

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : \square ENIE \square TVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

\square TUDE \square UN \square EROGARE

R + 2

Proposé par :

C.T.C

Etudié par : Mrs

A. SENOUCI

A. SAFRI

Dirigé par :

Mr R. BLOUD



PROMOTION :

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT :

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UN AEROGARE

R + 2

Proposé par :

Etudié par :

Dirigé par :



PROMOTION :

بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

يقول الله سبحانه وتعالى :

« وقل زدني علماً »

ويقول أيضاً :

« سألونك عن الروح قل الروح من أمر ربي »

وما أوتيتم من العلم إلا قليلاً »

حمد لله العظيم

يقول الرسول صلوات الله عليه وسلم :

« من كنتم علماء الجاهل لله بالجاه منه نار يوم القيامة »

ويقول أيضاً :

« من سلك طريقاً يطلب فيه العلم سلك الله له طريقاً

إلى الجنة » أذكر كما قال عليه الصلاة والسلام

يقول الشاعر :

لا تحسب أن العلم ينفع وحده

صالح يتوَّج صاحبه بخلاقه

DEDICACES

je dedie ce modeste travail

- à mon père
- à ma mère
- à tous mes frères et sœurs
- à tous mes frères de la mosquée el ATTIQUE
- à tous mes amis

A. SENOUCI

je dedie ce travail

- à mon père
- à ma mère
- à ma grand-mère
- à mes frères et sœurs
- à mes frères de la mosquée

A. SAFRI

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier vivement notre promoteur M^r BIoud pour l'aide qu'il nous a apporté.

Nous tenons à remercier M^r CRAINIC pour l'aide qu'il nous a apporté ainsi que tous les ingénieurs du CTC en particulier M^r JACIMOVIC et M^r GOBRIELLE

Nous tenons aussi à témoigner notre gratitude à Monsieur Demouche du CTC et à tous ceux qui nous ont aidé dans l'élaboration de ce travail en particulier

Mohamed Benmarouf

A. SAFRI

A. SENOUCI

SOMMAIRE

- Présentation de l'ouvrage :
- caractéristiques et contraintes admissibles des matériaux :

PARTIE A:

- Calcul de la membrane :
- Etude au séisme :
- Charges verticales :
- effet de température et retrait :
- Superpositions :
- ferraillement des portiques : a - ferraillement des poutres :
- b - ferraillement des poteaux :

PARTIE B:

- Charges et surcharges :
- calcul des éléments a - acrotère :
- b - poutrelles :
- Charges horizontales : a - calcul des rigidités :
- b - étude au séisme :
- Charges verticales :
- effet de température et retrait :
- superposition :
- ferraillement des portiques : a - ferraillement des poutres ..
- b - " " poteaux ..
- Longrines :
- fondations :
- Bibliographie :

PRESENTATIONS

Ce projet consiste à étudier les éléments résistants d'un aérographe qui sera implanté à Boufarik, zone de moyenne sismicité

Cet aérographe est constitué d'un petit bloc, qui compte 2 niveaux, inclus dans un grand bloc surélevé de hauteur 13m comportant un seul niveau

Les dimensions sont les suivantes :

* petit bloc

Largeur totale : 15m
Longueur totale : 30m
hauteur : 8m

* grand Bloc

Largeur totale : 30m
Longueur totale : 40m
hauteur : 13m

b/ Béton armé :

- Le béton utilisé pour la construction de l'aerographe sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CC BA 68) ainsi qu'à toutes les règles en vigueur applicables en Algérie
- pour l'acier nous utiliserons de l'acier à haute adhérence (FeE40) et de l'acier doux (FeE24).

