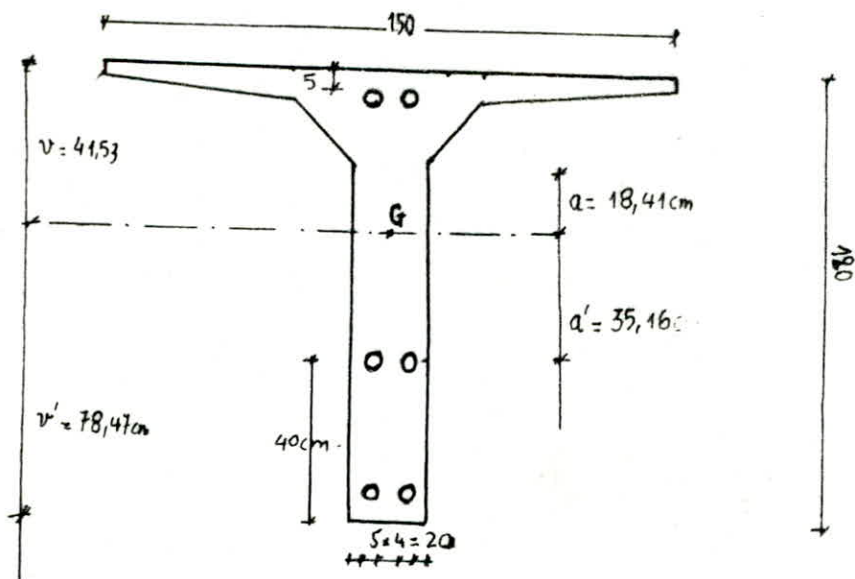
$$\sigma_A = 75\% \sigma_0 = 15725 \text{ kg/cm}^2$$

Le nombre de câbles est alors:

$$n = \frac{P}{A \sigma_A} = \frac{291,16 \cdot 10^3}{3,52 \cdot 15725} = 5,27$$

soit 6 câbles $7\phi 8$ tendus à 138 kg/mm^2 .

Nouvelles caractéristiques géométriques:



CDG des câbles:

$$x_G = \frac{2 \cdot 6 + 2 \cdot 40 + 2 \cdot 113}{6} = 53$$

v' [cm]	v [cm]	I_b [cm ⁴]	I_{trans} [cm ⁴]	I_n [cm ⁴]	B_b [cm ²]	B_{trous} [cm ²]	$B_n = B_b - B_t$ [cm ²]	$\lambda^2 = \frac{I}{B}$ [cm ²]
78,47	41,53	$5 \cdot 10^6$	$48,91 \cdot 10^3$	$4,95 \cdot 10^6$	3465.	75,40	3389,6.	1460,35

$$B_{trous} = 6 \pi \frac{4}{4}, \quad I_{trous} = 6 \pi \frac{4}{4} (78,47 - 53)^2$$

$$\rho = \frac{\lambda^2}{v v'} = \frac{1460,35}{78,47 \cdot 41,53} = 0,448 < 0,45 \quad \text{section massive.}$$

TRACE de CABLES.

On essaiera de vérifier le tracé déjà proposé, c'est-à-dire que le centre de pression doit être toujours contenu dans le noyau central.

fuseaux limites: c'est la zone limitée par 2 courbes généralement paraboliques, dans laquelle doit toujours se situer le centre de pressions des forces dans les sections pour que ces dernières soient toujours comprimées, ce fuseau limite est le résultat du tracé de 2 fuseaux élémentaires:

Premier fuseau limite: c'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se situer le tracé du câble équivalent pour qu'il n'y ait pas de traction sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes et cela quelque soit la charge.

Depend directement des coordonnées du noyau central.

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{L^2}{v'} \text{ borne supérieure} \\ a' &= -\frac{L^2}{v} \text{ borne inférieure} \end{aligned} \right\} \text{ coordonnées du noyau central}$$

Les valeurs limites de l'excentricité de la précontrainte sont

$$e_1 = a - \frac{M_G}{N} \quad e_2 = a - \frac{M_G + M_Q}{N}$$

3 sections à considérer (médiante, quart, About).

Les résultats obtenus sont réunis dans le tableau suivant.

Designations	SECTIONS		
	MDIANE	QUART	ABOUT
M_G [tm]	129	96,75	0
M_Q [tm]	18,56	13,92	0
N [t]	291,60	291,60	291,60
M_G/N [cm]	44,24	33,20	0
$\frac{M_G + M_Q}{N}$ [cm]	50,60	37,95	0
$-a'$ [cm]	35,16	35,16	35,16
a [cm]	18,61	18,61	18,61
e_1 [cm]	-79,40	-68,36	-35,16
e_2 [cm]	-31,99	-19,34	18,61

2ème fuseau limite: C'est un fuseau dans lequel doit se trouver le câble

équivalent pour que la contrainte maximale reste toujours inférieure à la contrainte admissible sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes

Les valeurs limites de l'excentricité du câble équivalent sont:

$$S_1 = \left(\frac{\bar{\sigma}_B}{N} - 1 \right) \frac{L^2}{v} - \frac{M_G + M_Q}{N} \quad \text{en charge.}$$

$$S_2 = - \left(\frac{\bar{\sigma}_B}{N} - 1 \right) \frac{L^2}{v'} - \frac{M_G + M_Q}{N} \quad \text{à vide}$$

on considère tjs les 3 sections sus-citées.

Les résultats sont réunis dans le tableau suivant

SECTION	B [cm ²]	N [t]	$-a' = \frac{L^2}{v}$ [cm]	$a = \frac{L^2}{v'}$ [cm]	$\bar{\sigma}_B/N$	M_G/N	$\frac{M_G + M_Q}{N}$	S_1	S_2
MÉDIANE	3389,6	291,6	35,16	18,61	2,44	44,24	50,60	0,031	-71,04
QUART	3389,6	291,6	35,16	18,61	2,44	33,20	37,95	12,68	-60,0
ABOUT	3389,6	291,6	35,16	18,61	2,44	0	0	50,63	-26,80

$$\bar{\sigma}_B = 0,42 \cdot \sigma_{28} = 0,42 \cdot 500 = 210 \text{ kg/cm}^2.$$

CONTRAINTES NORMALES dans la section d'appui

Elles sont dues à la précontrainte uniquement, les moments de flexion étant nuls sur appuis: $e = -v' + d' = -78,47 + 53 = -25,47 \text{ cm}$.

$$\text{Fibre supérieure: } \sigma_p = \frac{P}{B} \left(1 + \frac{e v'}{i^2} \right) = \frac{291,6 \cdot 10^3}{3389,6} \left(1 + \frac{-25,47 \cdot 41,53}{1460,35} \right)$$

$$\sigma_p = 23,72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fibre inférieure: } \sigma_p = \frac{P}{B} \left(1 - \frac{e v'}{i^2} \right) = \frac{291,6 \cdot 10^3}{3389,6} \left(1 + \frac{25,47 \cdot 78,47}{1460,35} \right)$$

$$\sigma_p = 203,77 \text{ kg/cm}^2$$

au niveau on aura:

$$\sigma_G = 23,72 + (203,77 - 23,72) \cdot \frac{41,53}{120}$$

$$\sigma_G = 86,03 \text{ kg/cm}^2$$

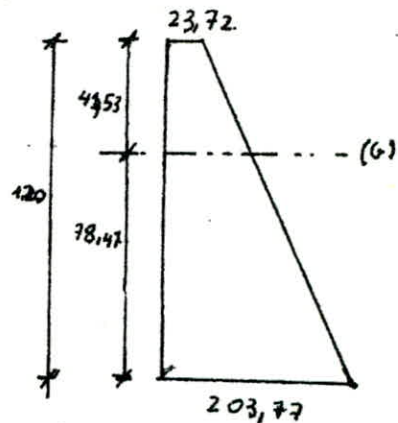


Diagramme des contraintes dans la section d'appui

CONTRAINTES de CISAILEMENT.

L'effort tranchant réduit est:

• à vide $T_{RQ} = T_Q = 17,2 \text{ t}$

• en charge $T_{RQq} = T_Q + T_Q = 17,2 + 2,475 = 19,675 \text{ t}$

La valeur de la contrainte de cisaillement est donnée par:

$$\tau = \frac{T_R \cdot S}{b_0 I} = \frac{T_R}{b_0 z} \quad \text{avec } z = \frac{I}{S}$$

où

b_0 : largeur nette de l'âme déduction faite du diamètre des 2 gânes.

$$b_0 = 20 - 2 \cdot 4 = 12 \text{ cm}$$

S : mmt statique de la partie située au dessus du CG de la section

$$S = 150 \cdot 4 \cdot 39,53 + 2 \cdot 50 \cdot 2 \cdot 36,197 + 50 \cdot 4 \cdot 35,53 + \frac{15^2}{2} \cdot 2 \cdot 28,53 + 20 \cdot 33,53 \cdot 16,765 - 2 \pi \frac{4^2}{4} \cdot 34,53$$

$$S = 54857,43 \text{ cm}^3$$

$$z = \frac{I}{S} = \frac{4,95 \cdot 10^6}{54857,43} = 90,23 \text{ cm}$$

on a donc:

à vide: $\tau = \frac{T_{RQ}}{b_0 z} = \frac{17,2 \cdot 10^3}{12 \cdot 90,23} = 15,89 \text{ kg/cm}^2$

en charge: $\tau = \frac{T_{RQ} \cdot Q}{b \cdot z} = \frac{19,675 \cdot 10^3}{12 \cdot 90,23} = 18,17 \text{ kg/cm}^2$.

La contrainte admissible de cisaillement est donnée par:

$$\bar{\tau}^2 = \frac{\bar{\sigma}'}{\bar{\sigma}} (\bar{\sigma} - \sigma'_g) (\bar{\sigma}' + \sigma'_g)$$

d'où:

$$\bar{\sigma} = 0,42 \sigma_{28} = 0,42 \cdot 500 = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}' = 0,42 \sigma'_{28} = 0,42 \left(7 + \frac{E}{100} \sigma_{28} \right) = 0,42 \cdot 37 = 15,54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_g = 86,03 \text{ kg/cm}^2$$

d'où

$$\bar{\tau}^2 = \frac{15,54}{210} (210 - 86,03) (15,54 + 86,03) = 931,75$$

$$\bar{\tau} = 30,52 \text{ kg/cm}^2$$

on a bien

$$\tau = 18,57 < \bar{\tau} = 30,52 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures transversales:

Si γ est l'angle d'une éventuelle fissure, on aura:

$$\text{tg } \gamma = \frac{2\tau}{\sigma} = \frac{2 \cdot 18,17}{86,09} = 0,42$$

$$\text{d'où } \gamma = 11,45^\circ \text{ et } \text{tg } \gamma = 0,20$$

Nous avons choisi pour les cadres, des armatures T10, pour lesquelles on a:

$$A'_c = 2 \phi 10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{et } \bar{\sigma}'_a = \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\tau}{\bar{\tau}} \right)^2 \right] \sigma'_{an} = \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{18,57}{30,52} \right)^2 \right] \cdot 24$$

$$\bar{\sigma}'_a = 21,16 \text{ kg/cm}^2$$

L'espacement minimal \bar{e} des cadres est donné par la formule:

$$\bar{e} = \frac{\bar{\sigma}'_a \cdot A_c}{T_R} \cdot \frac{\tau}{\text{tg } \gamma}$$

$$\bar{e} = \frac{21,16 \cdot 1,57}{19,675 \cdot 10^3} \cdot \frac{86,03}{0,2} = 72,63 \text{ cm}$$

La valeur de \bar{e} est également limitée par la plus faible des 3 valeurs:

$$\bullet \bar{e} = h_f \left(1,25 - 0,95 \frac{\tau}{\bar{\tau}} \right) = 120 \left(1,25 - 0,95 \frac{18,17}{30,52} \right) = 82,13 \text{ cm}$$

$$\bullet \bar{e} = b_0 \left(5 - \frac{2\tau}{\bar{\tau}} \right) = 20 \left(5 - \frac{2 \cdot 18,17}{30,52} \right) = 76,19 \text{ cm}$$

$$\bullet \bar{e} = 4b_0 = 80 \text{ cm}$$

Nous devons nous assurer également que le pourcentage minimal est respecté

$$\omega = 0,25 \frac{h_t}{h_t + 3b_0} = 0,25 \frac{120}{120 + 3 \times 20} = 0,17\%$$

\bar{t} est alors limité par:

$$\frac{A'_t}{\bar{t} b_0} = \frac{\omega}{100} \Rightarrow \bar{t} = \frac{A'_t}{b_0} \cdot \frac{100}{\omega} = 46,18 \text{ cm.}$$

L'espacement choisi est $t = 45 \text{ cm}$ qui satisfait l'ensemble des conditions limitative
L'acier TØR. est choisi pour des raisons de sécurité à la rupture par l'effort tranchant

SECURITE de RUPTURE du BETON:

moment de rupture du béton:

$$\begin{aligned} M_{RB\hat{a}mc} &= 0,35 b_0 h^2 \sigma_{28} \\ &= 0,35 \cdot 20 \cdot 0,67^2 \cdot 500 \cdot 10^4 \end{aligned}$$

où $M_{RB\hat{a}mc}$: moment résistant de l'âme

$$M_{RB\hat{a}mc} = 157,115 \text{ tm.}$$

$$\begin{aligned} M_{RB \text{ hourdis}} &= 0,80 (b - b_0) h_0 \left(h - \frac{h_0}{2}\right) \sigma_{28} \\ &= 0,80 \cdot (1,5 - 0,2) \cdot 0,04 \left(0,67 - \frac{0,04}{2}\right) \cdot 500 \cdot 10^4 \end{aligned}$$

$$M_{RB \text{ hourdis}} = 135,2 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned} M_{RB \text{ hourdis}} &= 0,35 (b - b_0) \cdot h^2 \cdot \sigma_{28} = 0,35 \cdot (1,50 - 0,2) \cdot \overline{\quad}^2 \cdot 500 \cdot 10^4 \\ &= 1021,2475 \text{ tm.} \end{aligned}$$

On prendra la plus faible des 2 valeurs de $M_{RB \text{ hourdis}}$.

$$M_{RBH} = 135,2 \text{ tm.}$$

$$\text{d'où } M_{RB} = M_{RB\hat{a}mc} + M_{RB \text{ hourdis}} = 157,115 + 135,2$$

$$M_{RB} = 292,315 \text{ tm.} \quad \text{moment de rupture du béton.}$$

Moment de fissuration "M_f"

Le moment de fissuration est le moment qui provoquerait sur la fibre inférieure, une contrainte résultante égale à $2\sigma'_{28}$

$$2\sigma'_{28} = 2 \cdot (-37) = -74 \text{ kg/cm}^2$$

la compression due à la précontrainte étant:

$$\sigma'_p = \frac{P}{B} \left(1 - e \frac{v'}{c^2}\right) = 203,77 \text{ kg/cm}^2.$$

Le moment de fissuration devrait engendrer, pour que ce soit atteinte la contrainte de -74 kg/cm^2 , une contrainte élémentaire de

$$203,77 + 74 = 277,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{on a donc: } \frac{M_f}{I} v' = 277,77 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow M_f = 277,77 \cdot \frac{1,95 \cdot 10^6}{78,47}$$

$$M_f = 175,22 \text{ tm.}$$

9
13
securite' (beton)

$$M_G + 1,8 M_Q \leq 0,7 M_{R,B} \quad \text{securite' pour le beton}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_G = 129 \text{ tm} \\ M_Q = 16,875 \end{array} \right\} \rightarrow M_G + 1,8 M_Q = 129 + 1,8 \cdot 16,875 = 159,375 \text{ tm}$$

$$0,7 M_{R,B} = 0,7 \cdot 292,315 = 204,62$$

$$\text{donc } M_G + 1,8 M_Q < 0,7 M_{R,B}$$

moment de rupture pour les aciers:

$$M_{R,A} = 0,9 \cdot h \cdot \omega \cdot R_G$$

$$M_{R,A} = 235,5 \text{ tm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ou } R_G = 18500 \text{ kg/cm}^2 \\ R_G : \text{ contraintes de rupture garantie pour les fils} \\ \omega = 6 \left(\frac{7 \pi \cdot 0,8^2}{4} \right) = 21,11 \text{ cm}^2 \\ h = 120 - 53 = 67 \text{ cm} \end{array} \right.$$

securite' pour les aciers:

$$M_G + 1,8 M_Q \leq \begin{cases} 0,9 M_{R,A} & \text{si } M_f < M_{R,A} \\ 0,8 M_{R,A} & \text{si } M_f > M_{R,A} \end{cases}$$

$$M_G + 1,8 M_Q = 159,35 < 0,9 M_{R,A} = 211,95 \text{ tm} \quad (M_f < M_{R,A})$$

La securite à la rupture du beton et de l'acier est donc assurée

CONDITION de SECURITÉ à la RUPTURE par l'effort tranchant:

Calcul de τ et σ dans le cas des surcharges majorées par le coefficient 1,8.

$$1,8 T_Q = 1,8 \cdot 2,25 = 4,05 \text{ t}$$

$$T_{R,Q} = T_G + T_Q = 17,2 + 2,475 = 19,675 \text{ t}$$

L'effort tranchant total est donc majoré de.

$$4,05 = \frac{2,475}{1,1} = 1,8 \text{ t}$$

Il est donc au total $19,675 + 1,8 = 21,475 \text{ t}$.

$$\tau = 18,17 \frac{21,475}{19,675} = 19,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{On a donc } \tau \cdot \tan 28 = \frac{\tau \cdot \sigma}{\sigma} = \frac{2 \cdot 19,83}{86,03} \Rightarrow 28 = 24,74$$

$$\gamma = 12,37$$

La contrainte de compression des bielles du beton peut être évalué par la formule.

AD

$$\sigma = \frac{2\tau}{\sin 2\gamma} = \frac{2 \cdot 19,83}{\sin 24,74} = 94,80 \text{ kg/cm}^2 \ll 0,5 \sigma_{28} = 0,5 \cdot 500 = 250 \text{ kg/cm}^2$$

En ce qui concerne la contrainte dans les armatures transversales, on prend:

$$\sigma'_a = \frac{t}{A'_t} \cdot \frac{T}{2} \cdot \frac{\tan \gamma}{z} = \frac{45 \cdot 21,475 \cdot 10^3}{1,57} \cdot \frac{0,22}{90,23} = 1501 \text{ kg/cm}^2 =$$

$$\text{soit } \sigma'_a = 15,01 \text{ kg/mm}^2 \ll 1,2 \sigma'_{28} = 1,2 \cdot 42 = 50,4 \text{ kg/mm}^2.$$

PERTES ET CHUTES de TENSION.

I Introduction:

1. Pertes instantanées:

a. frottement: Elles sont très faibles, on peut compenser les effets, dans les poutres à câbles, par une augmentation de la tension à l'ancrage. Ces pertes sont dues à la force de frottement qui s'oppose au mouvement de l'armature, lors du contact armature - gaine.

b. Raccourcissement instantané du béton: Le raccourcissement s'effectue au fur et à mesure de la tension des câbles qui sont tendus en même temps, ces pertes sont

données par: $m \sigma_c$ où $m = \frac{E_a}{E_d} = 13$.

σ_c = contrainte permanente du béton au niveau de l'armature.

2. Pertes différées:

a. Retrait du béton: Le retrait est le raccourcissement accompagnant la prise du ciment, on peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de température, qui entraîne un certain raccourcissement δL , les pertes dans ce cas (pretension) sont plus élevées.

b. fluage du béton: Déformations différées due à l'application indéfinie d'une charge fixe. Les pertes engendrées sont plus élevées.

c. Relaxation de l'acier: Si une barre d'acier est tendue à une contrainte relativement élevée entre 2 pts fixes (longueur constante), cette contrainte tend à diminuer avec le temps. Une partie notable de la relaxation étant déjà effectuée lorsqu'on libère les fils.

II Evaluation des pertes:

- Perte due au retrait _____ 8 kg/cm^2
- Perte due à la relaxation _____ 8 kg/cm^2
- Raccourcissement du béton. " $m \sigma_c$ ", $m = 13$
 - torons supérieurs $\sigma_c = 45,38 \text{ kg/cm}^2$
 - torons intermédiaires $\sigma_c = 52,46$
 - torons inférieurs $\sigma_c = 129,21 \text{ kg/cm}^2$

les pectes correspondantes sont de:

$$13 \times 45,38 = 589,94 \text{ kg/cm}^2 \quad (6 \text{ kg/mm}^2)$$

$$13 \times 52,46 = 681,98 \text{ kg/cm}^2 \quad (7 \text{ kg/mm}^2)$$

$$13 \times 129,21 = 1679,73 \text{ kg/cm}^2 \quad (17 \text{ kg/mm}^2)$$

CONTRAINTES NORMALES:

Les contraintes permanentes dans les torons sont donc:

$$\text{fils superieurs: } 138 - 16 - 6 = 116 \text{ kg/mm}^2$$

$$\text{fils intermediaires } 138 - 16 - 7 = 115 \text{ kg/mm}^2$$

$$\text{fils inferieurs } 138 - 16 - 17 = 105 \text{ kg/mm}^2$$

l'effort total dans les torons devient:

$$F = 2 A (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = 2 \cdot 3,52 (116 + 115 + 105) = 236,544 \text{ t}$$

$$\text{l'excentricité } e = \frac{\sum F_i x_i}{\sum F_i} = \frac{2 \cdot 352 [105 (-72,47) + 115 (-38,47) + 116 \cdot 34,53]}{2 \cdot 352 (105 + 115 + 116)}$$

$$e = -24 \text{ cm}$$

* La precontrainte permanente devient:

$$\sigma_0 = \frac{F}{S} \left(1 + \frac{e}{l^2} v\right) = \frac{236544}{3465} \left(1 - 24 \cdot \frac{43,2}{1443}\right) = 19,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_0 = \frac{F}{S} \left(1 - \frac{e}{l^2} v'\right) = \frac{236544}{3465} \left(1 + 24 \cdot \frac{76,8}{1443}\right) = 175,5 \text{ kg/cm}^2$$

* contraintes dues aux charges:

$$\sigma_G = \frac{M_G v}{I} = \frac{129 \cdot 10^5 \cdot 43,2}{5 \cdot 10^6} = 111,456 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_G = -\frac{M_G v'}{I} = -\frac{129 \cdot 10^5 \cdot 76,8}{5 \cdot 10^6} = -168,144 \text{ kg/cm}^2$$

* contraintes dues aux surcharges:

$$\sigma_S = \frac{M_S v}{I} = \frac{18,56 \cdot 10^5 \cdot 43,2}{5 \cdot 10^6} = 15,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_S = -\frac{M_S v'}{I} = -\frac{18,56 \cdot 10^5 \cdot 76,8}{5 \cdot 10^6} = -29,42 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes resultantes:

$$\bar{\sigma}_0 \text{ vide } \sigma_0 + \sigma_G = 19,2 + 111,456 = 130,656 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_0 + \sigma'_G = 175,5 - 168,144 = +7,356 \text{ kg/cm}^2$$

118

en charge. $\sigma_0 + \sigma'_0 + \sigma'_s = 130,656 + 15,57 = 146,226 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma'_0 + \sigma'_0 + \sigma'_s = 16,776 \text{ kg/cm}^2.$$

Ces contraintes restent satisfaisantes

$$\bar{\sigma} = 0,42 \sigma_{28} = 0,42 \cdot 500 = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_n = 0,42 \sigma'_n = 0,42 \left(7 + \frac{6}{100} \sigma_{28} \right) = 0,42 \cdot 37 = 15,54 \text{ kg/cm}^2$$

18 FLECHES et CONTRE-FLECHES

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut. (contre-flèches).

* flèche du poids propre:

$$f_g = \frac{5g l^4}{384EI}$$

- on suppose $E = E_r = 1,57 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$
- $g = 1,146 \text{ t/ml}$
- $l = 30 \text{ m}$
- $I = 4,98 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$$f_g = \frac{5 \cdot 11,46 \cdot (3000)^4}{384 \cdot 1,57 \cdot 10^5 \cdot 4,98 \cdot 10^6}$$

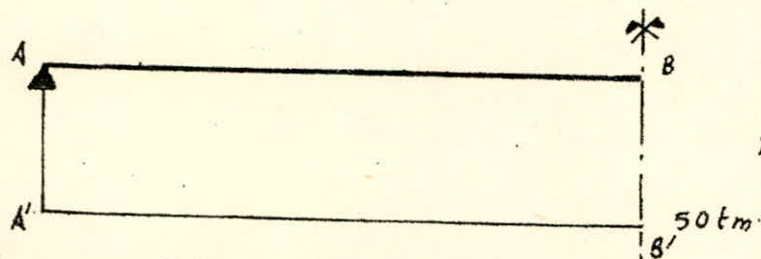
$$f_g = 15,46 \text{ cm.}$$

* flèche de precontrainte:

Traçons le diagramme des moments (constants) de precontrainte; la contrainte dans les fils au milieu est $\sigma_a = 138,12 \text{ kg/mm}^2$.

Diagramme du moment de precontrainte.

SECTION	N [t]	e [cm]	$M_p = Ne$ [tm]
MÉDIANE	291,6	17,15	50
QUART	291,6	17,15	50
ABOUT	291,6	17,15	50



Le moment statique par rapport à AA' est:

$$\int_0^{e/2} Mx dx = S \cdot v = -(50 \cdot 15) \cdot \frac{15}{2} = -5625 \text{ tm.} \quad \text{ou } S = \text{Aire AA'B'B' de } M_p$$

on a donc comme flèche de precontrainte:

v : Distance du CDG.

$$\int_0^{l/2} \frac{Mx dx}{EI} = -\frac{5625}{1,57 \cdot 10^6 \cdot 0,0498}$$

$$f_p = -19,90 \text{ cm}$$

c'est contre flèche dirigée vers le haut.

* flèche de construction:

On adoptera pour le coffrage une flèche de construction f_c vers le bas égale à:

$$f_c = \frac{3}{4} (|f_p| - |f_g|) = \frac{3}{4} (19,90 - 15,46)$$

$$f_c = 3,33 \text{ cm}$$

* flèche des surcharges:

Nous prendrons $E = E_i = 4,7 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$.

$$f_Q = \frac{5q l^4}{384 E_i I} = \frac{5 \cdot 1,65 \cdot (3000)^4}{384 \cdot 4,7 \cdot 10^5 \cdot 498 \cdot 10^6}$$

$$f_Q = 0,74 \text{ cm}$$

On aura en définitive:

- en service à vide:

$$f = f_p + f_g + f_c = -19,90 + 15,46 + 3,33$$

$$f = -1,11 \text{ cm}$$

- en service en charge:

$$f = f_p + f_g + f_c = -1,11 + 0,74$$

$$f = -0,37 \text{ cm}$$

Rotations d'appuis:

* Rotation d'appui sous poids propre:

$$\beta_g = \frac{g l^3}{24 E I} = \frac{1,146 \cdot 30^3}{24 \cdot 1,57 \cdot 10^6 \cdot 0,0498} = 0,01649 \text{ rd}$$

$$\beta_g = 1,65 \cdot 10^{-2} \text{ rd}$$

* Rotation d'appui sous surcharges:

$$\beta_Q = \frac{q l^3}{24 E I} = \frac{0,145 \cdot 30^3}{24 \cdot 4,7 \cdot 10^5 \cdot 0,0498} = 2,4 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\beta_Q = 2,4 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

La rotation sous précontrainte étant nulle : $\beta_p = 0$.

Rotation totale résultante:

* En service à vide: $\beta = \beta_g = 1,65 \cdot 10^{-2} \text{ rd.}$

* En service en charge: $\beta = \beta_g + \beta_q = 1,65 \cdot 10^{-2} + 2,14 \cdot 10^{-3} = 1,89 \cdot 10^{-2} \text{ rd.}$

Déplacement d'appui

* Déplacement dû à la rotation

$$\Delta_{\beta} = \beta \frac{h}{2} = 1,89 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{120}{2} = 1,134 \text{ cm.}$$

* Déplacement dû au retrait:

$$\Delta_r = 3 \cdot 10^{-4} \frac{\ell}{2} = 3 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{3000}{2} = 0,45 \text{ cm.}$$

* Déplacement dû à la variation de température:

$$\Delta_t = \pm \frac{\ell}{10000} = \pm \frac{3000}{10000} = \pm 0,3 \text{ cm}$$

* Déplacement dû au fluage:

$$\Delta_f = \frac{\ell}{2} \cdot \frac{\sigma'_m}{E_v}$$

σ'_m = valeur moyenne entre la contrainte de compression de la F.I au milieu (σ'_m) et celle d'appui σ'_A :

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_m + \sigma'_A}{2} = 127,1 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\Delta_f = \frac{3000}{2} \cdot \frac{127,1}{1,57 \cdot 10^5} = 1,2 \text{ cm.}$$

Déplacement total:

$$\Delta_{\max} = \Delta_{\beta} + \Delta_r + \Delta_f + \Delta_t = 1,134 + 0,45 + 0,3 + 1,2$$

$$\Delta_{\max} = 3,08 \text{ cm.}$$

Les poutres sont préfabriquées et posées sur leurs appuis après mise en précontrainte, le déplacement à prendre en compte est inférieur à Δ_{\max} , soit approximativement:

$$\Delta = \frac{2}{3} (\Delta_{\beta} + \Delta_r + \Delta_f) + \Delta_t = 2,02156$$

soit $\Delta = 2,156 \text{ cm}$

CHARGES VERTICALES

Le calcul des portiques sous les charges verticales se fait avec la méthode exacte de CROSS.

Principe de la méthode: lorsque dans une barre partiellement ou totalement encastrée on connaît les moments de flexion agissant, par les formules classiques de la RDM, on peut calculer les éléments de réduction (M, N, T) en toute section de la barre. Il est donc utile de commencer par calculer les moments d'encastrement. La méthode de CROSS oeuvre dans ce sens, par des approximations successives simples.

• Conventions de signe.

Cette convention de signe permet de tracer la ligne moyenne déformée de chaque barre



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

Pratiquement nous aurons toujours à effectuer 4 opérations :

1. Calculer les raideurs des barres ($\frac{EI}{L}$ ou $\frac{2EI}{L}$)
2. Calcul des coefficients de répartition des barres.
3. Calcul des moments d'encastrement parfaits des barres.
4. Répartition et transmission des moments d'après un tableau

Dans notre cas, on a des portiques symétriques et chargés symétriques. Pour les portiques où le nombre de travées est pair, il y a lieu de considérer la moitié du portique en supprimant la barre coïncidant avec l'axe de symétrie puisqu'elle ne supporte aucun moment.

Nbre de travées impair: on se contentera d'étudier la moitié de la structure en attribuant à la poutre de la travée centrale les moments correspondant à leur portée réelle, mais on lui attribue une raideur égale à la moitié de sa raideur réelle.



Portique "L1" sous "G"

POURCES	EFFORTS	1-2	2-3	3-4	4-5	5-10	6-11	7-12	8-13	9-14	10-15
N [F]	44,03	44,03	44,03	44,03	44,03	44,03	44,03	44,03	44,03	44,03	44,03
T _H -T _S [F]	5,90	5,90	5,90	5,90	5,90	5,90	5,90	5,90	5,90	5,90	5,90
M _F [tm]	-2,1458	-2,1458	-2,1458	-2,1458	-2,1458	-2,1458	-2,1458	-2,1458	-2,1458	-2,1458	-2,1458
M _S [tm]	10,1428	10,1428	10,1428	10,1428	10,1428	10,1428	10,1428	10,1428	10,1428	10,1428	10,1428
M _N [tm]	-15,035	-15,035	-15,035	-15,035	-15,035	-15,035	-15,035	-15,035	-15,035	-15,035	-15,035
POURCES	1-6	2-7	3-8	4-9	5-10	6-11	7-12	8-13	9-14	10-15	

POURCES	EFFORTS	1-2	2-3	3-4	4-5	5-7	7-8	8-9	9-10
T _e [F]	22,395	27,026	29,074	23,705	15,069	14,589	14,589	14,589	14,034
T _M [F]	23,705	29,074	27,026	32,395	14,034	14,589	14,589	14,589	15,069
M _F [tm]	26,898	19,428	19,428	26,898	7,819	7,314	7,314	7,314	7,819
M _e [tm]	-44,20	-32,474	-38,620	-15,055	-15,564	-14,627	-14,627	-14,627	-12,448
M _N [tm]	-15,035	-38,620	-22,474	-4,420	-12,448	-14,355	-14,627	-14,627	-15,564
POURCES	1-2	2-3	3-4	4-5	5-7	7-8	8-9	9-10	

Efforts	Avoir				Poteaux			
	2-3	3-4	4-5	5-6	2-4	3-5	4-6	5-7
M ₀ (M) [M]	-7,45	-4,66			-7,45	-8,66	9,02	8,64
M ₁ [M]	8,26	5,49						
M ₂ (M) [M]	-9,02	-5,64			+3,73	2,53	-4,53	2,82
T ₀ (T) [T]	8,45	5,27			2,33	1,45	4,1	2,66
T ₁ (T) [T]	24,05	9,78			2,33	1,45	4,1	2,66
N [N]					42,8	2,92	4,85	8,96
N [N] (G)					85,4	7,00	41,9	44,97

Portique To' sans G.

efforts	POUTRES				POTEAUX			
	1-2	2-3	3-4	4-5	1-3	1-4	2-5	2-6
M ₀ (M)	-4,512	-6,995	-3,766	-4,487	-1,887	-3,1	0,5	0,8
M ₁ (M)	-7,217	-4,487	-3,466	-6,985	-4,512	4,55	0,25	-0,4
M ₂ (M)	4,458	2,856	4,746	3,956	4,455	-0,387	0,485	0,2
T ₀ (T) [T]	4,734	6,462	6,688	5,215	6,642	3,1	0,49	0,8
T ₁ (T) [T]	6,642	5,215	5,588	4,462	4,734	3,1	0,49	0,8
N [N]						19,54	33,68	33,68
N [N] (G)						33,68	33,68	33,68

Portique "L2" sous "G"

Efforts	POUTRES				POTEAUX				
	1-2	2-3	3-4	4-5	1-6	2-7	3-8	4-9	5-10
$M_W (M_N) [tm]$	-9,378	-40,52	-31,49	-42,545	-9,378	4,689		-2,025	9,378
$M_e (M_s) [tm]$	-42,545	-31,49	-40,52	-9,378	4,689	1,014		1,014	4,689
$M_t [tm]$	29,014	18,97	18,97	29,014					
$T_W (T_N) [t]$	22,522	29,555	26,545	33,578	1,393	0,301		0,301	1,393
$T_e (T_s) [t]$	33,578	26,545	29,555	22,522	1,393	0,301		0,301	1,393
$N [t]$					46,035	96,646	76,603	86,646	46,035

Portique "L2" sous "P"

Efforts	Poutres				Poteaux				
	1-2	2-3	3-4	4-5	1-6	2-7	3-8	4-9	5-10
$M_W (M_N) [tm]$	-1,2	-4,9	-4,0	-6,2	-1,2	0,26		-0,26	1,2
$M_e (M_s) [tm]$	-5,2	-4,0	-4,9	-1,2	0,5	-0,2		0,2	0,5
$M_t [tm]$	4,75	6,3	6,3	4,75					
$T_W (T_N) [t]$	2,71	3,225	3,525	4,01	0,3				0,3
$T_e (T_s) [t]$	4,01	3,525	3,225	2,71	0,3				0,3
$N [t]$					2,71	7,265	6,78	7,265	2,71

POUTRES Efforts	1-2	2-3	3-4	4-5	6-7	7-8	8-9	9-10
M _w [tm]	-2,1	-4,52	-4,12	-4,8	-2,74	-4,19	-4,01	-4,63
M _e [tm]	-4,8	-4,12	-4,52	-2,1	-4,63	-4,01	-4,19	-2,74
M _t [tm]	3,3	2,43	2,43	3,3	2,655	2,02	2,02	2,655
T _w [t]	2,925	3,175	3,575	3,825	3,765	4,05	4,11	4,305
T _e [t]	3,825	3,575	3,175	2,925	4,305	4,11	4,05	3,765

Poutres Efforts	1-6	2-7	3-8	4-9	5-10	6-11	7-12	8-13	9-14	10-15
M _N [tm]	-2,1	0,28		-0,28	2,1	-0,4	0,1		-0,1	0,4
M _S [tm]	1,86	-0,34		0,34	-1,86	0,9	-0,05		0,05	-0,9
M _E [tm]										
T _w =T _S [t]	0,82				0,82	0,65				0,65
N [t]	2,925	7,0	6,76	7,0	2,925	6,60	15,445	14,92	15,445	6,60

Portique 1^{er} sous "D" 25

Etude Au Vent

26

Introduction:

L'étude au vent sera menée suivant le règlement en vigueur NV65 qui stipule:

- la direction du vent est supposée horizontale, la pression engendrée est fonction de
 - la vitesse du vent
 - la catégorie de la construction et ses proportions d'ensemble
 - l'emplacement de l'élément considéré dans la construction et son orientation par rapport au vent.

Pression dynamique:

L'action élémentaire unitaire exercée par le vent sur une face d'un élément est donnée par le produit $q \cdot c$.

$$q = \frac{v^2}{16,3} \quad [\text{daN/m}^2]. \quad v = [\text{m/s}]. \quad q: \text{pression dynamique} = f(v).$$

c : coeff de pression. fonction de l'emplacement de l'élément par rapport au vent.
sur pression $c > 0$
dépression $c < 0$

$$\begin{array}{ll} \text{face au vent} & c_e = +0,8. \\ \text{" sous vent} & c_e = -0,5. \\ \text{Action interne} & c_i = \pm 0,5 \end{array}$$

$$\text{Coefficient résultant} \quad C = c_e - c_i = 0,8 - (-0,5) = 1,3.$$

Conformément aux règles NV65, on doit envisager dans les calculs une pression dynamique normale et une pression dynamique extrême de telle sorte que $q_e = 1,75 q_n$.

Surcharges dues au vent

$$q_e = q_H \cdot k_m \cdot k_s \cdot c \cdot \delta \cdot \beta_e.$$

$$q_n = q_H \cdot k_m \cdot k_s \cdot c \cdot \delta \cdot \beta_n.$$

où:

$$q_H = q_{10} \frac{2,5 (H+18)}{H+60}$$

$$q_{10} = 90 \text{ kg/m}^2 \quad \text{pression dynamique de base } H=10\text{m}.$$

Pour notre cas $H = 10,8 \text{ m}$:

$$q_H = 90 \cdot \frac{2,5 (10,8+18)}{10,8+60}$$

$$\boxed{q_H = 91,53 \text{ kg/m}^2}$$

• k_s : coefficient de site.

$$\boxed{k_s = 1,25}$$

Notre construction sera édifiée sur un site exposé

• K_m : coefficient de masque.

$K_m = 1$. constructions environnantes n'ont pas d'effet sur la salle.

• δ : effet de dimensions; tenant compte de la surface sollicitée:

• vent dans le sens transversal: $\delta = 0,74$

• vent dans le sens longitudinal $\delta = 0,74$

• β : coefficient dynamique: $\beta = \theta \cdot (1 + \xi \tau)$

θ : coefficient global dependant du type de construction

ξ : coefficient de reponse donne en fonction de T du mode fondamental.

τ : coefficient de pulsation, calcule à chaque niveau.

on prend: $\tau = 0,358$. $\theta = 0,7$

• $T = \frac{0,09 \cdot H}{\sqrt{L}}$ (contreventement - portique).
 $H = 10,8 \text{ m}$.

$L_e = 24 \text{ m} \rightarrow T_e = 0,198 \text{ s} \rightarrow \xi_e = 0,188$

$L_e = 30,5 \text{ m} \rightarrow T_e = 0,176 \text{ s} \rightarrow \xi_e = 0,175$

$\beta_e = 0,7 (1 + 0,188 \cdot 0,358) = 0,747$

$\beta_e = 0,7 (1 + 0,175 \cdot 0,358) = 0,744$

Pour simplifier le calcul on considère un diagramme moyen uniforme d'où

$q_m = \frac{q_H + q_{10}}{2} = \frac{91,53 + 90}{2} = 90,765 \text{ kg/cm}^2$

$q_e = 81,53 \text{ kg/m}^2$

$q_e = 81,20 \text{ kg/m}^2$

Force revenant à chaque côté

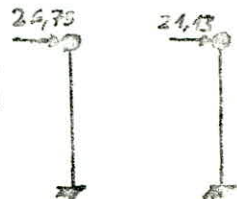
sens longitudinal: Section sollicitée $S = 20,5 \times 10,8 = 329,4 \text{ m}^2$.