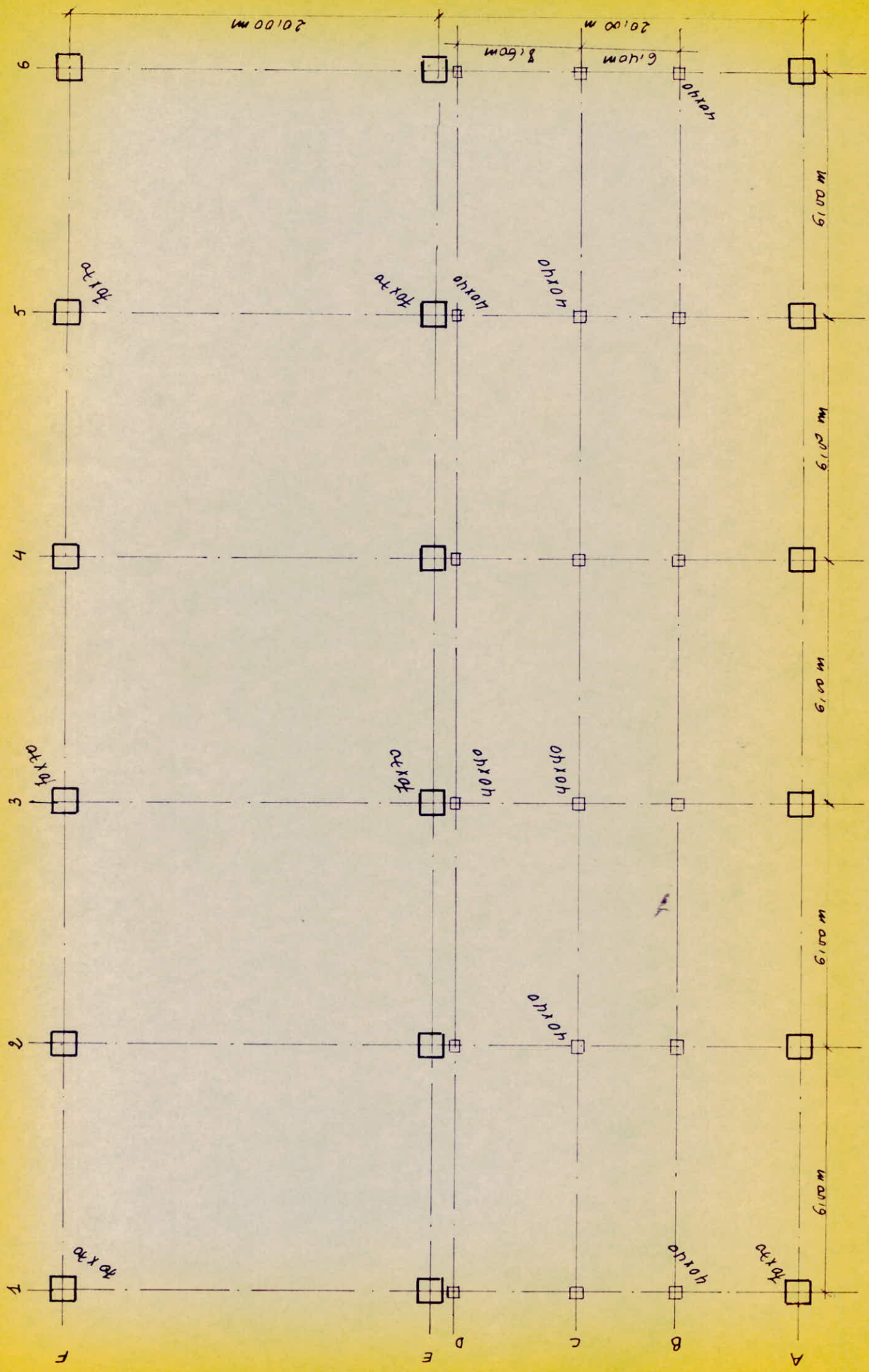
c/ ossatures :

Le bâtiment est contreventé par des poutres longitudinales et transversales
Le remplissage sera fait par de la maçonnerie

d/ planchers

Les planchers sont des dalles nervurées. La dalle a une épaisseur de 8cm
Les poutrelles ont pour dimensions 20x50.

e/ notations des poutres :



Caracteristiques et contraintes admissibles des materiaux utilises

Beton:

Il est dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA 325 avec contrôle stricte.