$F_e = q_e S = 81,20 \times 329,4 = 26,75 \text{ t}$

$F_{ext} = 46,81$

sens transversal: $S = 24 \times 10,8 = 259,20 \rightarrow F_e = 21,13 \text{ t}$

$F_{ext} = 36,98 \text{ t}$



ETUDE au SEISME

Generalités

Le seisme par ses secousses, engendre dans les constructions des accélérations atteignant parfois l'ordre de grandeur de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$). De ces accélérations résultent des forces, pouvant s'exercer dans des directions quelconques.

Une grande partie de L'ALGERIE est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques, dont l'intensité est suffisante pour causer d'importants dommages et ruines des constructions. Par conséquent, elles doivent être construites de manière adéquate pour résister à ces efforts.

Recommandations pour la conception des constructions (zone sismique)

- Réduire autant que possible la hauteur du bâtiment ainsi que le rapport de l'hauteur avec la largeur.
- Eviter les ensembles mal équilibrés en hauteur ou en Inertie et les éléments de construction mal liés à l'ossature.
- Prevoir des fondations soigneusement chaînées et engagées dans le sol afin de résister aux efforts de soulèvements dus au seisme.
- Eviter les ouvertures de très grandes dimensions.
- Autour des ouvertures, il faut prévoir des encadrements armés à l'ossature.
- Assurer l'indeformabilité de l'ensemble par des contreventements dans tous les sens.

Règlement utilisé:

L'étude sismique se fera avec les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 81) version 83, en vigueur et ceci dans le but de faire une étude basée sur les observations et les analyses déjà faites sur la sismicité de L'ALGERIE.

Calcul sismique:

l'effort sismique horizontal agissant suivant chacun des axes principaux de la structure est donné par la formule suivante

$$V = (ABDQ) W$$

1. Coefficient d'accélération de la zone: A

Il dépend du groupe d'usage;

$$\left. \begin{array}{l} \text{- groupe d'usage 2} \\ \text{- zone sismique I} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,08g$$

2. facteur d'amplification dynamique

Il dépend du type de sol et de la période du bâtiment. on a une structure auto-stable. capable de reprendre à 100% les efforts horizontaux. la période est alors: (Art 3-3-1-22).

$$T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L}}$$

H: hauteur totale du bâtiment.

L: longueur du bâtiment dans le sens considéré

sens transversal.

$$H = 10,8 \text{ m}$$

$$L_t = 30,5 \rightarrow T_t = 0,176 \text{ s}$$

$$D_t = 2$$

sens longitudinal.

$$H = 10,8 \text{ m}$$

$$L_l = 24,25 \text{ m} \rightarrow T_l = 0,198 \text{ s}$$

$$D_l = 2$$

3. Facteur de comportement de la structure "B"

Il dépend du type de structure et la nature de ses contreventements. on a une structure auto-stable. d'après le tableau N°2.

$$B = 0,25$$

4. Facteur de qualité "Q"

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \quad \text{avec } 1 \leq Q \leq 1,6$$

P_q : Pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q .

P_1 : critère de files porteuses

P_2 : " de surabondance en plan

P_3 : " de symétrie en plan

P_4 : " de régularité en élévation

P_5 : " de contrôle de la qualité des matériaux de construction

P_6 : " " " " de la construction

$$P_1 = P_3 = P_5 = P_6 = 0,1$$

$$P_2 = P_4 = 0$$

$$\Rightarrow Q = 1,4$$

5. Poids "W"

$$W = G + \frac{1}{2} P$$

P: surcharges d'exploitation

G: poids de la structure.

$$W = 1216,11 \text{ t}$$

$$V_l = V_t = 0,08 \cdot 2 \cdot 0,25 \cdot 1,4 \cdot 1216,11$$

$$V_l = V_t = 68,1 \text{ t}$$

Portique transversal: $W = 170 \text{ t}$.

d'où $V_L = 0,08 \cdot 2 \cdot 0,25 \cdot 1,4 \cdot 170$.

$V_L = 9,52 \text{ t}$

Distribution en hauteur des forces latérales:

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

$$V = F_t + \sum F_i$$

avec F_t force concentrée au sommet de la structure. et est donnée par

$$F_t = \begin{cases} 0,07 T V & \text{si } T > 0,7 \text{ s} \\ 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

La partie restante de l'effort est distribuée sur la structure suivant la formule:

$$F_k = (V - F_t) \frac{W_k h_k}{\sum W_i h_i}$$

F_k : effort horizontal au niveau k .

W_k : charge au niveau k

Dans notre cas $T < 0,7 \text{ s} \rightarrow F_t = 0$

$$F_k = V \frac{W_k h_k}{\sum W_i h_i} \quad V = \frac{68,1}{5} = 13,7 \text{ t} \quad (\text{sportique transversaux})$$

Niveau	h_k [m]	W_k [t]	$h_k W_k$ [tm]	F_k [t]
I	9,6	343,36	3325	9,58
II	4	357	1428	4,12

Distribution suivant le sens longitudinal.

$$V_L = \frac{V}{2} = \frac{68,1}{2} = 34,05 \text{ t}$$

Niveau 1 $\rightarrow F_1 = 23,82 \text{ t}$

Niveau 2 $\rightarrow F_2 = 10,23 \text{ t}$

CHARGES HORIZONTALES - Calcul des Efforts

La méthode utilisée est celle de BOWMAN qui permet d'obtenir des résultats voisins de ceux obtenus en utilisant des méthodes exactes. Les conditions de son application sont remplies :

1. Les poteaux encastrés aux extrémités
2. Poteaux d'un même étage ont la même hauteur.
3. Les raideurs des travées de poutres porteuses // aux forces appliquées sont supérieures au $\frac{1}{5}$ de la raideur du poteau le plus raide.

Poutre : $50 \times 60 \times 550$

Poteau $50 \times 50 \times (9,1 \text{ ou } 5,4)$.

A. Moments :

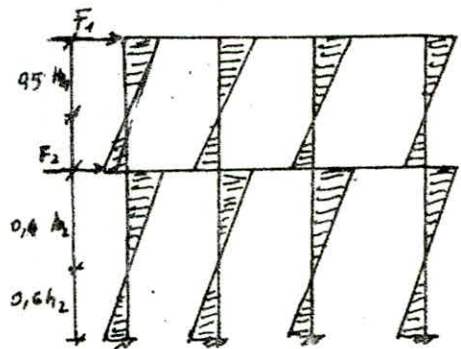
Le moment en tête du poteau "i" est :

$$M_{iN} = f_i \alpha h \quad \text{ou } \alpha = 0,4 \rightarrow 0,5.$$

avec :

$$f_i = F \frac{\beta I_i}{\sum I_i} \quad \beta = \begin{cases} 0,8 & \text{poteau dérivé} \\ 1 & \text{poteau central} \end{cases}$$

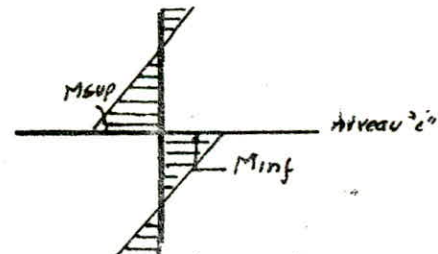
$$\sum I_i = 0,8 I_1 + I_2 + I_3 + \dots + I_{n-1} + 0,8 I_n.$$



Les moments dans les poutres se répartissent suivant leurs raideurs :

$$M_d = - (M_{sup} + M_{inf}) \frac{K_d}{K_d + K_g}$$

$$M_g = - (M_{sup} + M_{inf}) \frac{K_g}{K_d + K_g}$$



où M_d, M_g : Moments repris respectivement par la poutre de droite et de gauche.

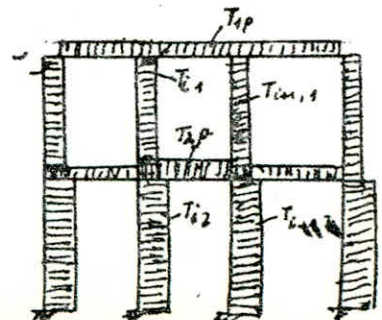
$K_d = \frac{I_d}{l_d}$; $K_g = \frac{I_g}{l_g}$; Raideurs des poutres de droite et de gauches.

dans notre cas : $K_d = K_g = 1686,36 \text{ cm}^2$.

$$\text{d'où } M_d = M_g = - \frac{(M_{sup} + M_{inf})}{2}$$

B. EFFORTS TRANCHANTS :

L'effort tranchant total à chacun des niveaux se partage proportionnellement aux inerties des poteaux.



Poteau "i" niveau 1: $T_{i1} = \frac{F_i \beta I_i}{\sum I_i}$ β et $\sum I_i$ définis précédemment

niveau 2: $T_{i2} = (F_1 + F_2) \frac{\beta I_i}{\sum I_i}$

Poutre "i" $T = \frac{M_{ei} + M_{wi}}{l_i}$ l_i : portée de la poutre i

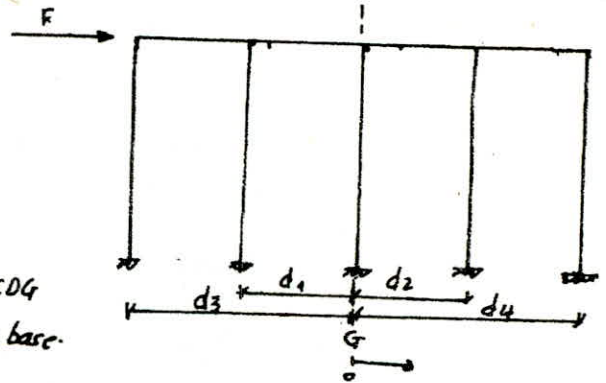
C. EFFORT NORMAL:

Pour déterminer les poteaux soumis à la traction et ceux soumis à la compression, on assimile le portique à 1 poutre soumise à 1 force horizontale F .
Donc il faut trouver l'axe neutre de notre portique qui n'est autre que le C.D.G. des poteaux. (l'axe neutre)

L'effort normal est donné par:

Poteau - i: $f_i = \frac{Fh \cdot d_i \cdot S_i}{\sum S_i d_i^2}$

ou d_i : distance du poteau "i" au C.D.G.
 S_i : section du poteau "i" à la base.



Dans le cas de plusieurs niveaux: $f_i = \frac{(\sum F_j h_j) \cdot d_i \cdot S_i}{\sum S_i d_i^2}$

Le calcul des portiques transversaux, ne remplissant les conditions de BOWMAN, seront calculés avec la méthode des déplacements.

Les résultats obtenus sont réunis dans les tableaux ci-joints.

EFFORTS.	POUTRES				POTEAUX.				
	1-2	2-3	3-4	4-5	1-6	2-7	3-8	4-9	5-10
M_W/M_N [tm]	23,92	14,95	14,95	14,95	23,92	29,90	29,90	29,90	23,92
M_e/M_s [tm]	-14,95	-14,95	-14,95	-23,92	-35,88	-44,84	-44,84	-44,84	-35,88
M_t [tm]	2,243			-2,243	-5,98	-7,47	-7,47	-7,47	-5,98
T_w/T_N [t]	6,478	4,983	4,983	6,478	5,92	7,140	7,140	7,140	5,92
T_e/T_s [t]	6,478	4,983	4,983	6,478	5,92	7,140	7,140	7,140	5,92
N [t]					-11,51	-5,73		5,73	11,51

Portique longitudinal "L2"

34
Partique transversal T_1^0 sous SH

effab / poteaux	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M_w [tm]	5,49	3,44	3,44	3,44	3,44
M_e [tm]	-3,44	-3,44	-3,44	-3,44	-5,69
M_t [tm]	1,025				-1,025
T_w [t]	1,488	1,147	1,147	1,147	1,488
T_e [t]	1,488	1,147	1,147	1,147	1,488

effab / poteaux	1-7	2-8	3-9	4-10	5-11	6-12
M_w [tm]	5,49	6,87	6,87	6,87	6,87	5,49
M_s [tm]	2,24	-10,30	-10,30	-10,30	-10,30	-2,24
M_e [tm]	-1,375	-1,715	-1,715	-1,715	-1,715	-1,375
T_w [t]	1,36	1,70	1,70	1,70	1,70	1,36
T_s [t]	1,36	1,70	1,70	1,70	1,70	1,36
N [t]	-2,29	-1,37	-0,46	0,46	1,37	2,29

Partique transversal T_2^0 sous SH

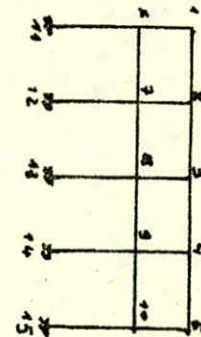
effab	poutre		poteaux			
	2-3	1-2	2-4	3-5	6-7	
M_N/M_w (t)	46,54	0	13,526	3,60	0	48,17
M_s/M_e (t)	4,54	47,22	51,28	-16,24	48,17	33,88
M_t (tm)	21,47	-25,2				
T_N/T_w (t)	8,715	6,23	13,61	3,26	3,53	4,8
T_s/t_e (t)	8,715	6,23	13,61	3,26	3,53	4,8
N (t)	0,224		0,63	8,08	9,63	0



POUTRES EFFORTS	1-2	2-3	3-4	4-5	6-7	7-8	8-9	9-10
M_W [tm]	10,97	6,86	6,86	6,86	22,34	13,97	13,97	13,97
M_e [tm]	-6,86	-6,86	-6,86	-10,97	-13,97	-13,97	-13,97	-22,34
M_t [tm]	2,055			-2,055	4,185			-4,185
T_W [t]	2,972	2,287	2,287	2,972	6,052	4,657	4,657	6,052
T_e [t]	2,972	2,287	2,287	2,972	6,052	4,657	4,657	6,052

POTEAUX EFFORTS	1-6	2-7	3-8	4-9	5-10	6-11	7-12	8-13	9-14	10-15
M_N [tm]	10,97	13,73	13,73	13,73	10,97	11,37	14,21	14,21	14,21	11,37
M_s [tm]	-10,97	-13,73	-13,73	-13,73	-10,97	-17,05	-21,31	-21,31	-21,31	-17,05
M_t [tm]										
T_N [t]	4,14	5,18	5,18	5,18	4,14	5,92	7,40	7,40	7,40	5,92
T_s [t]	4,14	5,18	5,18	5,18	4,14	5,92	7,40	7,40	7,40	5,92
N [t]	-4,21	-2,10		2,10	4,21	-9,66	-4,83		4,83	9,66

$N > 0$ compression
 $N < 0$ traction

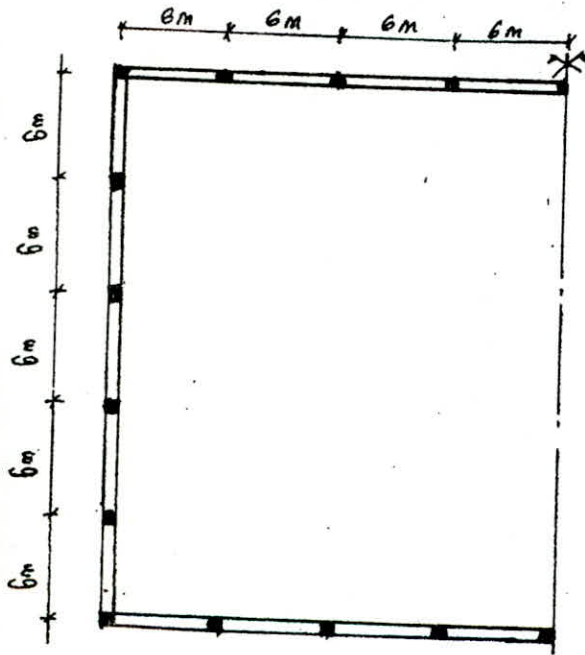


Portique longitudinal "1"

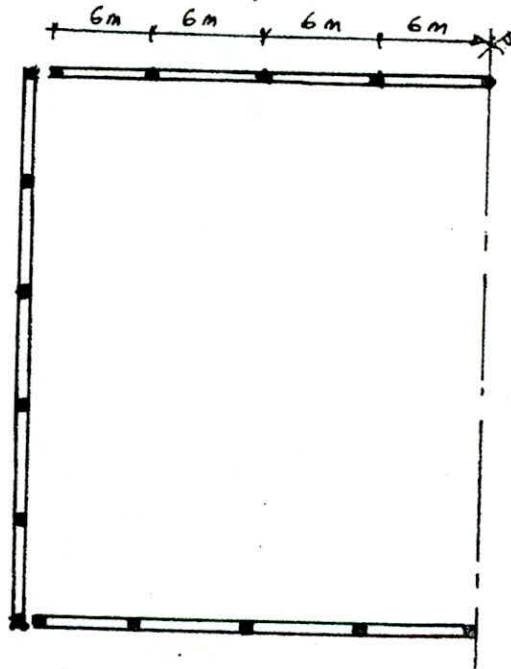
TORSION

Le calcul de l'excentricité avec la structure initiale, donnait une valeur relativement grande $e \approx 4m$, entraînerait un moment de torsion $M_T = Fe$ élevé, et par suite des efforts tranchants considérables aux poteaux.

Nous avons été amené à séparer les portiques transversaux de la structure, ce qui annulerait l'excentricité.



demi-structure initiale



demi-structure finale

SUPERPOSITION des EFFORTS.

Dans la justification de calcul relative à l'équilibre statique, à la résistance et à la stabilité de forme, on prend en compte les sollicitations dites totales pondérées définies comme suit:

• Sollicitations totales pondérées du 1^{er} genre:

$$S_1 = (G) + 1,2 (P) + (T)$$

$$S'_2 = (G) + (P) + (V) + (T)$$

• Sollicitations pondérées du 2^{ème} genre:

$$S_2 = (G) + 1,5 (P) + 1,5 (V) + (T)$$

$$S'_2 = (G) + (P) + \gamma_w (W) + (T)$$

$$S''_2 = (G) + (P) + (T) + (SI)$$

avec

(G) : sollicitation due à la charge permanente.

(P) : sollicitation due aux surcharges d'exploitation, y compris les majorations dynamiques éventuelles pour les effets dynamiques.

(V) : sollicitation due aux surcharges climatiques normales

(W) : sollicitation due aux surcharges climatiques extrêmes

γ_w : coefficient qui dépend des surcharges d'exploitation

(T) : sollicitation due aux effets de la température et du retrait

(SI) : sollicitation due au séisme.

Remarque:

Dans notre cas, les sollicitations dues aux effets de la température et au retrait ne sont pas à prendre en compte, car un joint est disposé à mi longueur

• la sollicitation pondérée du 1^{er} genre sera : $(G) + 1,2(P)$

• la sollicitation pondérée du 2^{ème} genre sera : $(G) + (P) + (SI)$

car l'effet du séisme est prépondérant

Les combinaisons du 2^{ème} genre données par le RPABT sont:

• pour les poutres $\begin{cases} (G) + (P) + (SH) \\ 0,8 (G) + (SH) \end{cases}$

• pour les poteaux $\begin{cases} (G) + (P) + 1,2(SH) \\ 0,8(G) + (SH) \end{cases}$

Moments en travées (CCBAGB Art A12):

Pour déterminer les moments en travées, on trace la courbe des moments de la travée indépendante, complète de portée (L) avec les charges permanentes puis avec les.



charges permanentes et les surcharges et par suite on prend comme ligne de fermeture :

• Pour les moments positifs celle qui joint les moments d'appuis minimums en valeur absolue.

• Pour les moments négatifs celle qui joint les moments d'appuis maximums en valeur absolue.

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

Moments en travée: "M_t"

$$\text{sous } (G) + 1,2(P) \longrightarrow M_t = M_0(G + 1,2P) - \frac{M_w(G) + M_c(G)}{2}$$

$$\text{sous } (G) + (P) + (\overrightarrow{SH}) \longrightarrow M_t = M_0(G + P) + M_t(\overrightarrow{SH}) - \frac{M_w(G) + M_c(G)}{2}$$

$$\text{sous } 0,8(G) + (\overleftarrow{SH}) \longrightarrow M_t = M_0(0,8G) + M_t(\overleftarrow{SH}) - \frac{M_w(G) + M_c(G)}{2}$$

Moments sur appui: "M_a"

$$\text{sous } (G) + 1,2(P) \longrightarrow M_a = M_a(G) + M_a(1,2P)$$

$$\text{sous } (G) + (P) + (\overrightarrow{SH}) \longrightarrow M_a = M_a(G) + M_a(P) + M_a(\overrightarrow{SH})$$

$$\text{sous } 0,8(G) + (\overleftarrow{SH}) \longrightarrow M_a = M_a(0,8G) + M_a(\overleftarrow{SH})$$

Effort tranchant:

$$\text{sous } (G) + 1,2(P) \longrightarrow T = T(G) + 1,2 T(P)$$

$$\text{sous } (G) + (P) + (\overrightarrow{SH}) \longrightarrow T = T(G) + T(P) + T(\overrightarrow{SH})$$

$$\text{sous } 0,8(G) + (\overleftarrow{SH}) \longrightarrow T = 0,8 T(G) + T(\overleftarrow{SH})$$

Portique longitudinal "L2"

		POUTRES				POTEAUX				
		1-2	2-3	3-4	4-5	1-6	2-7	3-8	4-9	5-10
G+1,2,P	M _w (MN)	-10,818	-46,4	-36,29	-48,785	+10,818	-2,337		+2,337	-10,818
	M _t									
	M _e (M _s)	48,795	-36,29	-46,4	-10,818	-10,818	+2,337		-2,337	+10,818
	TW Te					1,753	0,301		0,301	1,753
	N [T]					49,233	94,753	84,74	94,75	49,23
G+P+1,2,5H Poteaux G+P+5H Poutres	M _w (MN)	-13,342	-30,47	-20,54	-32,795	+13,342	+32,185	-29,90	+45,954	-30,691
	M _t									
	M _e (M _s)	-62,685	-50,44	-60,370	-84,580	-90,691	-45,954	-29,9	-32,185	-45,342
	TW Te					7,163	8,00	7,4	7,10	4,23
	N [T]					37,235	88,18	83,38	99,64	60,25
G+P+1,2,5H Poteaux G+P+5H Poutres	M _w (MN)	-34,50	-60,370	-50,44	-62,685	-34,498	-27,615	-29,90	-45,954	-30,691
	M _t									
	M _e (M _s)	-32,795	-20,54	-30,47	-13,342	41,07	43,726	44,84	32,185	13,342
	TW Te					4,23	7,1	7,4	7,12	4,23
	N [T]					60,25	99,64	83,38	88,18	37,235
0,8G+5H	M _w (MN)	+16,448	-17,47	-10,242	-19,09	-15,48	31,52	29,90	44,03	40,1
	M _t									
	M _e (M _s)	-48,99	-40,14	-47,37	-31,80	-31,69	-45,954	-29,90	-27,615	-34,498
	TW Te					7,034	7,64	7,4	7,16	4,82
	N [T]					25,32	63,59	61,28	75,05	48,34
0,8G+5H	M _w (MN)	-31,80	-47,37	-40,14	-48,99	32,36	-28,28	-29,90	-45,654	-31,62
	M _t									
	M _e (M _s)	+19,09	-10,242	-17,47	16,448	40,1	44,03	44,84	31,52	15,48
	TW Te					4,82	7,16	7,4	7,64	7,034
	N [T]					48,34	75,05	61,28	43,59	25,32

Portique Longitudinal "L 1."

Effort tranchant [t] - POUTRES -

POUTRES		$G+1,2P$	$G+P+\overline{SH}$	$G+P+\overline{SH}$	$0,8G+\overline{SH}$	$0,8G+\overline{SH}$
1-2	TW	27,216	29,602	23,658	24,149	18,546.
	Te	36,985	33,248	39,192	22,944	28,888
2-3	TW	32,884	34,536.	29,962.	25,546	20,972.
	Te	31,316.	28,314	32,888	19,534	23,94
3-4	TW	31,316.	32,888	28,314	23,94	19,334
	Te	32,884	29,69	34,536	20,972.	25,55
4-5	TW	36,985	39,192.	33,248	28,888	22,95
	Te	27,216	23,658	29,602	18,54	24,149
6-7	TW	18,069	23,848	11,744	17,24	5,173
	Te	20,343	13,412.	25,516	6,00	18,12.
7-8	TW	19,371	23,218.	13,904	16,266	6,952.
	Te	19,521	14,042	23,556	7,02.	16,33
8-9	TW	19,521	23,356.	14,042.	16,33.	7,014
	Te.	19,371	13,904	23,218	6,952.	16,27
9-10	TW	20,343	25,52.	13,412.	18,12.	6,00.
	Te.	18,069	11,744	23,848	5,173.	17,27

Portique longitudinal 'L1' - Poutres - moments [tm]

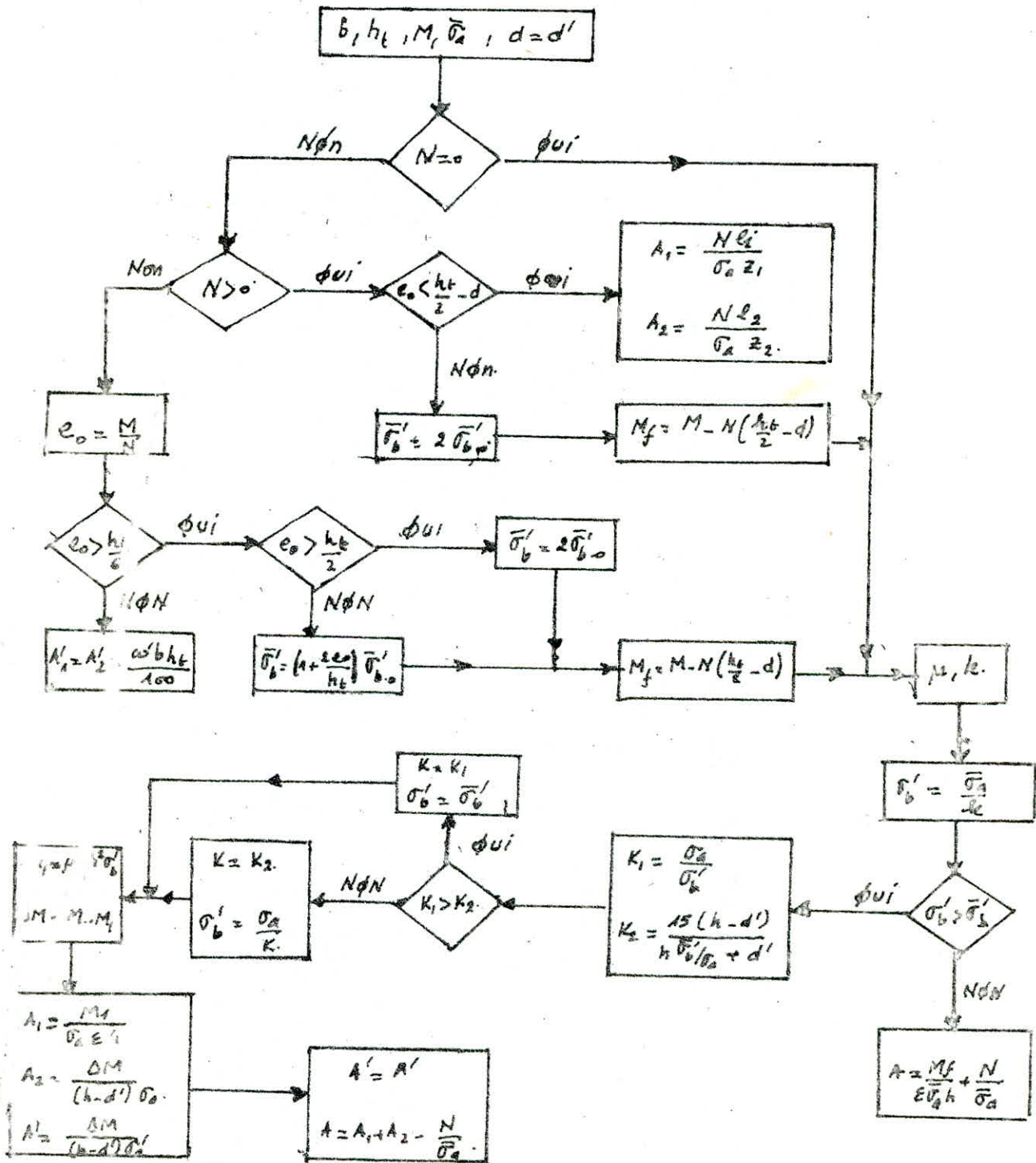
Poutres		G+12P	G+P+5H	G+P+5H	0,8G+5H	0,8G+5H
1-2	MW	-17,555	-6,165	-28,105	-1,05	-22,99
	Me	34,998	35,703	31,593	23,573	19,463
	Mc	-46,88	-52,78	-39,06	-39,756	-28,04
2-3	MW	-44,04	-36,28	-50,10	-24,036	-37,756
	Me	27,528	26,178	26,178	15,542	15,542
	Mc	-37,418	-29,734	-43,454	-32,839	-18,119
3-4	MW	-37,418	-43,454	-29,734	-19,119	-32,839
	Me	27,528	26,178	26,178	15,542	15,542
	Mc	-46,88	-50,00	-36,28	-37,756	-24,036
4-5	MW	-46,88	-39,06	-52,78	-26,036	-39,756
	Me	34,998	31,593	35,703	19,463	23,573
	Mc	-17,555	-29,105	-6,165	-22,99	-1,05
6-7	MW	-15,736	-7,152	-37,528	-12,382	-32,298
	Me	15,163	18,124	9,754	10,440	2,070
	Mc	-21,12	-34,164	-6,224	-26,421	-1,519
7-8	MW	-19,423	-4,615	-32,555	+2,454	-25,486
	Me	14,658	13,434	13,434	5,851	-5,851
	Mc	-18,439	-32,607	-4,667	+2,268	-25,486
8-9	MW	-19,439	-4,667	-32,607	-25,672	+2,268
	Me	+14,658	13,434	13,434	5,851	5,851
	Mc	-18,423	-32,555	-4,615	-25,486	+2,454
9-10	MW	-21,12	-6,224	-34,164	-1,519	-22,99
	Me	15,163	9,754	18,124	2,070	10,44
	Mc	-15,736	-37,528	+7,152	-39,756	-26,036

Poteaux →		1-6	2-7	3-8	4-9	5-10	6-11	7-12	8-13	9-14	10-15
G+1,2P	MN	-17,055	2,636		-2,836	17,055	-2,196	-0,17		-0,17	2,90
	M5	12,350	-1,627		1,627	-12,350	2,292	-0,084		0,084	-2,292
	I5=I4	6,872	0,744		0,744	6,872	1,506				1,506
	N	47,54	90,194	82,149	90,194	47,54	68,902	132,72	124,272	132,72	68,902
G+R425H	MN	-6,165	16,540	13,73	12,541	22,195	8,55	14,36	14,22	21,232	19,462
	M5	1,008	-4,1949	-13,73	-10,920	-28,105	-14,938	-21,384	-24,31	-14,06	-14,190
	I5=I4	10,850	4,435	6,48	5,924	2,53	7,206	7,40	7,40	7,40	4,544
	N	42,745	86,69	81,14	90,9	51,165	57,904	124,802	124,28	134,462	77,824
G+R425H	MN	-28,105	-10,920	-13,73	-14,1949	4,008	-14,19	-14,06	-14,21	-21,384	-14,538
	M5	22,848	12,541	13,73	16,510	-6,165	19,162	21,236	24,236	14,36	8,55
	I5=I4	2,53	5,924	5,18	4,436	10,850	4,544	7,40	7,40	7,40	7,206
	N	54,465	90,90	84,437	86,69	42,745	77,224	134,5	124,3	124,8	57,9
G+R425H	MN	-1,058	15,730	13,73	12,705	19,064	9,434	14,121	14,21	21,31	18,020
	M5	-2,872	-14,705	-13,73	-11,73	-22,1918	-16,08	-21,34	-24,31	-14,81	-13,506
	I5=I4	8,86	4,585	5,18	5,775	0,58	6,50	7,40	7,40	7,40	5,839
	N	34,04	63,34	50,5	67,535	39,43	39,04	86,52	84,85	96,18	58,86
0,8G+5H	MN	-22,998	-14,73	-13,73	-14,705	-2,196	-13,306	-14,21	-14,21	-21,32	-16,08
	M5	19,024	12,755	13,73	15,773	-1,058	18,02	21,31	21,32	14,21	9,434
	I5=I4	0,580	5,175	5,18	4,585	8,86	5,339	7,40	7,40	7,40	5,839
	N	39,43	63,55	59,5	63,34	34,014	58,36	96,18	94,95	86,52	39,04

Potique longitudinal "L1" M, N, T
 M [tm] N [tm]

FERRAILLAGÉ des Poutres et poteaux.

Pour le calcul du ferrailage, on a choisi la méthode de CHARON, dont voici l'organigramme de calcul, valable dans tous les cas de flexion composée et simple.



Ferraillage des poutres:

1. Armatures longitudinales:

Les poutres seront ferraillées à la flexion simple, l'effort normal étant négligé CCBA A15.

La section d'acier sera déterminée sous la plus défavorable des sollicitations du premier genre ($\max S_{P1}$) et du second genre $\max(S_{P2})$.

• si $\max [1,5 M(S_{P1}), M(S_{P2})] = 1,5 M(S_{P1}) \rightarrow$ on calcule A sous (S_{P1}) .

• si $\max [1,5 M(S_{P1}), M(S_{P2})] = M(S_{P2}) \rightarrow$ on calcule A sous (S_{P2})

Étapes de calcul:

a. Cas de moments négatifs (traction des fibres supérieures)

On calcule la section d'acier nécessaire A_{0sup} avec M_{sup}^{max} , soit A_1 la section supérieure minimale donnée par le RPA 81.

$$\text{alors } A^{sup} \geq \max (A_{0sup}, A_1).$$

b. Cas de moments positifs (traction de fibres inférieures)

• On détermine A_{0inf} avec M_{inf}^{max}

• soit A_2 la section minimale inférieure donnée le RPA 81.

• Et comme les sections sollicitées par des moments positifs, ce qui dans notre cas les armatures inférieures, seront soumises à une traction égale à $T + \frac{M}{z}$

$$A_{inf}^{min} \geq \frac{T + M/z}{\sigma_a}$$

la section d'armatures inférieures finales sera:

$$A_{inf} \geq \max (A_{0inf}, A_2, A_{inf}^{min})$$

2. Armatures transversales:

Leurs rôles est de reprendre l'effort tranchant dans les poutres et d'empêcher la fissuration. Elles sont calculées à l'effort de cisaillement maximum.

Contrainte de cisaillement maximale:

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b z}$$

$$\text{avec } z = \frac{7}{8} h$$

Contrainte admissible des armatures transversales

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

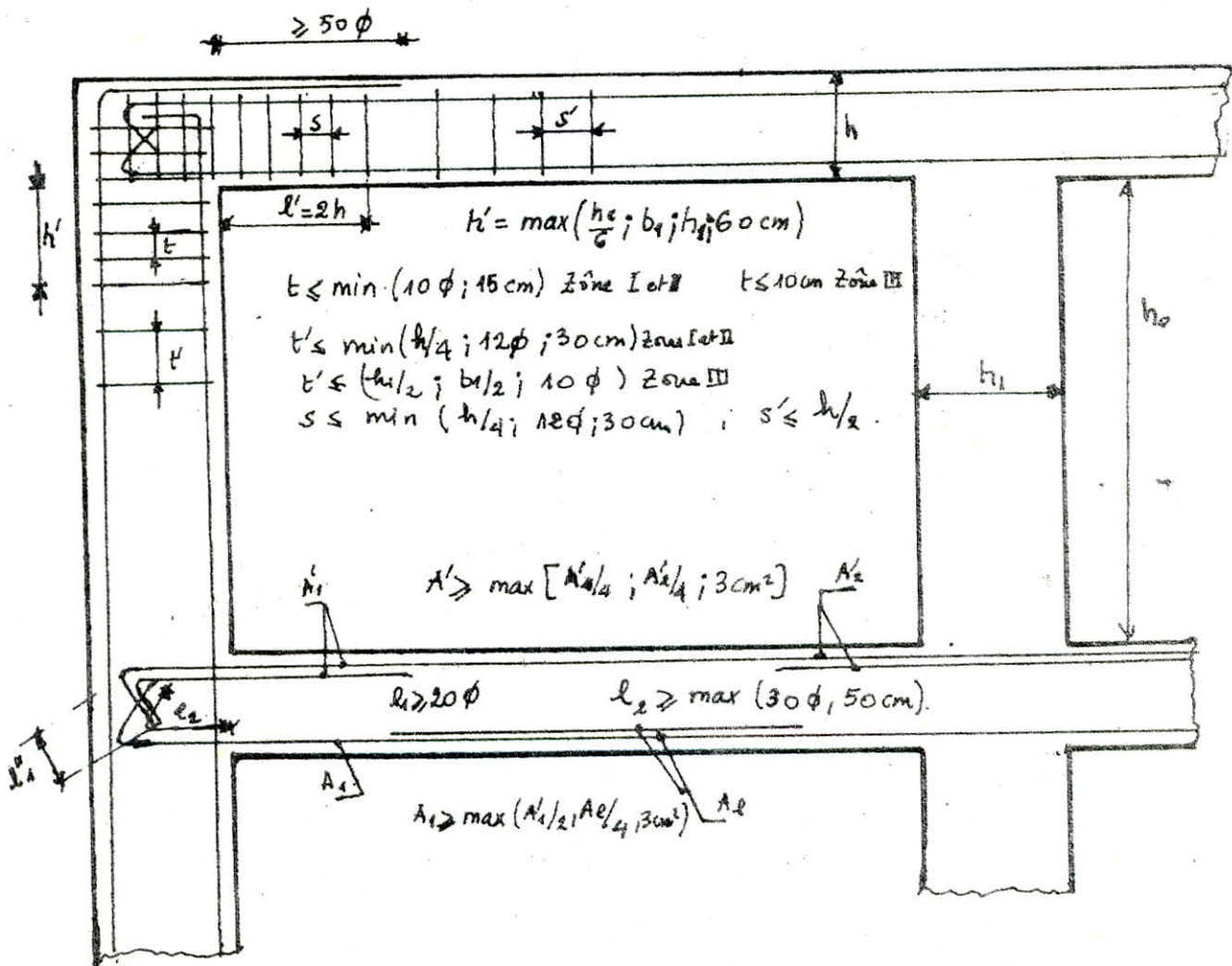
$\bar{\sigma}_{at} = \max [2/3, 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}] \sigma_{en}$ si on a reprise de bétonnage.

Contrainte admissible de cisaillement :

$$\bar{\tau}_b = \begin{cases} 3,5 \bar{\sigma}_b & \text{si } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b,0} \\ (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b,0}}) \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}'_{b,0} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b,0} \end{cases}$$

- si $\tau < 0,5 \bar{\sigma}_b$: Cadres et Etriers droits (verticaux)
- si $3,5 \bar{\sigma}_b < \tau < 5 \bar{\sigma}_b$: cadre et Etriers verticaux plus des barres inclinées
- si $\tau > 5 \bar{\sigma}_b$: on change la section

Recommandations et prescriptions relatives au ferrailage (RPA 84 Art 4.83-9)



Armatures longitudinales:

- le % total minimum sur toute la longueur de la poutre doit être de 0,3% pour les H.A et 0,15% pour les R.L.
- le % total maximum des aciers longitudinaux doit être de 2,5%.
- les poutres supportant les charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes supérieures et inférieures.