Pour un béton dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA 325 les règles CBA 68 fixent les résistances nominales suivantes :

- résistance nominale de compression $\sigma'_{c28} = 270 \text{ kg/cm}^2$
- " " " " " traction $\sigma'_{t28} = 23,2 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte de compression admissible:

Elle est donnée par $\bar{\sigma}'_b = \gamma'_b \sigma'_{c28}$ avec $\gamma'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$

- où
- α : dépend de la classe de ciment utilisée;
 - β : dépend du contrôle; contrôle stricte $\beta = 1$.
 - γ : dépend des épaisseurs relatives (h_{min}) des éléments de construction et des dimensions des granulats. (C_g).

$$\text{si } h_{\text{min}} < 4C_g \quad \gamma = \frac{h_{\text{min}}}{4C_g} \quad ; \quad \text{si } h_{\text{min}} > 4C_g \quad \gamma = 1.$$

- δ : dépend de la nature des sollicitations

$$\delta = 0,3 \quad \text{compression simple.}$$

$$\delta = 0,6 \quad \text{en flexion simple ou flexion composée lorsque l'effort normal est une traction}$$

$$\delta = \min \begin{cases} 0,6 \\ 0,3(1 + e_0/3e_1) \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{dans une flexion} \\ \text{composée si l'effort normal est une compression} \end{array}$$

e_0 : excentricite de la resultante des forces exterieures par rapport au C.G. du beton seul.

e_1 : distance de la limite du noyau central au C.G. du beton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

N.B

Quand il s'agira d'une sollicitation du 2^e genre les valeurs de δ seront multipliees par 1,5

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

$0,5 < \epsilon < 1$ dans les autres cas avec $\sigma_{im} \leq \bar{\sigma}'_{b0}$.

σ_{im} : etant la contrainte du beton de la section rendue homogene si elle est entierement comprimée, ou du beton de la zone comprimée de la section homogene reduite

Résumé

- compression simple:

$$\left[\begin{array}{l} \text{sous SP}_1: \bar{\sigma}'_{b0} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 270 = 81 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{sous SP}_2: \bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot \bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot 81 = 121,5 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

- Flexion simple:

$$\left[\begin{array}{l} \text{sous SP}_1: \bar{\sigma}'_b = 1 \times 1 \times 1 \times 0,6 \times 1 \times 270 = 162 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{sous SP}_2: \bar{\sigma}'_b = 1,5 \bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 162 = 243 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

Contrainte de traction de reference:

$$\bar{\sigma}_b = \gamma_b \sigma'_{tr} \quad \gamma_b = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \theta$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{tr}} = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,0257$$

$$\left[\begin{array}{l} \text{sous SP}_1: \bar{\sigma}_b = 1 \times 1 \times 1 \times 0,0257 \times 270 = 6,96 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{sous SP}_2: \bar{\sigma}_b = 1,5 \bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 7 = 10,5 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

Module de déformation du béton. (CCBA 68 - art 9-6)

On peut admettre qu'à l'âge de j jours le module de déformation longitudinale du béton sous des contraintes normales et d'une durée d'application inférieure ou égale à 24 h ou module de déformation instantanée E_i est égal à :

$$E_i = 21000 \sqrt{\sigma_j'} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

- sous l'action de charge de longue durée d'application

$$E_v = 7000 \sqrt{\sigma_j'}$$

σ_j' : contrainte nominale du béton à la compression à l'âge de j jours. (généralement $j = 28$ jours)

A.N : $\sigma_{cs} = 270 \text{ kg/cm}^2$

$$E_i = 3,45 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_v = 1,15 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

Acier

Contrainte admissible en traction et en compression

$$\sigma_{en} = 2400 \quad \text{FeE24}$$

sous SP1 : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

sous SP2 : $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{en} = 4200 \quad \text{nuance FeE40}$$

sous SP1 : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$

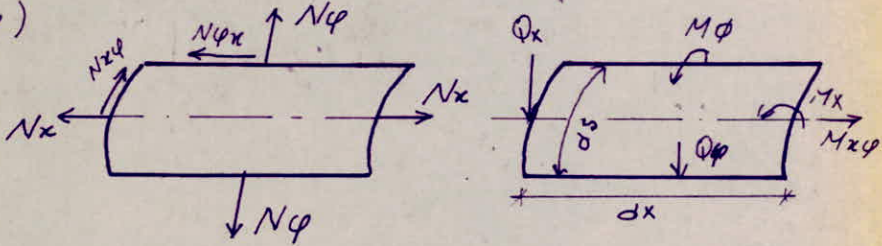
sous SP2 : $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