Armatures transversales:

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par:

$$A_t = 0,003 S b.$$

d'espacement maximum S :

$$S \leq \min(h/4, 12\phi) \text{ zone nodale.}$$

$$S \leq \frac{h}{2} \text{ zone courante.}$$

ϕ : étant le plus petit diamètre calculé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Remarque: Il est à noter qu'après un premier calcul avec les coffrages obtenus à partir du prédimensionnement, nous avons été amenés à modifier le coffrage des poteaux et des poutres, pour plusieurs raisons

- 1° - Le pourcentage des armatures longitudinales dépassait le pourcentage maximum donné par le RPA. (4% poteaux. 2,5% poutres)
- 2° - le cisaillement (parfois $\tau \geq 5\bar{\sigma}_c$).

On a adopté les sections suivantes

- poutres
- poteaux:

47.

ferraillage des poutres (sur appuis)
Portique L1

Niveau	M _{max} (sp)	A ₀ ^{sup}	A ₀ ^{inf}	T _{max} (sp)	A ₀ ^{min}	A ₁ ^{inf}	section adoptée	A [cm ²]
1	-28,106	22,999					5T20	15,70
				37,215	9,7196		5T16	10,05
							5T20+10T4	35,8
2	-46,88	34,43					10T20	34,41
				36,875	13,21	30,07	9T20	28,27
3	-37,418	27,633					5T20+2T14	18,78
				21,316	13,21	19,84	5T20+2T16	18,72
6	-37,528	18,50					5T16+2T14	18,13
	+19,382		5,909	18,068	12,58	12,32	5T16+5T14	17,75
7	-34,464	16,899						
	8,454		1,115	20,343	8,45	8,54	5T16	10,05
8	-32,555	16,3664					5T16+5T14	17,75
	2,258		1,025	18,521	8,00		5T16	10,05

Portiques L2 sur appuis

Niveau	M _{max} (sp)	A ₀ ^{sup}	A ₀ ^{inf}	T _{max} (sp)	A ₀ ^{min}	section adoptée	A [cm ²]	A' [cm ²]
1	-62,685	31,30				10T20	39,42	
	16,42		46,82	25,774	14,26	15T20		47,22
2	-48,985	35,90				12T20	37,69	
				38,39	13,71	5T20		19,70
3	-36,29	26,84				9T20	28,37	
				30,775	10,99	5T20		18,70

Portique T1 sur appuis

Niveau	M _{max} (sp)	H	E	K	A ₀ ^{sup}	A ₀ ^{inf}	T _{max} (sp)	A ₀ ^{min}	section adoptée	A [cm ²]
1	-7,002	0,0165	0,9429	725	3,22				4T16	14,07
	4,280	0,0101	0,9550	86,0		1,84	6,802	3,74	7T16	17
2	-7,237	0,0256	0,9306	57,0	5,05				4T16	14,07
	3,98	0,0093	0,9565	100		1,8	5,688	3,32	4T16	"
3	-7,206	0,0170	0,9424	71,75	3,34				4T16	14,07
	0,427						5,688	4,35	7T16	

ferraillage des poutres (en travée)

Portique	Travée	M _{max}	A ₀ ^{sup} [cm ²]	A ₀ ^{inf} [cm ²]	section adoptée	A [cm ²]	A' [cm ²]
L1	1-2	34,998		25,962	7T20+3T14	26,58	5,22
			15,340		5T20		15,70
	2-3	27,528		20,61	5T20+5T18	21,35	
			6,088		5T14		7,70
L1	6-7	15,463		11,19	5T14+4T12	12,22	
L1	7-8	14,658	10,90		5T14+4T12	12,22	
L2	1-2	37,114		27,22	9T20	28,27	
			18,22		7T20		21,89
	2-3	27,07		20,25	7T20		
			5,74				
T1	1-2	5,129		3,54	7T16	14,07	
	2-3	3,988		2,69	7T16	14,07	
	3-4	5,338		3,98	7T16	14,07	

Verification de la condition de fragilité (CCBA68 Art 52)

$$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$$

$$0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 50 \cdot 55 \cdot \frac{8,85}{4200} = 3,998 \text{ cm}^2 < A_{min} = 5T16 = 14,07 \text{ cm}^2$$

Verification de la fissuration :

On doit avoir: $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$

$$\text{avec } \sigma_1 = \frac{K\varphi}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} ; \sigma_2 = 2,14 \sqrt{\frac{K\varphi \bar{\sigma}_b}{\phi}} \quad \text{où } \bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd}$$

ϕ_{min}	Section	A [cm ²]	$\bar{\omega}_f$	σ_1	σ_2	$\bar{\sigma}_a$
20	9T20	28,27	0,0446	3703	2010,4	2800
20	7T20	21,89	0,0346	3082	2010,4	2800
20	7T20+3T16	26,51	0,0324	6037	2010,4	2800
20	5T20+10T6	35,8	0,0468	7386,8	2258	2800
20	5T20+4T12	21,35	0,0800	5348	2010,4	2800
14	5T14+4T12	12,22	0,0487	5614	2443	2800

$\sigma_1 > \bar{\sigma}_a$
vérifié

Verification de la condition de non écrasement du beton:

En toute partie courbe, et une barre, le rayon de courbure (r) doit satisfaire l'inégalité suivante:

$$r \geq 0,1 \phi \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}_{b,0}} \left(1 + \frac{\phi}{d_s}\right) \gamma$$

avec d_s : distance entre centre de courbure de la barre et la paroi

σ_a : contrainte à l'origine de la barre

γ : coefficient numérique:

$\gamma = 1$: barre courbée isolée ou fait partie d'un ensemble de barres courbées en un seul lit

$\gamma = 5/3$: barre courbée appartenant à un ensemble disposée en 2 lits

on prend $d_s = 5 \text{ cm}$

$\bar{\sigma}_{b,0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$

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

alors pour

$$\phi = 14 \text{ mm} \quad \nu = 1 \longrightarrow \lambda \geq 5,2 \phi$$

$$\nu = 5/3 \longrightarrow \lambda \geq 8,7 \phi$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \quad \nu = 1 \longrightarrow \lambda \geq 5,5 \phi$$

$$\nu = 5/3 \longrightarrow \lambda \geq 9 \phi$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \quad \nu = 5/3 \longrightarrow \lambda \geq 9,5 \phi$$

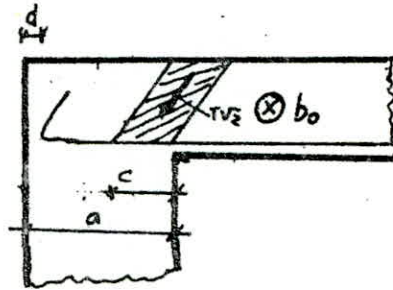
Vérification d'appuis:

on doit avoir

$$c \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_{b,0}} = c_0$$

avec $c = a + (d + r)$

$$a = b_0 = 50 \text{ cm}$$



Portique	L2	L1		T ₀
Appui	1	1	6	5
T [t]	25,774	39,192	20,343	8,130
c ₀ [cm]	15,05	22,89	11,88	4,75
c [cm]	26	26	26	36,2

Condition de non entraînement des barres:On devra avoir $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$ avec $\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b$ ($\psi_d = 1,5 \text{ HA}$)

$$\tau_d = \frac{T}{3 P_{u,i}} \frac{A_i}{A}$$

- où
- A. Section totale des armatures tendues
 - A_i section de la barre (i) ou d'un paquet de barres.
 - $P_{u,i}$ périmètre utile d'une barre (i). ou d'un paquet de barres.
 - $z = \frac{7}{8} h = 48,125 \text{ cm}$.
 - $\bar{\tau}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$.

Appui	T_{sp}^{max} [F]	d [mm]	A [cm ²]	A_c/A	$P_{u,c}$	τ_d
7T16	6,642	16	14,07	0,14	5,03	3,52
10T20	25,774	20	31,44	0,10	6,28	7,82
5T20	27,74	20	15,70	0,20	6,28	16,83
5T16	21,40	16	10,05	0,20	5,03	16,81
5T20+2T14	32,884	14	18,78	0,08	4,40	11,39
		20		0,17	6,28	16,96
5T16+2T14	18,069	14	13,13	0,12	4,40	9,28
		16		0,15	5,03	10,26
5T16+5T14	18,069	14	17,75	0,08	4,40	7,55
		16		0,11	5,03	8,07
5T20+2T16	18,069	16	19,72	0,10	5,03	6,84
		20		0,16	6,28	8,77

$\tau_d < \bar{\tau}_d$

Verification des contraintes:

- Section sans armatures comprimées:

Portique "L1"

i	M (Sp ₂)	A	$\bar{\omega}$	E	K	σ_a [kg/cm ²]	σ'_b [kg/cm ²]
appui 1	28,105	16,70	0,985	0,8641	21,8	3699,4	169,69
appui 8	32,555	17,75	1,065	0,8576	20,1	3850	191,54
travée 6-7	15,163	12,22	0,731	0,8762	25,4	2540,2	100
travée 7-8	14,658	12,22	0,731	0,8762	25,4	2455,6	96,68

on calcule $\bar{\omega} = \frac{A}{bh} \cdot 100$ et des tableau de CHARON, on tire: E et K.

puis on calcule $\sigma_a = \frac{M}{E h A}$, $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k}$

- Section avec armatures comprimées:

on calcule la position de l'axe neutre (y_1) à partir de l'équation du moment statique

$$s(y_1) = b \frac{y_1^2}{2} + nA'(y_1 - d') - nA(h - y_1) = 0$$

l'inertie est:
$$I = b \frac{y_1^3}{3} + nA'(y_1 - d')^2 + nA(h - y_1)^2$$

on pose $K = \frac{M}{I}$ les contraintes sont alors:

$\sigma'_b = y_1 K$

$\sigma'_a = Kn(y_1 - d')$

$\sigma_a = nK(h - y_1)$

		M_{Ed}	A	A'	y_1	K	σ'_a	σ'_b	σ_a	
Portique L2	Appuis	1	62,685	31,41	47,11	20,47	7,95	1845	162	4118
		2	60,87	37,68	15,70	24,95	8,02	2397	199,92	3484
		3	50,44	28,27	15,70	24,02	8,00	2283	192,07	3718
	Travers	1-2	38,007	28,27	21,89	22,82	5,74	1560	130,91	2820
		2-3	25,72	27,89	10,07	19,78	10,84	2292	204,53	3013
Portique L1	Appuis	3	28,105	15,70	10,05	20,04	6,616	1641,6	132,1	3568,67
		2	46,88	35,8	31,42	23,088	5,672	1538	130,9	2616
		6	37,528	19,72	13,13	21,28	7,458	1915	158,67	3843
	Travers	7	34,164	17,75	10,05	20,99	7,54	1936	157,6	3892
		1-2	34,598	26,52	15,7	23,22	5,65	1696	131,7	2705
		2-3	27,528	21,35	7,70	23,24	5,95	1596	126,54	2642

Armatures transversales

on prend: $A_t = (2 \text{ cadres} + 1 \text{ étrier}) \phi 8 = 3,01 \text{ cm}^2$.

contrainte de cisaillement:

$$\tau_b = \frac{T}{b z} \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} h = 48,125 \text{ cm}$$

contrainte admissible de cisaillement:

$$\bar{\tau}_b = \begin{cases} 3,5 \bar{\sigma}_b & \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b,0} \\ \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b,0}}\right) \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}'_{b,0} \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b,0} \end{cases}$$

contrainte admissible des armatures tendues:

$$\bar{\sigma}_{at} = \begin{cases} \frac{2}{3} \bar{\sigma}_m & \text{s'il y a reprise de bétonnage.} \\ \left(1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_m & \text{pas de reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

Espacement t:

$$t = \frac{A_t z \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

Espacement admissible donné par le RPA 81:

zone nodale:

$$\bar{t} \leq \min\left(\frac{ht}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm}\right)$$

zone courante

$$\bar{t} \leq \frac{ht}{2} = 30 \text{ cm}$$

FERRAILLAGE des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments en tête et à la base, dans le sens longitudinal et transversal. Ils sont donc calculés en flexion composée. On fera le calcul sous ($S P_1$) et sous la plus défavorable des combinaisons du second genre et on obtiendra pour la plus grande des sections d'aciers.

On distingue 3 types d'efforts:

- N_{min} , M_{corr} → Pour le calcul des armatures tendues
- N_{max} , M_{corr} } Pour le calcul du béton comprimé et éventuellement
- N_{corr} , M_{max} } les armatures comprimées.

METHODE de calcul.

On adopte la méthode de P. CHARON.

contrainte admissible du béton

$$\bullet \bar{\sigma}_b = 2 \bar{\sigma}'_{b,0} \quad \text{si } e_0 = \frac{M}{N} > \frac{h_t}{2}$$

$$\bullet \bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}'_{b,0} \quad \text{si } e_0 < \frac{h_t}{2}$$

1) $e_0 > e_1$ → Section partiellement comprimée

2) $e_0 \leq e_1$ → $\left\{ \begin{array}{l} \text{section entièrement comprimée (si } N \text{ est l'effort de compression)} \\ \text{section entièrement tendue (si } N \text{ : traction).} \end{array} \right.$

3) $e_0 \leq 0$ → Compression simple.

Prescriptions relatives aux armatures: (RPA 91. Art 4.2.3-1).

* Armatures longitudinales

→ Elles doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Pourcentage minimum 48% en zone I

- Pourcentage max. 4% en zone I.

- le diamètre minimum: 12mm zone I

- longueur minimum de recouvrements: 50ϕ tjs en zone I.

- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser: 25cm zone I et II

- les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur des zones nodales.

* Armatures transversales :

les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{1,25 T}{h_1 \sigma_{en}}$$

où $T = 2$ fois l'effort tranchant de calcul si l'élanement mécanique dans la direction considérée est supérieur ou égal à 15 ($\lambda \geq 15$)

$T = 3$ fois l'effort tranchant de calcul si $\lambda \leq 15$.

s = l'espacement entre les cours successifs d'armatures transversales

$$s \leq 12 \cdot \phi \quad \text{zone courante.}$$

$$s \leq \min(10 \phi, 15 \text{ cm}) \quad \text{zone nodale.}$$

ϕ : Diamètre le plus petit des armatures longitudinales.

la quantité minimale d'armatures transversales est donnée par:

$$A_t = 0,003 \cdot s \cdot b_1 \quad \text{en zone I} \quad b_1: \text{largeur du poteau.}$$

22

Prescriptions relatives au flambement:
* Pièce chargée axialement ($N \neq 0, M = 0$)

• $\lambda \leq 50 \rightarrow$ calcul en compression simple.

• $50 \leq \lambda \leq 150 \rightarrow$ calcul en flexion composée en prenant: N et e_0 .

$$\text{où } e_0 = f_c = \frac{8e^2}{\lambda} (1 + \xi) \cdot 10^{-3} \cdot (\lambda - 50)^{3/2}.$$

* charge excentrée (N, M_{G_0}, e_0)

• $\lambda \leq 35 \rightarrow$ calcul en flexion composée avec N, e_0 .

• $35 \leq \lambda \leq 50 \rightarrow$ calcul en flexion composée avec N, e_{01} .

$$\text{où } e_{01} = e_0 + 0,16 (\lambda - 35) e_0$$

• $50 \leq \lambda \leq 150 \rightarrow$ on calcule λ' avec $\lambda'^2 = \lambda + \frac{33000}{1 + 0,69} \frac{e_0}{h_t}$

et on vérifie λ' comme ci-dessus

Vérification au flambement:

Niveau	Niveau	SP ₂					N ^{max} , M ^{con}					SP ₂					N ^{con} , M ^{max}					SP ₂
		N _(t)	M _{con}	E _{con}	Soll	σ _b '	N _(t)	M _{con}	E _{con}	Soll	σ _b '	N _(t)	M _{con}	E _{con}	Soll	σ _b '	N _(t)	M	E _{con}	Soll	σ _b '	
1	1	68,9	2,9	4,2	S.E.C	80,01	77,22	29,46	37,76	S.P.C	205,5	39,04	26,08	66,7	S.P.C	205,5	77,24	29,11	37,69	S.P.C	205,5	
2	2	47,84	17,09	35,86	S.P.C	137	51,16	28,40	54,93	S.P.C	205,5	31,01	2,88	9,29	S.P.C	140,3	51,16	28,40	54,93	S.P.C	205,5	
1	1	68,9	29,04	42,92	S.P.C	119,47	77,2	62,8	30,12	S.P.C	205,5	40,61	65,0	160	S.P.C	205,5	77,2	62,8	30,12	S.P.C	205,5	
2	2	47,84			C.S	68,5	46,55	56,66	120,62	S.P.C	205,5	35,82	54,66	110,8	S.P.C	205,5	46,55	56,66	120,62	S.P.C	205,5	

Poteau A₂

Niveau	Niveau	SP ₂					N ^{max} , M ^{con}					SP ₂					N ^{con} , M ^{max}					SP ₂
		N _(t)	M _{con}	E _{con}	Soll	σ _b '	N _(t)	M _{con}	E _{con}	Soll	σ _b '	N _(t)	M _{con}	E _{con}	Soll	σ _b '	N _(t)	M	E _{con}	Soll	σ _b '	
1	1	93,9	0,08	0,06	C.S	68,5	134,15	31,13	23,23	S.P.C	198,2	32,55	31,32	36,86	S.P.C	205,5	124,8	32,58	31,13	S.P.C	205,5	
2	2	94,0	2,83	3,02	S.E.C	75,65	90,99	12,75	14,02	S.P.C	166,5	59,50	13,73	23,08	S.P.C	197,91	86,69	16,59	15,04	S.P.C	205,5	
1	1	132,3	13,04	6,82	S.E.C	92,92	141,79	62,8	40,75	S.P.C	205,5	71,65	65,0	79,60	S.P.C	205,5	114,2	68,8	48,73	S.P.C	205,5	
2	2	94,0			C.S	68,5	92,25	56,66	69,49	S.P.C	205,5	64,8	56,66	87,44	S.P.C	205,5	92,25	56,66	69,49	S.P.C	205,5	

57

Poteau A₃, A₄, B₂, B₂

Sens	SP ₂					N ^{max} , M ^{com}					SP ₂					N ^{com} , M ^{max}					SP ₂					
	N _(ct)	M _{tm}	e _{com}	Soll	σ _b '	N	M	e _o	Soll	σ _b	N	M	e _o	Soll	σ _b	N	M	e _o	Soll	σ _b	N	M	e _o	Soll	σ _b	
Poteau A ₃																										
L	49,28	10,81	21,94	SPC	128,6	60,25	41,07	68,17	SPC	2055	25,32	31,66	125	SPC	2055	60,25	41,07	68,17	SPC	2055						
T	49,3			C.S	68,5	48,7	52,17	118	SPC	2055	36,8	58,17	158	SPC	2055	48,71	58,17	118	SPC	2055						
Poteau A ₄																										
L	94,75	2,33	2,46	SEC	75,74	99,64	43,72	43,75	SPC	2055	61,22	44,84	73,17	SPC	2055	88,15	45,95	52,13	SPC	2055						
T	94,75			C.S	68,5	93,9	58,17	61,88	SPC	2055	62,8	58,17	84,55	SPC	2055	93,9	58,17	61,88	SPC	2055						
Poteau B ₂																										
L	19,54			C.S	68,5	19,54	11,26	242,8	SPC	2055	15,83	11,26	242	SPC	2055	19,54	11,26	242	SPC	2055						
T	19,54	3,1	15,86	SPC	122,77	22,29	8,99	40,31	SPC	2055	13,34	7,63	57,2	SPC	2055	22,29	8,99	40,33	SPC	2055						
Poteau B ₂																										
L	33,68			C.S	68,5	33,68	11,26	162,2	SPC	2055	26,94	11,26	180	SPC	2055	33,68	11,26	162,2	SPC	2055						
T	33,68	0,5	4,48	SEC	73,57	35,32	19,32	54,85	SPC	2055	25,57	16,7	62,96	SPC	2055	35,32	19,32	54,85	SPC	2055						

58

CALCUL des ARMATURES MINIMALES.