PARTIE - A -

calcul de la membrane

* Generalités

Il existe de très nombreuses méthodes de calcul de la voute symétrique cylindrique, on peut considérer le problème dans toute sa généralité et chercher à mettre en évidence par les procédés de l'élasticité les moments de flexions, les efforts normaux, les moments de torsion et les efforts tranchants dus aux charges verticales (c'est la théorie de flexion)



soit un élément ds. dx Il est soumis aux efforts suivants:

- des tensions normales N_x et N_ϕ
- des tensions de cisaillement $N_{x\phi}$ et $N_{\phi x}$
- des moments de flexions M_x et M_ϕ
- " " de torsion $M_{x\phi}$ et $M_{\phi x}$
- des efforts tranchants Q_x et Q_ϕ

Les composants de déformations sont :

- u : parallèle à la génératrice
- v : tangente à la directrice
- z : normale à la surface

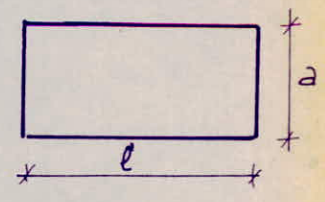
En écrivant les 3 équations d'équilibre du petit ds. dx et les équations reliant les efforts cités ci-dessus avec les déformations et en constatant qu'une équation d'équilibre est identiquement satisfaite on arrive à 2 équ^s générales ces 2 équations sont des différentielles du 8^{ème} ordre pratiquement impossible à résoudre ; D'où la nécessité de l'existence de plusieurs méthodes approchées qui donnent des résultats qui sont proches à celles données par la méthode exacte.

Parmi ces nombreuses methodes approchées, il existe:

- Methode de la membrane:

Cette methode n'est valable que pour les voiles dites c.a.d. $l < 3a$

Cette methode admet que la surface est infiniment flexible et non extensible c.a.d. qu'un element de surface n'est soumis qu'a 2 tensions



N_x et N_φ et cisaillement $N_{x\varphi}$, les autres efforts sont nuls

Les equations d'equilibre sont les suivantes:

$$\frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{1}{r} \frac{\partial N_{x\varphi}}{\partial \varphi} = -q_x$$

$$\frac{\partial N_{x\varphi}}{\partial x} + \frac{1}{r} \frac{\partial N_\varphi}{\partial \varphi} = -q_y$$

$$N_\varphi = -r q_z$$

- Methode des poutres profilées

* Condition d'application de la theorie des poutres profilées.

Les hypotheses suivantes sont utilisées dans la theorie des poutres profilées.

- La deformation d'une section transversale de la poutre dans son plan est négligeable.
- on ne tiendra pas compte des efforts M_x, Q_x , et $M_{x\varphi}$
- La deformation due a l'effort de cisaillement $N_{x\varphi}$ est négligée.

La premiere hypothese peut être remplacé par l'hypothese de Bernoulli qui dit que la section reste plane apres deformation, si la poutre voilée est soumise soumise a la flexion simple

pour que la deuxieme hypothese soit vérifiée il faut que le voile soit long, ainsi la theorie des poutres ne s'appliquera que pour les voiles assez longs.

Les hypothèses sur lesquelles la théorie des poutres se base peuvent ne pas être totalement vérifiées, mais si elles sont suffisamment satisfaites, on peut considérer que la théorie des poutres est applicable

* Domaine de validité :

La méthode des poutres est applicable pour les types de voiles minces suivants à condition qu'ils soient uniformément chargés :

- 1 - un seul voile mince sans poutres de rive si $l/2 > 5$
 - 2 - un seul voile mince long avec des poutres de rive de faible hauteur si $l/2 > 3$
 - * 3 - voiles minces continus avec poutres de retombées si $\frac{l}{2} > 3$
- dans notre cas nous avons des voiles minces continus avec poutres de retombées ($\frac{l}{2} = \frac{20}{6} = 3,33 > 3$) \Rightarrow la théorie des poutres est applicable.

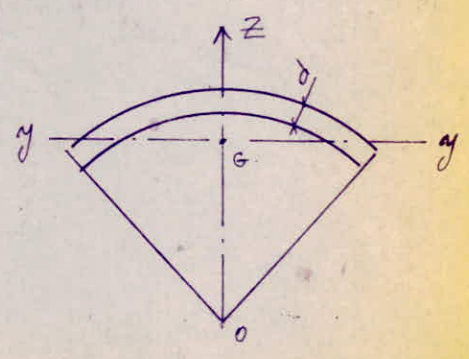
* Méthode de calcul :

Il y'a 2 sorts de calculs dans la méthode des poutres.

en premier: le voile mince sera considéré comme une poutre ayant pour section la section transversale du voile, cette première partie peut être appelée calcul de poutre, ce calcul nous permet de déterminer N_x et N_{xy} si le voile est soumis seulement à des charges verticales distribuées symétriquement par rapport à Oz

$$N_x = \frac{M_{yy}}{I_{yy}} z. d.$$

ou M_{yy} : moment de flexion dans une section qcg du voile considéré comme une poutre.



I_{yy} : moment d'inertie par rapport à l'axe yy

Dans cette première partie on peut déterminer $N_{x\varphi}$ à partir de la relation suivante

$$\bar{\sigma} = \frac{VQ}{I \cdot b} = \frac{VQ}{I \cdot 2d} \quad ; \quad N_{x\varphi} = \bar{\sigma} d = \frac{VQd}{I_{yy} 2 \cdot d}$$

$$\Rightarrow N_{x\varphi} = \frac{V \cdot Q}{2 I_{yy}}$$

V : effort tranchant dans cette section

Q : moment statique de la section se trouvant au dessous du point considéré par rapport à l'axe $y-y$.

* En 2^e partie on se le calcul de l'arc.

Le but de ce calcul est la détermination de M_{φ} , Q_{φ} et N_{φ} dans le voile mince.

isolons un arc élémentaire de longueur dx cet élément est situé entre 2 sections du voile distantes de dx

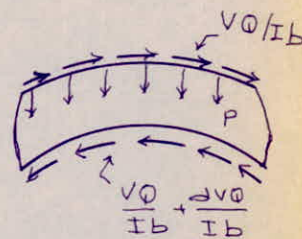
Cet arc élémentaire est en équilibre sous l'action des types de charges suivants:

- des charges verticales p
- différence des efforts de cisaillements entre les sections distantes de dx .

Les efforts de cisaillements sont tangents en tout pt de l'arc élémentaire, ces efforts peuvent être décomposés en des forces verticales

et des forces horizontales, la somme des composantes verticales de cisaillement doit être égale à la somme des charges verticales

extérieures. Considérons en premier un seul voile mince avec ou sans ponts de rives, l'arc élémentaire ne développe à ses extrémités aucun



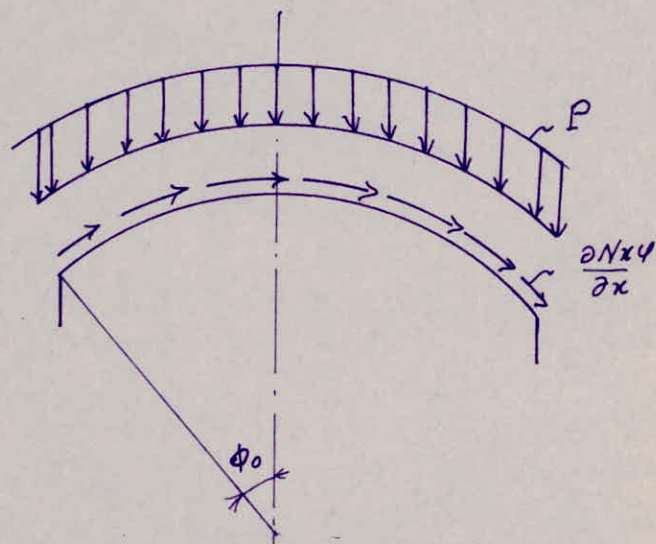
moment ni aucune force au niveau de l'encastrement, ainsi nous avons un arc élémentaire isostatique.

Le moment transversal M_φ est déterminé par la somme algébrique des moments dus aux charges extérieures, aux composantes verticales et horizontales des efforts de cisaillement.