Pot	Sens	Niv	Soll	N _e	E _h	γ _i	σ _m	σ _s	A _{e, min}
A ₂ 0 ₁ =48	Trans	1	S.P.C	68,9	114,45	18,33	58,50	2,16	22,084
		2	C.S	17,54	68,5			2,80	6,64
	Long	1	S.P.C	68,9	80,08			2,16	7,43
		2	S.P.C	185,6	137	18,05	33,65	2,29	14,27
		3	S.P.C	102,72	93,98			2,16	11,13
A ₂ 0 ₁ =34	Trans	1	C.S	94,0	68,5			2,80	10,22
		2	S.P.C	122,38	68,5			2,16	11,13
	Long	1	C.S	94,0	76,95			2,29	8,35
		2	S.P.C	122,38	68,5			2,16	11,13
A ₃ 0 ₁ =38	T		C.S	122,38	68,5			4,64	11,48
	L		S.P.C	49,57	122,62	18,36	33,35	2,36	15,80
A ₄ 0 ₁ =34	T		C.S	94,75	68,5			4,64	17,07
	L		S.P.C	94,75	75,24			2,36	8,66
B ₂ 0 ₁ =4,4	T		S.P.C	19,54	122,79	14,28	34,20	2,47	7,87
	L		C.S	19,54	68,5			12,44	9,44
B ₂ 0 ₁ =44	T		S.P.C	33,68	73,57			2,47	3,23
	L		C.S	33,68	68,5			12,44	16,26

S.P.C

$$A_e^{min} = \frac{1,25 \theta_1 \theta_2 \sigma_m \cdot B}{1000 \sigma_{s0}}$$

$$\text{avec } \sigma_m = \frac{N}{b \gamma_s}$$

SEC et. C.S

$$A_e^{min} = \frac{1,25 \theta_1 \theta_2 \theta_3 N}{1000 \sigma_{s0}}$$

$$\gamma_s = \frac{15 \sigma_s}{15 \sigma_s + \sigma_a} h.$$

Poteau A₁

Soll	N ^{max} , M ^{car}				N ^{min} , M ^{car}				N ^{car} , M ^{max}			
	long		travers		long		travers		long		travers	
Niv	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
N	77,24	51,16	77,20	46,95	39,04	34,01	40,61	35,22	77,24	51,16	77,20	46,75
M	29,16	28,10	68,80	56,66	26,08	2,88	65,0	56,66	29,11	28,10	688	56,66
e _{cm}	37,76	54,93	89,12	123,93	66,80	9,29	160	160,85	37,69	54,93	89,12	123,93
σ _b	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	140,93	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5
f _{cm}	57,76	74,93	113,12	147,93	86,80	29,29	184	184,85	57,69	74,93	113,12	147,93
mp	44,60	38,33	87,23	67,63	33,89	9,08	74,72	65,11	44,56	38,33	87,23	67,63
μ	0,1124	0,0966	0,1570	0,1217	0,0854	0,0229	0,1345	0,1172	0,1123	0,0966	0,1570	0,1217
K	22,9	25,3	18,3	24,7	27,4	60,5	20,3	22,3	22,9	25,3	18,3	24,7
E	0,8681	0,8759		0,8638	0,8821	0,9338		0,8660	0,8681	0,8759		0,8638
σ _b	183,40	166,00	229,50	193,55	153,28	69,42	206,89	188,34	183,40	166,00	229,50	193,54
K			20,4				20,4				20,4	
α			0,4237				0,4237				0,4237	
E			0,8588				0,8588				0,8588	
μ			0,1819				0,1819				0,1819	
Y _i			26,69				26,69				26,69	
σ _{ca}			2274				2274				2274	
M _i			74,18				74,18				74,18	
ΔM			13,05				0,54				13,05	
A _i			10,24				0,42				10,24	
A _f s	27,18	23,15	38,19	29,59	20,33	5,14	32,87	28,41	27,16	25,15	38,19	29,58
N/σ _a	18,38	12,18	18,38	10,88	9,29	7,38	9,67	8,38	18,39	12,18	18,38	10,88
A	8,80	10,97	19,81	18,71	11,04	A _{min}	21,20	20,03	8,77	12,97	19,81	18,70

60

TABLEAU RECAPITULATIF . 61.

Poteau	Niv	SP ₁		SP ₂				Section adoptée		ω %	
		A _{min}		A		A'		A=A'	A=A'	L	T
		L	T	L	T	L	T	L	T	L	T
A ₁	1	7,43	22,084	18,71	21,2	/	10,24	4HA25	4HA25 + 2HA20	1,12	1,30
	2	14,27	6,64	12,97	20,03	/	/	2HA25 + 2HA16	4HA25	0,92	1,12
A ₂	1	11,13	11,13	9,37	17,63	9,14	22,37	2HA25 + 2HA16	4HA25 + 2HA20	0,80	1,30
	2	8,35	10,22	0,99	16,30	/	3,70	2HA20 + 2HA16	6HA20	0,60	1,07
A ₃		15,80	11,42	18,31	20,52	/	/	4HA25	4HA25	1,12	1,12
F ₁		8,68	17,07	20,48	16,48	11,65	5,14	4HA25	4HA25	1,12	1,12
B ₁		9,44	7,87	19,06	4,61	2,45	/	4HA25	2HA25 + 2HA14	1,63	1,0
B ₂		16,26	3,23	23,83	11,83	17,50	/	4HA25	2HA25 + 2HA20	1,63	1,3
G ₁		/	2,98	/	14,05	/	/	2HA20 + HA12	4HA20 + 2HA12	0,60	1,18
G ₂		/	4,65	/	12,86	/	/	2HA20 + HA12	4HA20 + 2HA12	0,60	1,18

min RPA { 28 cm²
19,2 cm²

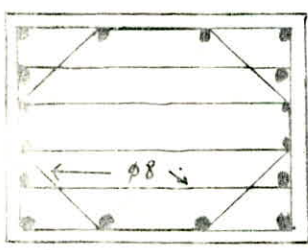
max RPA { 140 cm²
96 cm²

Poteaux A₁, A₂, A₃, A₄
.. B₁, B₂

COUPES

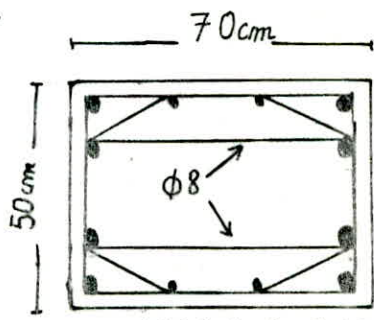
Poteau A₁

70cm.



4HA25 + 2HA20

niveau 1.



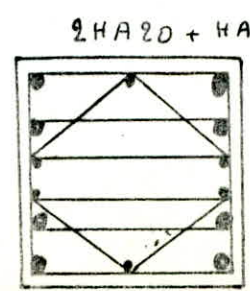
2HA25 + 2HA16

niveau 2.

sens Long.
↑
sens transv.
→

Poteau G₁

50cm



4HA20 + 2HA12

ARMATURES TRANSVERSALES

Classification de la résistance à l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{\pi T}{b \cdot z} < \bar{\tau}_b = 0,15 \sigma_{cr} = 40,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{A_{st}}{A_c} \leq 0,15$$

$$\frac{A_{st}}{A_c} \leq 0,15$$

T sera égal à max (T_b^{max} , T_t^{max}) pour tous les niveaux

Élot	Niv	λ	π	πT (t)	b cm	h cm	\bar{z} cm	τ_b kg/cm ²
A ₁	1	11,13	3	54,66	50	63	55,12	14,83
	2	17,32	2	36,44	50	63	55,12	13,22
A ₂	1	11,13	3	60,39	50	63	55,12	21,91
	2	17,32	2	40,26	50	63	55,12	14,60
A ₃		34,94	2	14,068	50	63	55,12	5,10
A ₄		34,94	2	16,004	50	63	55,12	5,80
B ₁		19,5	2	9,464	40	54	47,25	5,00
B ₂		19,5	2	3,384	40	54	47,25	1,79

POSEMET

Utilisation de l'acier Fe E24 $t = \frac{A_c \cdot \bar{\tau}_b \cdot z}{T} < \bar{t}$

Zone nodale $\bar{t} = \min(10 \phi, 15 \text{ cm})$

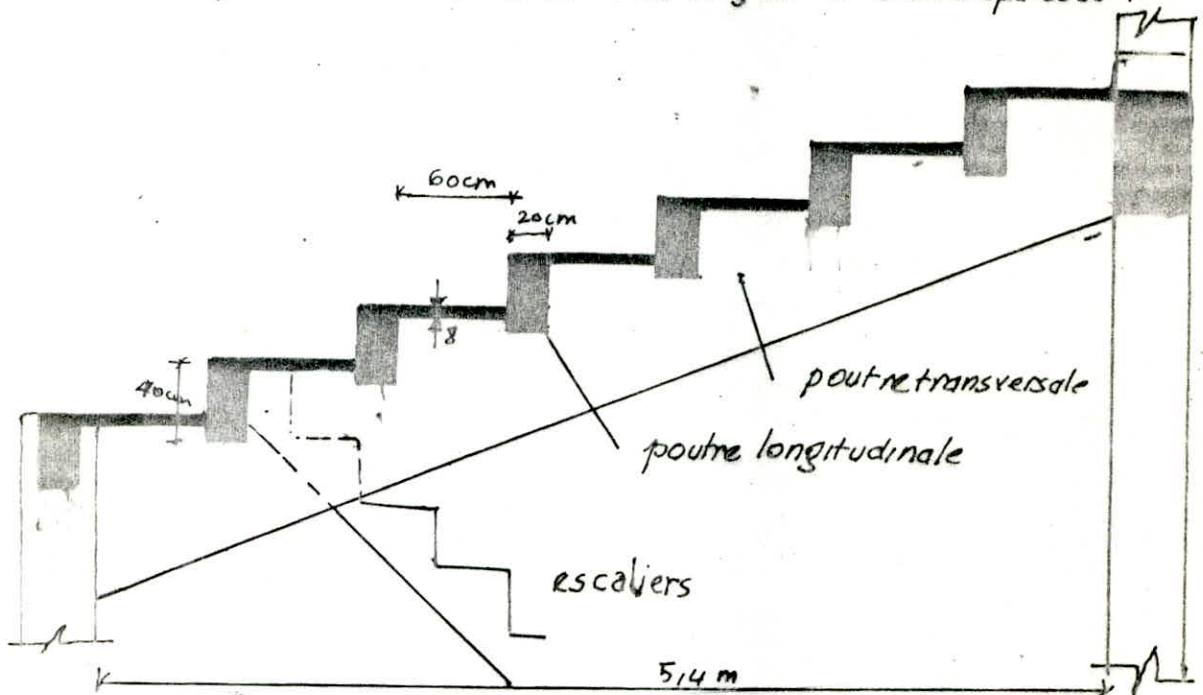
Zone courante $\bar{t} = 12 \phi$

→ 50 φ_L

Élot	Niv	πT	\bar{z}	Ø caduc + autres	A _{st} cm ²	t cm	Zone courante		Zone Nodale		L _d cm
							\bar{t} cm	t _{adp}	\bar{t} cm	t _{adp}	
1	1	54,66	55,12	3C	6,03	14,60	14,6	12	14,6	10	1,00
	2	21,38	55,12	3C	6,03	37,32	19,2	16	15	10	1,00
2	1	60,39	55,12	3C	6,03	13,20	13,2	12	13,2	10	1,00
	2	21,38	55,12	3C	6,03	37,32	16,8	16	14	10	1,00
3		14,068	55,12	3C	6,03	56,70	19,2	16	15	10	1,00
		16,004	55,12	3C	6,03	49,84	19,2	16	15	10	1,00
4		9,464	47,25	2C+2E	5,02	70,16	16,8	16	14	10	1,00
		3,384	47,25	2C+2E	5,02	196	16,8	16	14	10	1,00

Etude Des Gradins

Les gradins sont disposés dans le sens longitudinal de la salle. Ils sont composés de poutres transversales espacées de 6m, et de poutres longitudinales reliées entre elles par des dalles de 60cm de largeur et 8cm d'épaisseur.



surcharges $P = 500 \text{ daN/m}^2$ (Salles de spectacles et lieux publics)

ETUDE D'UN PANNEAU DE DALLE

$$l_x = 0,6 \text{ m} \\ l_y = 6 - 0,5 = 5,5 \text{ m} \rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,109 < 0,4$$

$\rho < 0,4 \rightarrow$ Il s'agit d'une dalle de grande longueur, la dalle est considérée comme une poutre. On arme dans le sens l_y entravée avec une section min $A_y = \frac{A_x}{4}$

Poids propre $G = 2,5 \cdot 0,6 \cdot 0,08 = 0,12 \text{ t/ml}$

surcharges $P = 0,500 \cdot 0,6 = 0,3 \text{ t/ml}$

Pour une bande de 1m : $S = G + 1,2 P = 0,48 \text{ t/ml}$

$$M_{\text{max}} = S \frac{l_x^2}{8} = 0,48 \frac{0,6^2}{8} = 21,3 \cdot 10^{-3} \text{ tm} \quad \text{travée indépendante.}$$

$$T_{\text{ox}} = S \frac{l_x}{2} = 0,48 \frac{0,6}{2} = 0,144 \text{ t}$$

Qui sont des valeurs faibles et donnent par conséquent (après répartition) des sections d'aciers dérisoires

$$A_x = 0,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ entravée.}$$

$$A_y^{\text{q}} = 0,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ surappui}$$

la condition de fragilité donne

$$A_x \gg 0,69 b h_x \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \Psi_4 = 0,69 \cdot 100 \cdot 6,6 \cdot \frac{5,9}{2800} \left(1 - \frac{0,109}{2}\right)$$

$$A_x \gg 0,91 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (\Psi_4 = 0,56)$$

L'espacement "t" conditionne le choix des aciers :

• suivant l_y : $\bar{t} = \min [3h_0, 33\text{cm}] = 20\text{cm}$

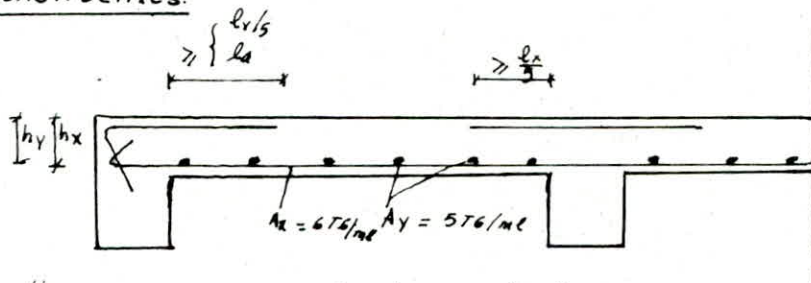
• suivant l_x : $\bar{t} = \min [4h_0, 45\text{cm}] = 27\text{cm}$

on prend alors :

- armatures inf : $\left\{ \begin{array}{l} \text{sens } l_y \rightarrow 6T6 = 1,69 \text{ cm}^2 \rightarrow t = 20 \text{ cm} \leq \bar{t} = 20 \text{ cm} \\ \text{sens } l_x \rightarrow 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow t = 25 \text{ cm} \leq \bar{t} = 27 \text{ cm} \end{array} \right.$

- armatures sup : $\left\{ \begin{array}{l} \text{sens } l_y \rightarrow 6T6 = 1,69 \text{ cm}^2 \rightarrow t = 20 \text{ cm} < \bar{t} = 20 \text{ cm} \\ \text{sens } l_x \rightarrow 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow t = 25 \text{ cm} \leq \bar{t} = 27 \text{ cm} \end{array} \right.$

Dispositions constructives :



où l_a : longueur d'ancrage :

$$l_a = \begin{cases} 16\phi & \text{barres droites} \\ 40\phi & \text{barres munies de crochets} \end{cases}$$

Verifications :

a. cisaillement : $\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{1,1 T_{iso}}{b \cdot (7/8 h_x)} < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,785 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau_b = \frac{1,1 \cdot 0,144 \cdot 10^3}{100 \cdot 7/8 \cdot 6,7} = 0,27 \text{ kg/cm}^2 \ll 1,15 \bar{\sigma}_b \quad \text{verifié}$$

b. fissurations :

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} k \bar{\sigma}_b}$$

avec

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi = 6 \text{ mm} \quad \eta = 1,6 \quad k = 15 \cdot 10^6$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,69}{2 \cdot 1,3 \cdot 100} = 6,5 \cdot 10^{-3}$$

d'où $\sigma_1 = 2441 \text{ kg/cm}^2$ et $\sigma_2 = 3686,95 \text{ kg/cm}^2$

on a bien $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{cu} = 2800 \text{ kg/cm}^2$

Le problème de fissuration n'est pas prépondérant, le calcul des armatures avec $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ reste valable.



c. flèche:

Il n'est pas nécessaire de donner des justifications des flèches des hourdis si les conditions suivantes sont vérifiées (CCBA68 - Art 58.4 - 61.21 - 61.22).

$$\frac{h_0}{l_x} > \frac{M_E}{20 M_k} \quad \frac{A}{bh} < \frac{20}{\sigma_{en}}$$

$$\frac{h_0}{l_x} = \frac{6,7}{60} = 0,11 > \frac{1}{20 \times 0,85} = 0,0588$$

$$A = 1,69 \text{ cm}^2 < \frac{20 bh}{\sigma_{en}} = \frac{20 \times 100 \times 8}{4200} = 3,81 \text{ cm}^2$$

} vérifiées

Poutre transversale: 40 x 70

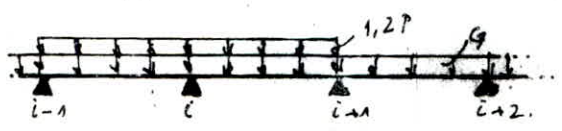
Le ferrailage est donné par la méthode de P. CHARON.

	M ^{max} [tm]	μ	E	K	A ^{sup}	A ^{inf}	T _{max} [t]	A ^{inf}	section adoptée	A [cm ²]
OUEST	-66,83	0,1503	0,8525	18,9	29,72	5,88	/	/	40HA20	31,41
	40,58	0,913	0,8789	26,3	/	17,5	23,72	5,65	5HA20 2HA14	18,78
travée	-18,48	0,0416	0,9135	42,8	7,64	/	/	/	5HA14	7,69
	40,05	0,0901	0,8795	26,5	/	17,21	/	/	5HA20 2HA14	18,78
EST	-18,26	0,0410	0,9141	43,0	7,55	/	/	/	5HA14	7,69
	/	/	/	/	/	/	31,49	7,49	5HA14	7,69

Poutre longitudinale: 20 x 40

Poids propre: $G = 2,5 \cdot 0,20 \cdot 0,4 = 0,3 \text{ t/ml}$
 surcharges $P = 0,500 \cdot 0,8 = 0,4 \text{ t/ml}$

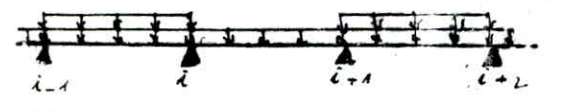
On a une poutre continue avec 3 travées. les cas de figures permettant d'obtenir l'enveloppe des moments et efforts tranchants sont les suivantes:



Moment négatif maximal sur l'appui $i+1$ ainsi que l'effort tranchant max en valeur absolue.



Moment positif max dans la travée $[i, i+1]$



Moment (négatif ou positif) minimal dans la travée $[i, i+1]$



Moment négatif min sur les appuis



Effort tranchant max sur l'appui $i+1$

le calcul avec la méthode de CROIS donne :

$M_t = 2,51 \text{ tm}$ moment max en travée.

$M_a = -1,48 \text{ tm}$ moment max sur appui.

$T_{max} = 2,86 \text{ tm}$.

Moment résistant de la section $M_{rb} = f_{ct} \sigma_{st} \sigma_{sc} \sigma_{st} b h^2$ f. art. 4.2.3.2 qui prescrit

$M_{rb} = 6,42 \text{ tm}$.

$M_t < M_{rb} \rightarrow N = 0$

$A = \frac{M_t}{f_h \sigma_{st}} = \frac{2,51 \cdot 10^3}{0,15 \cdot 25 \cdot 2800} = 2,89 \text{ cm}^2$

Section qui répond : aux recommandations de RPA 81 Art 4.2.3.2 qui prescrit 0,6% d'aciers HA au moins et 2,5% au plus.

$0,3\% B_s = 0,003 \cdot 20 \cdot 40 = 2,4 \text{ cm}^2$ au minimum.

B_s : section du béton.

en ferraille en travée avec $3T42 = 8,39 \text{ cm}^2$.

sur appuis avec $3T42 = 8,39 \text{ cm}^2$.