Considérons maintenant un voile mince continu soumis à des charges symétriques, comme l'arc élémentaire est fixé à ses extrémités, c'est donc un arc encastré, le degré d'hyperstativité est à priori 3 mais le degré d'hyperstativité est égal à 2 car il n'existe pas de réactions verticales aux extrémités, la somme des composantes verticales de cisaillement est égale à la somme des charges extérieures.

calcul de l'arc

On considère un anneau complet de berceau limité à 2 sections droites distantes de 1m



Cet anneau est en équilibre sous l'action de son poids propre (poutre de rive + poids de l'arc) et de la variation des efforts de cisaillements entre les 2 sections distantes de 1m.

$$\frac{\partial N \times \varphi}{\partial x} = \frac{P \cdot S}{I}$$

P : poids total de l'anneau

S : moment statique de la surface au

au dessus du point considéré par rapport à l'axe yy.

I : moment d'inertie total du berceau / yy.

* Etapes de calcul

Les étapes de calcul sont les suivantes :

1°/- détermination de la longueur d'arc $S = 2R\varphi_0$

2°/ on divise la moitié du berceau en un nombre d'intervalles égaux de longueur ΔS

détermination ensuite des coordonnées du pt milieu de l'intervalle par rapport aux axes passant par le centre du cercle.

3°/ détermination de l'axe neutre.

Cet axe passe par le C.D.G des surfaces des intervalles de la moitié du voile.

4°/ détermination en chaque point le moment statique / à l'axe neutre.

5°/ détermination du moment d'inertie total de la section du voile (le moment d'inertie de chaque élément / à son axe est négligé sauf pour le pont de rive)

6°/ détermination en chaque pt de l'effort de cisaillement

$\frac{\partial N_{x\varphi}}{\partial x} \times \Delta S$ cet effort est décomposé en une composante

verticale et une composante horizontale

$$V = \frac{\partial N_{x\varphi}}{\partial x} \Delta S \cdot \sin\varphi = \frac{\partial N_{x\varphi}}{\partial x} \cdot \Delta S \frac{\Delta z}{\Delta S}$$

$$V = \frac{\partial N_{x\varphi}}{\partial x} \times \Delta z$$

$$H = \frac{\partial N_{x\varphi}}{\partial x} \cdot \Delta S \cdot \cos\varphi = \frac{\partial N_{x\varphi}}{\partial x} \cdot \Delta S \cdot \frac{\Delta y}{\Delta S}$$

$$H = \frac{\partial N \times \varphi}{\partial x} \Delta y.$$

$$\frac{\partial N \times \varphi}{\partial x} = \frac{P \cdot S_z}{I_z}$$

P : poids total du bergeau

I_z : moment d'inertie de la section globale du vile

S_z : moment statique de la surface de tous les éléments situés au dessus ou au dessous du point considéré par rapport à l'axe neutre

8° en chaque point on a une composante verticale q_z et une composante horizontale q_y .

$$\begin{cases} q_z = V - p & p: \text{étant la force extérieure appliquée dans} \\ q_y = H & \text{chaque élément} \end{cases}$$

9° Détermination du moment transversal $M\varphi$.

notre système est 2 fois hyperstatique, appliquons la méthode des forces pour déterminer les efforts; les inconnus sont le moment d'encastrement X_1 et la force horizontale X_2 (la poussée)

Les équations canoniques sont les suivantes:

$$\delta_{10} + X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} = 0 \quad \text{avec} \quad \delta_{10} = \sum \frac{M_0 M_1 \Delta S}{EI}$$

$$\delta_{20} + X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} = 0$$

$$\delta_{20} = \sum \frac{M_0 M_2 \Delta S}{EI}$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \sum \frac{M_1 M_2 \Delta S}{EI};$$

$$\delta_{11} = \sum \frac{M_1^2}{EI}; \quad \delta_{22} = \sum \frac{M_2^2}{EI}$$

M_0 : moment dû aux forces q_z et q_y dans le système isostatique

M_1 : moment dû à l'effort $X_1 = 1$.

M_2 : moment dû à l'effort $X_2 = 1$.

On admet que dans les limites de chaque segment (Intervalle)

membrane l'expression sous l'intégrale varie linéairement, par conséquent cette intégrale sera égale à la longueur du segment considéré multiplié par la demi somme des valeurs de l'expression à intégrer calculées pour les sections de l'arc correspondant aux limites de ce segment par exemple:

$$\delta_{12} = \int_0^S \frac{M_1 M_2}{EI} dS = \sum_{i=0}^{i=n} \frac{M_{1i} + M_{2i}}{EI} \left(\frac{S_i + S_{i+1}}{2} \right)$$

avec : S_i : longueur du $i^{\text{ème}}$ segment de l'arc compris entre les sections $(i-1)$ et (i)

\bar{M}_{1i} , \bar{M}_{2i} : moments engendrés dans la $i^{\text{ème}}$ section par les efforts unitaires X_1 et X_2 respectivement

L'expression ci-dessus peut être écrite sous la forme :

$$\delta_{12} = \sum_{i=0}^n \bar{M}_{1i} \cdot \bar{M}_{2i} \frac{\Delta S}{EI} \quad \text{avec} \quad \Delta S = \frac{S_i + S_{i+1}}{2}$$

Le moment final est déterminé à partir de la formule suivante :

$$M = M_0 + M_1 X_1 + M_2 X_2$$

Les efforts normaux méridiens et les efforts tranchants radiaux peuvent être déterminés en considérant les forces verticales q_z , les forces horizontales q_y et la force de poussée X_2 .

caracteristiques du voile

ouverture du voile : 6,00 m

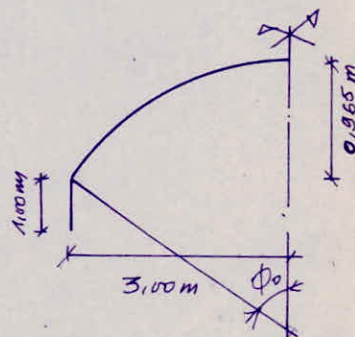
portée 20,00 m

Rayon du cercle 4,74 m

angle central $2\phi_0 = 76,1^\circ$

porte de rive 20×100 cm

épaisseur du voile 0,07 m.



* Charges :

- poids propre du voile (0,07 m) 775 kg/m²

- étanchéité 30 kg/m²

- enduit 27 kg/m²

- surcharge climatique (Neige) 50 kg/m²

282 kg/m²

- poids propre de la moitié de la porte de rive 250 kg/ml

- poids des cheneaux ($\frac{300}{2}$ kg/ml) 150 kg/ml

400 kg/ml

400 kg/ml pour la demi porte de rive

Nous divisons l'arc en 16 intervalles égaux

$$\Delta\phi = \frac{2\phi_0}{16} = \frac{76,10}{16} = 4,756^\circ \approx 0,0831 \text{ rad}$$

la longueur d'un intervalle est égale à $\Delta S = R\Delta\phi = 0,39363$ m

la surface de chaque intervalle = $\Delta S \times 0,07 = 0,02755$ m² = ΔA_1

nous divisons la demi porte de rive en deux intervalles, la surface

de chaque intervalle = $\frac{0,10 \times 1,00}{2} = 0,05$ m²

donc comme données nous avons:

$$\Delta\varphi = 4,756^\circ; \quad \Delta S = 0,39363 \text{ m}; \quad \Delta A_1 = 0,02755 \text{ m}^2; \quad \Delta A_2 = 0,05 \text{ m}^2$$

1°/ Détermination de la position de l'axe-neutre

points	\bar{z} répartir du centre 0		\bar{y} répartir du centre 0	
	points pairs	points impairs	points pairs	points impairs
0	2,7330		2,922	
		3,233		2,922
2	3,7330		2,922	
		3,8506		2,764
4	3,9620		2,602	
		4,0666		2,435
6	4,1641		2,264	
		4,2545		2,090
8	4,3375		1,911	
		4,4131		1,730
10	4,4811		1,545	
		4,5413		1,358
12	4,5938		1,168	
		4,6383		0,977
14	4,6748		0,783	
		4,7033		0,5887
16	4,7237		0,393	
		4,7359		0,197
18	4,7400		0,000	

$$\bar{z} = \frac{\sum z_i A_i}{\sum A_i}$$

on trouve:

$$\bar{z} = \frac{3,233 \times 2 \times 0,05 + 35,2036 \times 0,02755}{2 \times 0,05 + 8 \times 0,02755}$$

$$\bar{z} = 4,036 \text{ m}$$

$$\bar{y} = 0,704 \text{ m}$$

2°/ Détermination des moments statiques et des moments d'inerties totales.