VERIFICATIONS

o condition de fragilité $A > 0,69 bh \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{cn}}$

$0,69 bh \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{cn}} = 0,69 \cdot 20 \cdot 30 \cdot \frac{52}{4200} = 0,755 < A$ vérifiée

o fissuration

on doit avoir $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_c = 2/3 \sigma_{cn}$

$\sigma_1 = \frac{h^2}{\phi} \frac{\bar{\omega}_1}{A + 10\bar{\omega}_2}$

$\bar{\omega}_1 = 2,0 \sqrt{\frac{20 \sigma_{st}}{\phi}}$

où $\bar{\omega}_2 = \frac{A}{25d}$

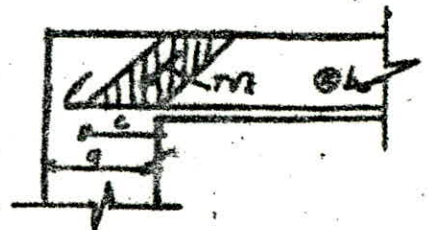
ϕ [cm]	section	A [cm ²]	$\bar{\omega}_1$	σ_1	σ_2	$\bar{\sigma}_c$
42	3HA20	5,39	9,20	5430	2807	2000
20	5HA20	19,79	9,20	3332	2519	2800

Dans tous les cas on a $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_c$

o largeur de l'appui

$c > c_0 = \frac{2T}{b \sigma_{cn}}$

avec $c = a - (d + h)$



Appuis		T [t]	c_0 [cm]	c [cm]
Poutre transversale	est	22,72	42,22	26,0
	ouest	22,07	42,22	26,0
Poutre longitudinale		2,36	2,45	88,88

• Contraintes normales:

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot e} \leq \sigma_a \quad \text{et} \quad \sigma'_b = \frac{Q}{I} \leq \bar{\sigma}'_b$$

Poutre	M [Sp.]	A [cm ²]	$\bar{\omega}$	ϵ	k	σ_a	σ'_b
transversale	40,05 _{SP2}	18,78	0,745	0,8753	25,1	3867	154,07
longitudinale	2,51 _{SP1}	3,39	0,471	0,8960	33,1	2295	69,34

• Armatures transversales:

On prend: $A_t = (2 \text{ cadres} + 1 \text{ étrier}) \phi 8 = 3,01 \text{ cm}^2$.

on doit avoir: $\tau_b = \frac{T}{b(\frac{7}{8}h)} < \bar{\tau}_b = \begin{cases} 3,5 \bar{\sigma}_b & \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b,0} \\ (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b,0}}) \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}'_{b,0} \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b,0} \end{cases}$

l'espacement t est donné par

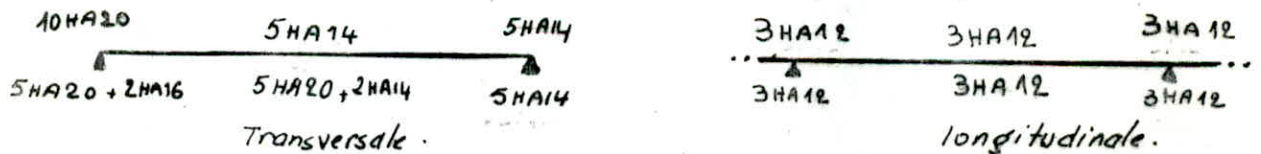
$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad \text{où} \quad \bar{\sigma}_{at} = \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{en} & \text{reprise de béton} \\ (1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}) \sigma_{en} & \text{ds le cas contraire.} \end{cases}$$

espacement admissible donné par le RPA 81:

• zone nodale: $\bar{t} \leq \min(h/4, 12\phi, 30 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$.

• zone courante: $\bar{t} \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$.

Appui	T _{max} [T]	σ'_b [kg/cm ²]	τ_b [kg/cm ²]	$\bar{\tau}$ [kg/cm ²]	$\bar{\sigma}_{at}$ [kg/cm ²]	t [cm]	t adapté [cm]	
							z. nodale	z. courante
poutre longitudinale	2,36	69,34	3,74	20,675	2400	64,39	10	20
poutre transversale	31,49	154,07	14,28	17,73	2400	12,64	10	20



• flèche (CCBA 68 Art 61).

les 3 conditions suivantes doivent être remplies:

$$A_t \leq \frac{43}{\sigma_{en}} b_0 h$$

$$h_t \geq \frac{l}{16}$$

$$h_t \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} l$$

POUTRES	condition 1		condition 2		condition 3	
	A_t	$\frac{43}{\sigma_{en}} b_0 h$	h_t	$\frac{l}{16}$	h_t	$\frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} l$
longitudinale	3,39	7,37	40	34,375	40	23,07
transversale	18,78	25,80	70	35,00	70	75

ESCALIERS

Les escaliers sont incorporés dans les gradins et permettant l'accès du public. Ils sont constitués d'une paillasse simple de largeur 1m.

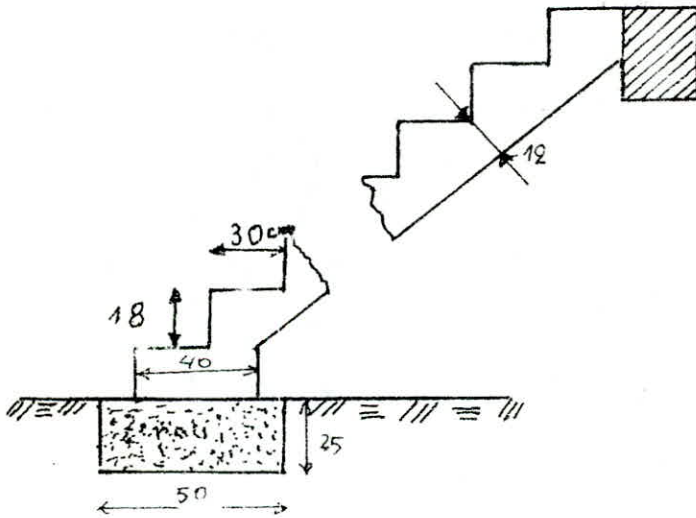
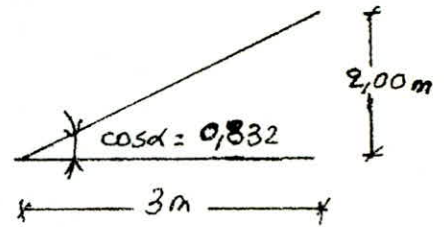
Pour un tracé correct des escaliers, les dimensions des marches et contre-marches doivent vérifier la condition empirique de BLONDÉL:

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm.}$$

on a 12 marches avec $g = 30 \text{ cm}$

13 contre-marches avec $h = 18 \text{ cm}$

d'où $59 < g + 2h = 66 < 66 \text{ cm.}$



Epaisseur de la Paillasse:

$e = 12 \text{ cm}$ pour ne pas avoir le problème de flèche.

Charges et surcharges:

Paillasse:

Poids propre de la paillasse

$$1 \times \frac{2500 e}{\cos \alpha} = 361 \text{ kg/ml}$$

Poids propre des marches

$$1 \times \frac{2200 h}{2} = 198 \text{ kg/ml.}$$

surcharges S

$$1,2 \cdot 500 = 600 \text{ kg/ml.}$$

$$q = 1159,0 \text{ kg/ml.}$$

L'effort normal étant en général très négligeable (il introduit une contrainte supplémentaire qui dépasse rarement 5 bars), le calcul se fait vis-à-vis de la flexion simple.

Efforts M et T max:

$$M = q \cdot l^2 = 1159 \cdot \frac{3^2}{8} = 1304 \text{ kg.m}$$

$$T = q \cdot l = 1159 \cdot \frac{3}{2} = 1738,5 \text{ kg}$$

$$b = 1 \text{ m} \quad h_f = 12 \text{ cm} \quad d = 2 \text{ cm} \quad h = h_f - d = 10 \text{ cm}$$

Calcul des armatures:

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1304 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,07 \quad \rightarrow \begin{cases} K = 31,0 \\ \epsilon = 0,8915 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{31,0} = 90,32 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

Aciers tendus: $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{1304,00 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8915 \cdot 10} = 5,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on prend HA10 (soit $A = 5,49 \text{ cm}^2$).

Armatures de répartition $\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{3}$

$$A = 5,49 \cdot \text{ml} \rightarrow 1,37 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 1,89 \text{ cm}^2$$

on prend HA 8, avec un espacement de 25 cm.

Armatures transversales:

$$\tau = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1738,5}{100 \cdot 8,75} = 1,986 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}'_b = 1,15 \cdot 137 = 158,55 \text{ kg/cm}^2$$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification des contraintes:

$$\bar{\omega} = \frac{100}{b h} = \frac{100 \cdot 5,9}{100 \cdot 10} = 0,549 \quad \rightarrow \begin{cases} K = 30,2 \\ \epsilon = 0,8894 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{\epsilon h A} = \frac{1334,00 \cdot 10^2}{5,49 \cdot 0,8894 \cdot 10} = 2732,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2732,5}{30,2} = 90,50 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

condition de fragilité:

A1

$$A \geq 0,7 \cdot b h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,97 \text{ cm}^2.$$

$$\text{or } A : 5,49 \text{ cm}^2 > 0,97 \text{ cm}^2 \quad (\text{verifiée}).$$

Verification de la flèche (Paillasse)

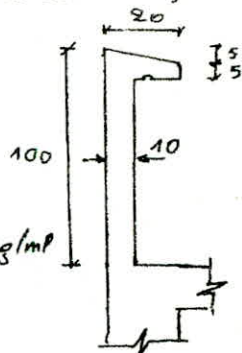
$$\text{On dit aussi } \frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{en}}$$

$$\frac{A}{bh} = \frac{5,49}{100 \cdot 10} = 5,49 \cdot 10^{-3} < \frac{43}{\sigma_{en}} = \frac{43}{4200} = 10,2 \cdot 10^{-3} \quad (\text{verifiée}).$$

ACROTÈRE:

l'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau de la terrasse, et sera calculée en flexion composée. Section dangereuse (la plus sollicitée) se trouve à l'encastrement.

Dimensions $e = 10 \text{ cm}$
 $h_t = 100 \text{ cm}$
 $b = 100 \text{ cm}$



- Poids propre $0,10 \times 1 \times 1 \times 2500 = 250 \text{ kg/ml}$
- surcharge due à la main courante $P = 1,2 \times 100 = 120 \text{ kg/ml}$

Calcul des efforts:

Effort Normal $N = G = 250 \text{ kg/ml}$

Moment de flexion $M = P \times b \times h_t = 120 \text{ kg m}$

l'excentricité $e_0 = \frac{M}{N} = 48 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm} \rightarrow$ section partiellement comprimée.

Calcul des aciers:

moment fictif $M_f = N \times f$ où $f = e_0 + \left(\frac{h_t}{2} - d\right) = 48 + \left(\frac{10}{2} - 2\right) = 51 \text{ cm}$.

$M_f = 12750 \text{ kg cm}$

f : distance entre le COG des aciers tendus et le centre de pression.

$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 12750}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0,0108$ tableau ($\varepsilon = 0,9535$, $k = 92,5$)

on a $k = 92,5 > \bar{k} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2800}{137} = 20,4 \Rightarrow$ les aciers comprimés ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$A_1 = \frac{M_f}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{12750}{0,9535 \cdot 8 \cdot 2800} = 0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

La section finale est $A_2 = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

la section donnée par la condition de fragilité est:

$A > 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \times 100 \times 8 \times \frac{5,9}{2800} = 1,16 \text{ cm}^2 > A_2$

on prend $A = 1,16 \text{ cm}^2$ soit 5T6 /ml espacés de 20cm.

Vérification de la fissuration

Il faut que: $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$.

$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \times \frac{\omega_f}{1 + 10 \omega_f}$ où $\omega_f = \frac{A}{2bd} = \frac{1,41}{2 \times 2 \times 100} = 3,525 \cdot 10^{-3}$ $\phi = 6 \text{ mm}$

$\sigma_1 = 908 \text{ cm}^2$

$k = 10^6$ fissuration préjudiciable. $\eta = 1,6 \text{ HA}$

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 3010,4 \text{ kg/cm}^2$.

Pas de risque de fissuration

72.

Effort tranchant :

$$A \cdot \frac{M}{z} > T + \frac{M}{z}$$

$$t = \frac{7}{g h} = 7 \text{ cm} \quad T = 1,2 \times 100 = 120 \text{ kg}$$

$$M_f = -12750 \text{ kg m}$$

$$T + \frac{M}{z} = -1700,4 \text{ kg} < 3948 \text{ kg}$$

Verification du sisme local de l'acrotère RPAB1. Art 3-39

On doit faire une verification au sisme local dans les elements verticaux. l'acrotère se vérifie sous l'action de la force horizontale

$$F_p = Z I C_p W_p$$

$$Z = \frac{A(\text{groupe II, zone I})}{A(\text{groupe II, zone III})} = \frac{0,08}{0,25} = 0,32 \quad A: \text{coefficient d'accélération de zone.}$$

$C_p = 0,8$ pour une console d'après le tableau "4"

$$I = \frac{(\text{groupe d'usage du bâtiment})}{(\text{groupe d'usage 2})}$$

Notre sisme est du groupe d'usage 2. donc $I = 1$.

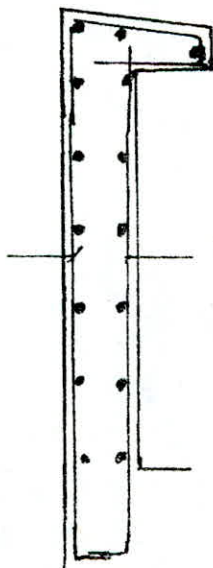
W_p : Poids de l'element (250 kg/m^2)

$$F_p = 0,32 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 250 = 64 \text{ kg}$$

$$F_p < 1,2 \times 100 = 120 \text{ kg} \quad (\text{force de calcul})$$

Il n'y a pas lieu de faire la verification

TS 5/4 200x200



TS 5/4 200x250

VOILE PERIPHERIQUE

Conformément au RPA 81 Art. 3.3.8-5, les assises ou dorsaux de niveau de la base, formées de poteaux courts, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles) et le niveau de base en zones II et III. Le voile périphérique constitue une ceinture du bâtiment et assure, par suite le bon chaînage. Son ferrailage est faitaire

Caractéristiques du voile:

. épaisseur $e = 18 \text{ cm}$

. Hauteur $h = 1,70 \text{ m}$

. Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures de section $\geq 0,20\%$ de la section transversale totale du béton:

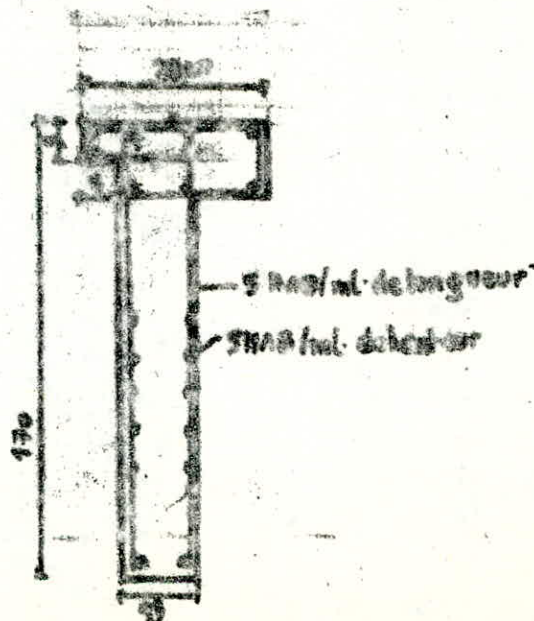
$$A \geq \frac{0,20}{100} \cdot 18 \cdot 170 \cdot 10^4 = 5,10 \text{ cm}^2$$

On adoptera 2 HA 16 en haut et les même aciers en bas.

. Armatures longitudinales de peau $\geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par mètre linéaire de hauteur

On adoptera 5 HA 8 / ml et par face $\rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2$

. Armatures verticales on prendra 5 HA 8 / ml et par face.



74.
ETUDE du SOL

Caracteristiques géologiques du terrain

Les coupes de sondages montrent que le sol est composé de deux couches. la première, existe entre 0,0 et 6m de profondeur et se compose d'argile rouge brique consolidée rassemblée en caillottes. A partir de 6m, graviers ronds ϕ 40mm emballés dans des matrices argilieuses brunes à rouges.

ESSAIS de Laboratoire:

essais physiques: suivant les analyses granulométriques et leur classification on conclut que les échantillons sont de nature argileuse (e-6m).

le teneur en eau naturelle est comprise entre 29 et 36%. le $\bar{\sigma} = 24 \text{ KN/m}^2$
en moyenne couche (e): $\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$ et $\gamma_s = 27 \text{ KN/m}^3$

essais mécaniques: Ils sont fait à partir des essais de cisaillement (rectiligne ou triaxial). ceux donne $c = 3,3 \text{ kg/cm}^2$ (cohésion), $\phi = 15^\circ$
angle de frottement

Essais du penetromètre dynamique:

3 essais au penetromètre dynamique leurd, ont été réalisés, qui permettent de:

- Donner une idée rapide de la résistance en fonction de la pénétr.
- Donner le degré d'homogénéité du sous-sol en détectant d'éventuelles anomalies (cavernes, roches).

- Obtenir le niveau précis du premier horizon dur rencontré.

L'opération de pénétration dynamique consiste à l'enfoncement dans le terrain d'une tige par l'action d'un marteau de masse 14 tombant répétitivement d'une hauteur fixe H.

L'appareil enregistre le nombre de coups N en jet de l'enfoncement

La formule du Hollandais permet de donner la résistance de pointe R_p :

$$R_p = \frac{1}{n e} \frac{M^2 H}{(M+P)}$$

P : poids du pieu et des accessoires

h : [m] hauteur de chute

M : poids du mouton.

e : [m] refus, enfoncement
moyen du pieu

$n = 6$ coefficient de réduction

Conclusion:

On prendra comme taux de travail admissible 2,5 bars pour des semelles superficielles isolées, à une profondeur 1,5 m. la contrainte réelle sera déterminées une fois les dimensions des semelles seront connues

76.
FONDATEIONS.

le choix du type de fondations est tributaire essentiellement de la qualité du sol, du type de contreventement de l'ossature, de la charge qui leur est transmises par la superstructure.

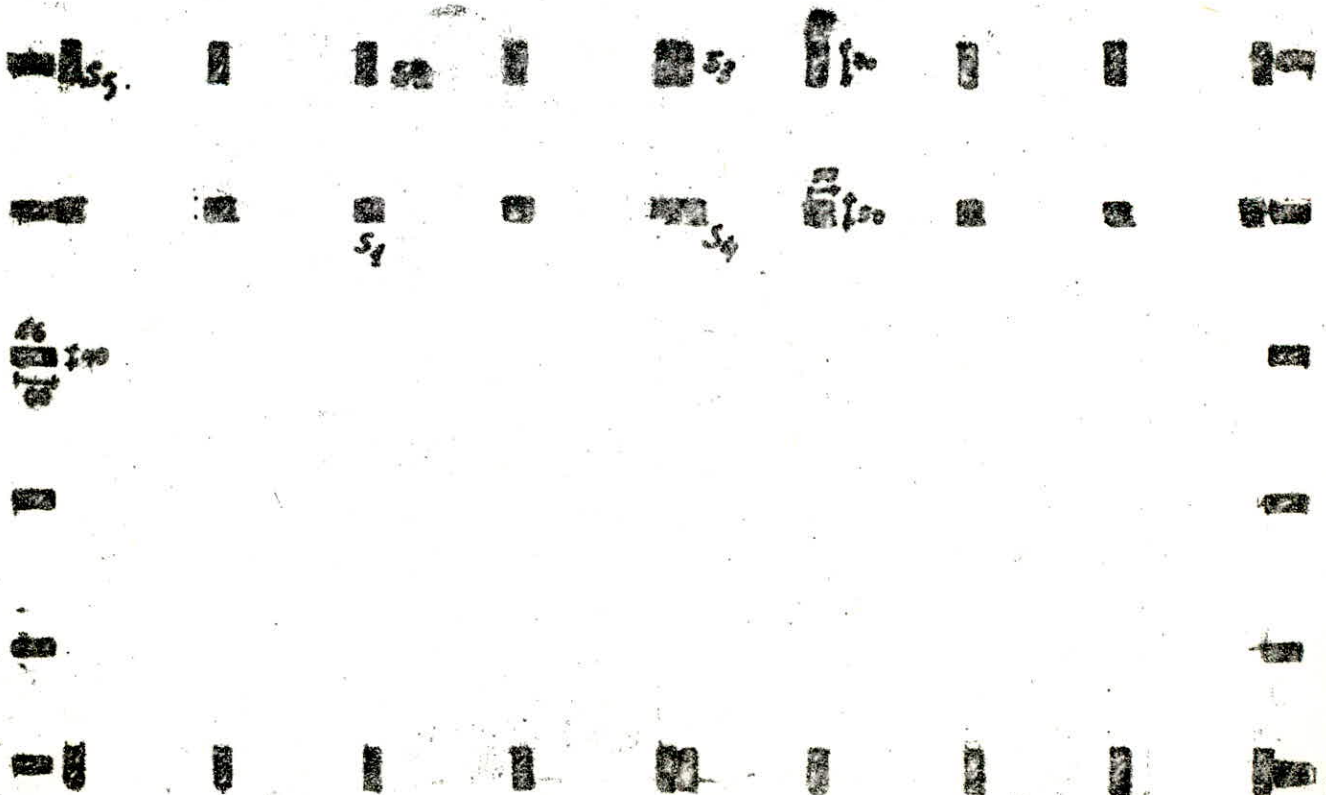
On a opté pour les semelles isolées, vu l'espacement suffisant des poteaux. Le dimensionnement et le calcul de la semelle se fait avec max (1.5 S_A , S_{P_2})

Pour le predimensionnement on considerera une variation trapézoïdale des contraintes. les dimensions L x B. de la semelle doivent vérifier la condition suivante:

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{ou } S = L \cdot B$$

$$y = \frac{L}{4} \text{ ou } \frac{B}{4}$$

Vue en plan des fondations repérées par la position des poteaux



Semelle S6:

le poteau est homothétique à la fondation

$$\frac{L}{B} = \frac{l}{b} = \frac{60}{40} = 3/2 \quad (1)$$

on prend $\bar{\sigma}_s = 2$ bars (rapport de sol) et on calcule $\bar{\sigma}_s$ exact, une fois les dimensions sont connues

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N}{LB} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) \quad (2) \quad \text{et} \quad e_s = \frac{M}{N} = \frac{0,5 \cdot 10^3}{33,68} = 1,48 \text{ cm}$$

de (1) et (2) on tire $\begin{cases} L = 200 \text{ cm} \\ B = 133 \text{ cm} \end{cases} \quad e = 45 \text{ cm}$

Verification à la Stabilité (sous SPS)

$$M = 11,86 \text{ tm}$$

$$N = 35,32 \text{ t}$$

Poids des terres

$$N_1 = \gamma(LB - lb)(D-h) = 4,708$$

Poids de la semelle

$$N_2 = 2,5LB h_s = 3,375 \text{ t}$$

$$M = 11,86 \text{ tm}$$

$$N_{tot} = N + N_1 + N_2 = 42,62 \text{ t}$$

$$\left. \begin{array}{l} M = 11,86 \text{ tm} \\ N_{tot} = N + N_1 + N_2 = 42,62 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow e_s = \frac{M}{N_{tot}} = 50,58 \text{ cm} < \frac{L}{6} = 48,5 \text{ cm RPA 61}$$

Calcul de $\bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \gamma D + \frac{(1 - \cos \alpha) \gamma N_1 + \gamma N_2 + \gamma D (N_1 - 1) + (1 + \cos \alpha) \gamma N_2}{F}$$

$$\varphi = 23^\circ \rightarrow \begin{cases} N_1 = 7,73 \\ N_2 = 9,66 \\ N_3 = 18,1 \end{cases}$$

$$C = 0,3 \text{ KN/m}^2$$

$$D = 1,5 \text{ m}$$

$$\gamma = 2,7 \text{ KN/m}^3$$

$$\longrightarrow \bar{\sigma}_s = 2,41 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_{s,2} = \frac{N}{s} = \frac{M \cdot s}{I} \quad \left(v = \frac{1}{2} \right) \quad (\text{sous SPS})$$

$$e(1) = \frac{35 + 15}{4} = \frac{50}{4} = 12,5 \text{ cm} \quad \text{soit } \bar{\sigma}_s = 2,46 \text{ kg/cm}^2$$

ferraillage: (bielles)

$$A_x = \frac{Q'(L-l)}{8h\bar{\sigma}_s}$$

$$A_y = \frac{Q'(B-b)}{8h\bar{\sigma}_s}$$

$$\text{d'où } A_x = 5,50 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 3,88 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q' = 6(1) \text{ L.B} \\ h = 0,5 \text{ m} \\ \bar{\sigma}_s = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

soit $7000 \text{ cm}^2 = 7,00 \text{ cm}^2$ espacés de $20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$

soit $388 \text{ cm}^2 = 3,88 \text{ cm}^2$ espacés de $8,00 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$

vérification au poinçonnement

$$h \geq \sqrt{\frac{Q'}{\sigma_{b_0}}} \times 1,44 = 43,48 \text{ cm. vérifiée}$$

Semelle S1:

$$SP_1 \begin{cases} M = 15,79 \text{ tm} \\ N = 22,05 \text{ t} \end{cases}$$

$$SP_2 \begin{cases} M = 9,926 \text{ tm} \\ N = 28,55 \text{ t} \end{cases}$$

$$\frac{L}{B} = \frac{b}{b} = \frac{50}{50} = 1 \rightarrow L = B$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N}{L^2} \left(1 + \frac{3e_0}{L}\right) \quad e_0 = \frac{M_{SP_1}}{N_{SP_1}} = 71,61 \text{ cm}$$

$$L = B = 170 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ cm}$$

stabilité (sous SP2)

$$\text{Poids des terres } N_1 = 0,75 \text{ t}$$

$$\text{Poids de la semelle } N_2 = 3,6125 \text{ t}$$

$$N_{\text{tot}} = N_{SP_2} + N_1 + N_2 = 32,9125 \text{ t}$$

$$e = \frac{M}{N_{\text{tot}}} = \frac{9,926 \cdot 10^2}{32,9125} = 30,16 \text{ cm} < \frac{L}{4} = 42,5 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_3 = 2,1 \text{ bars}$$

$$\sigma(A/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 2,35 + 1,07}{4} = 2,03 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_3$$

ferraillage (bielles)

$$A_y = A_x = \frac{Q'(L-l)}{8h\bar{\sigma}_a} = 6,124 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6HA12 = 6,78 \text{ cm}^2 \text{ espacés de } 25 \text{ cm}$$

Poinçonnement:

$$h \geq \sqrt{\frac{Q'}{\sigma_{b_0}}} \times 1,44 = 39,46 \text{ cm} \text{ vérifiée}$$

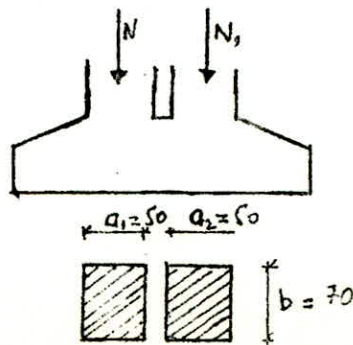
Semelle S3

$$N = N_1 + N_2 = 2 \times 68,9 = 137,8 \text{ t.}$$

$$M = M_1 + M_2 = 2 \times 3,263 = 6,526 \text{ tm.}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a_1 + a_2}{b} = \frac{100}{70} = \frac{10}{7} \rightarrow A = \frac{10}{7} B$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{7N}{10B^2} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \quad e_0 = \frac{M}{N} = 4,74 \text{ cm.}$$



on tire $B = 220 \text{ cm}$ \rightarrow $h = 65 \text{ cm}$
 $A = 320 \text{ cm}$

Stabilité (sous SP_2)

$$M = 2 \times 65,76 = 131,52 \text{ tm}$$

$$N = 2 \times 77,198 = 154,40 \text{ t}$$

oids des terres $N_3 = \gamma (AB - (a_1 + a_2) b) (D - h) = 1,46 \text{ t}$

oids de la semelle $N_4 = 2,5 AB h_t = 11,44 \text{ t}$

$$e = \frac{M}{N_{tot}} = \frac{131,52 \cdot 10^2}{167,30} = 78,61 < \frac{L}{4} = 80 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_s = 2,31 \text{ kg/cm}^2$$

contraintes dans le sol (sous SP_1)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{6e_0}{B} \right)$$

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 2,31 + 1,97}{4} = 2,225 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

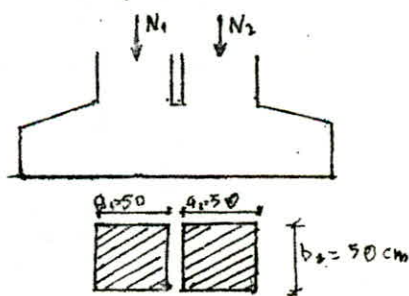
ferraillage:

$$A_x = \frac{Q'(A-a)}{8 h \bar{\sigma}_a} = 23,7 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 16HA14 = 24,62 \text{ cm}^2 \text{ espacés de } t = 19 \text{ cm}$$

$$A_y = \frac{Q'(B-b)}{8 h \bar{\sigma}_a} = 16,14 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 11HA14 = 16,93 \text{ cm}^2 \text{ espacés de } t = 18 \text{ cm}$$

semelle S_4

$$SP_1 \begin{cases} M = 2 \times 3,947 = 7,894 \text{ tm} \\ N = 2 \times 11,02 = 22,04 \text{ t} \end{cases}$$



Le même raisonnement donne:

$$B = 155 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ cm} \\ A = 340 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_s = 2,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,12 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

ferraillage:

$$A_x = \frac{Q'(A-a)}{8 h \bar{\sigma}_a} = 11,21 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 11HA12 = 12,44 \text{ cm}^2 \text{ espacés de } t = 26 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

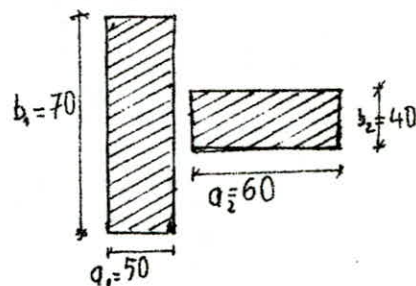
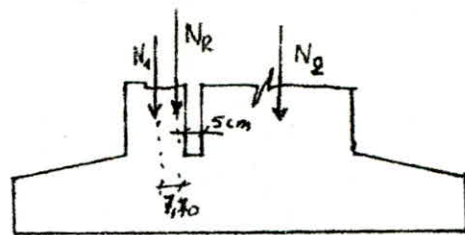
$$A_y = \frac{Q'(B-b)}{8 h \bar{\sigma}_a} = 5,6 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6HA12 = 6,78 \text{ cm}^2 \text{ espacés de } t = 22 \text{ cm}$$

poissonnement:

$$h \geq \sqrt{\frac{Q'}{\bar{\sigma}_{b.0}}} = 40,36 \text{ cm (vérifiée)}$$

semelle S5

$$SP_1 \begin{cases} M_1 = 6,526 \text{ tm} \\ M_2 = 0,82 \text{ tm} \\ N_1 = 132,72 \text{ t} \\ N_2 = 19,54 \text{ t} \end{cases}$$

point d'application de N_R :

$$x_0 = \frac{\sum N_i x_i}{\sum N_i} = 7,7 \text{ cm}$$

moment dû à l'excentrement: $(25 + 5 - 7,70)$.

$$M_e = 22,3 \cdot 10^{-2} N_R = 22,3 \cdot 10^{-2} \times 152,26 = 33,95 \text{ tm}$$

$$M_{\text{tot}} = M_1 + M_2 + M_e = 41,30 \text{ tm}$$

$$N_{\text{tot}} = N_1 + N_2 = 152,26 \text{ t} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} e_0 = \frac{M}{N} = 27,12 \text{ cm}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a_1 + a_2}{b_t} = \frac{60 + 50}{70} = \frac{11}{7}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right)$$

$$B = 270 \text{ cm}$$

$$A = 430 \text{ cm}$$

$$h = 90 \text{ cm}$$

Verification de la stabilité: (sous SP_2)

$$M_1 = 68,8 \text{ tm} \quad N_1 = 141,19 \text{ t}$$

$$M_2 = 8,99 \text{ tm} \quad N_2 = 19,54 \text{ t}$$

$$\text{Poids des terres: } N_3 = \gamma (AB - ab) (D - h) = 1,76 \text{ t}$$

$$\text{Poids de la semelle } N_4 = 2,5 \cdot A \cdot B \cdot h_L = 26,12 \text{ t}$$

$$M_{\text{tot}} = M_1 + M_2 + M_e = 117,17 \text{ tm}$$

$$N_{\text{tot}} = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 = 188,61 \text{ t}$$

$$\Rightarrow e = \frac{M_{\text{tot}}}{N_{\text{tot}}} = 62,12 < \frac{A}{4} = 67,5 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_{SP_2} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 3,02 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 3,69 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes dans le sol (sous SP_1)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{AB} \left(1 \pm \frac{6e_0}{B} \right) \quad e_0 = 27,12 \text{ cm}$$

$$\sigma(A/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 2,17 + 0,46}{4} = 1,74 < \bar{\sigma}_s = 2,46 \text{ kg/cm}^2$$

ferrailage:

$$A_x = \frac{Q'(A-a)}{8h\bar{\sigma}_a} = 32,1 \text{ cm}^2 \text{ soit } 21HA14 = 32,32 \text{ cm}^2 \text{ espacés de } 19,0 \text{ cm}$$

$$A_y = \frac{Q'(B-b)}{8h\bar{\sigma}_a} = 20,04 \text{ cm}^2 \text{ soit } 16HA14 = 21,55 \text{ cm}^2 \text{ espacés de } 16 \text{ cm}$$

Poussonnement

$$h \gg 1,44 \sqrt{\frac{Q'}{\bar{\sigma}_{b_0}}} = 78,2 \text{ cm} \quad (\text{vérifié})$$

Calcul des tassements :

Le calcul des tassement du sol est pratiquement le seul critère de choix d'une fondation. Pour évaluer les tassements, on utilise la méthode globale dont les hypothèses sont :

- le sol est homogène
- Cas de sollicitations brèves

Le tassement s en 1 point quelconque est donné par :

$$s = I \frac{1-\nu^2}{E} B q.$$

On peut utiliser la formule simplifiée de WESTERGAARD :

$$q = K_s \cdot s$$

avec :

K_s : coeff de raideur ou (module de réaction du sol) [kg/cm^3]

q : contrainte moyenne appliquée sur la semelle [kg/cm^2]

s : tassement au point considéré

B : largeur de la semelle

E, ν : Caractéristiques intrinsèques du sol respectivement module de déformation et coeff de poisson.

I : coeff de forme, sans dimension, dépend des dimensions de la semelle et de sa rigidité

La valeur du module de réaction K_s est donnée par la formule de TERZAGHI (1955) pour les semelles de fondations

cas d'une argile.
$$K_s = \frac{20}{B} K_{s_1} \quad B \text{ en [cm]}$$

$0,5 < K_s < 12 \text{ kg/cm}^3$ $K_{s_1} = 3 \text{ kg/cm}^3$: coefficient du sol.

Exemple de calcul : semelle "S₆" :

$$\sigma_1 = 1,45 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = 1,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$B = 135 \text{ cm.}$$

$$K_s = \frac{20}{135} \times 3 = 0,44 \text{ kg/cm}^3$$

$$\sigma_1 = 1,45 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow s_1 = \frac{\sigma_1}{K_s} = \frac{1,45}{0,44} = 3,26 \text{ cm} < \bar{s}_{adm} = 5 \text{ cm.}$$

$$\sigma_2 = 1,34 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow s_2 = \frac{\sigma_2}{K_s} = \frac{1,34}{0,44} = 3,02 \text{ cm} < \bar{s}_{adm} = 5 \text{ cm.}$$

tassement différentiel $\Delta s = s_{max} - s_{min} = 3,26 - 3,02 = 0,24 \text{ cm} < \frac{L}{1000} = 0,55 \text{ cm.}$

Distorsion. $\delta = \frac{\Delta s}{L} = \frac{0,24}{550} = 4,36 \cdot 10^{-4} < 1/500$

les autres résultats obtenus sont réunis dans le tableau ci-après :

semelle	σ_1 [kg/cm ²]	σ_2 [kg/cm ²]	S_{max} [cm]	S_{min} [cm]	ΔS [cm]	$\delta \cdot 10^{-3}$
S ₁	2,09	1,07	4,7	2,4	2,3	4,18
S ₂	2,07	1,87	4,52	4,21	0,31	0,56
S ₃	1,99	1,97	4,48	4,43	0,05	0,09
S ₄	1,42	1,02	3,195	2,295	0,87	1,58
S ₅	2,17	0,46	4,88	1,04	3,85	7,00
S ₆	1,45	1,34	3,26	3,02	0,24	0,44

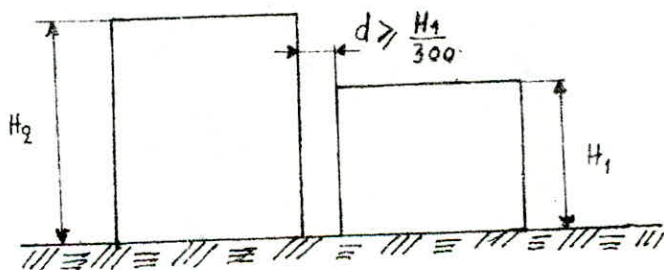
Etude du joint de dilatation

Un joint de dilatation est une coupure destinée à parer à l'action normale des variations thermiques, du retrait de durcissement ou l'expansion du béton. En outre, le joint doit permettre aux blocs adjacents le libre déplacement sans contact préjudiciable.

Pour le remplissage des joints de dilatation, on utilise des plaques de lièges, mastic d'asphalte, matières plastiques. Ces matières permettent la transmission d'efforts d'un bloc à l'autre.

le joint entre deux blocs contigus, d'après le RPA 81 Art 2.3.2-4 aura une largeur supérieure à $H_1/300$.

H_1 : représente la hauteur du bloc le moins haut.



$d_{min} = 2 \text{ cm}$ (Art 2.3.2-5. RPA 81).

dans notre cas $H_1 = H_2 = 9,20 \text{ m}$. d'où $d = 3,1 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$.

le calcul statique donne une valeur comparable; $3,67 \text{ cm}$.

Renversement de la poutre de précontrainte:

Pour pallier au renversement de la poutre de précontrainte, le mur de remplissage reprendrait les efforts de renversement,

CONCLUSION ^{84.}

Pour conclure, nous dirons qu'un projet de fin d'études est en réalité une synthèse de toutes connaissances acquises le long de la formation scolaire et une mise en application de celles-ci à un cas spécifique.

Pour ce qui nous concerne, nous les avons appliquées à une salle de sport à ossature auto-stable avec toiture en béton précontraint. Le principal objectif a été de calculer les éléments résistants.

Le long de notre travail, malgré les diverses difficultés qui nous ont amené soit à reconcevoir partiellement le projet, soit à ajouter certains éléments indispensables, nous avons appris et connu.

Nous sortons de l'ENPA avec un bagage nécessaire pour résoudre faire face aux problèmes qui se présenteront dans la vie active.

La réussite de ce travail va de l'encadrement de nos professeurs et surtout du promoteur.

Nous sommes animés présentement de cette joie d'être enfin de cycle, et dans le même contexte, encourageons ceux qui seront le futurs.

BIBLIOGRAPHIE

- Regles Techniques CCBA 68
- Regles Parasismiques Algeriennes RPA81 (Edition 83)
- Regles Neige et Vent N65.
- Calcul et Verification des Ouvrages en B.A (P. CHARON)
- Cours de Beton Armé (BELAZOUGUI)
- Aide Memoire de Beton (DUNOD)
- Pratique du Beton Precontraint (DREUX)
- Beton Precontraint (GUYON)
- Cours pratique de mecanique de sol, Tome 1 et 2 (COSTE - SANGLERAT)