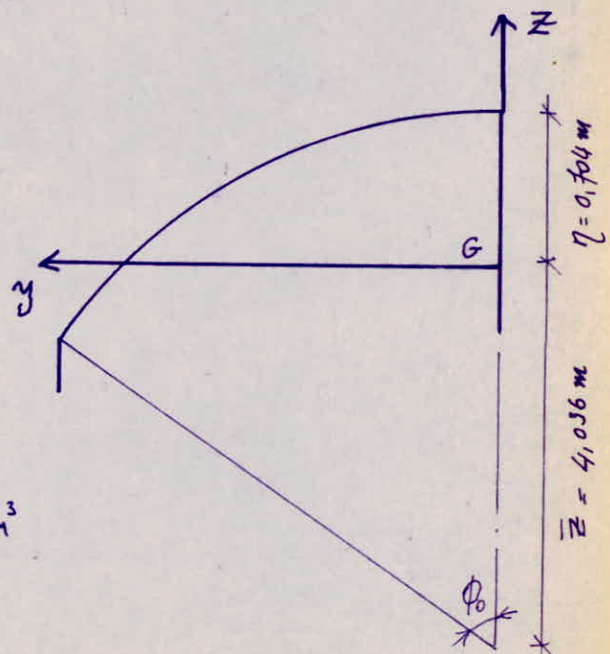
Le moment statique S_z en chaque point est déterminé de la façon suivante:

$$S_z = \Delta A_i \times z_i + S_{z_{i-1}}$$

ex: $S_{z18} = 0$

$$S_{z16} = S_{z18} + \Delta A_i \times z_i = 0 + 0,02755 \times 0,6999 = 0,01928 \text{ m}^3$$

$$S_{z14} = 0,01928 + 0,02755 \times 0,6673 = 0,03765 \text{ m}^3$$



points	z : a partir du C.D.G.		Z ² /G	Σz (m ³)
	Pts pairs	Pts impairs		
0	1,303			0,100
		0,803	0,7281	
2	0,303			0,0803
		0,1854	0,03437	
4	0,074			0,08541
		-0,0306	9,364 · 10 ⁻⁴	
6	-0,1281			0,08457
		-0,2185	0,04774	
8	-0,3015			0,07855
		-0,3771	0,1422	
10	-0,4451			0,06816
		-0,5053	0,2553	
12	-0,5578			0,05424
		-0,6023	0,3628	
14	-0,6388			0,03765
		-0,6673	0,4453	
16	-0,6877			0,01928
		-0,6999	0,4899	
18	-0,704			0,000

moment d'inertie

$$I/G = A_p \cdot z_p + \sum A_i z_{iG}^2$$

$$= [2 \cdot 0,05 \cdot 0,7281 + [0,03437 + 9,364 \cdot 10^{-4} + \dots + 0,4899] \times 0,02755] \times 2 = 0,2436 \text{ m}^4$$

$$I/G = 0,2436 \text{ m}^4$$

3°) Determination des composantes verticales et horizontales des efforts de cisaillement (en considérant l'équilibre d'un élément de 1m de long)

pts	P (kg/ml)	N x φ	Δy (cm)	Δz (cm)	N x φ · Δy	N x φ · Δz	q _z = P + q _z
2	456,09	855,41	0,158	0,6176	135,15	-617,07	-160,98
4	112,185	909,85	0,329	0,216	266,44	-196,53	-84,34
6	"	900,90	0,345	0,1879	310,81	-189,28	-57,095
8	"	836,77	0,360	0,1586	301,24	-132,71	-20,525
10	"	726,09	0,372	0,1282	270,11	-93,09	19,095
12	"	577,80	0,381	0,097	220,14	-56,05	56,135
14	"	401,10	0,3883	0,065	155,75	-26,07	86,115
16	"	205,40	0,3917	0,0326	80,46	-6,70	105,485
18	56,0923	0	0,197	0	0	0	56,092

point 2: $P = 250 + 150 + \frac{1}{2} \times 285 \times 0,39363 = 456,09 \text{ kg/ml}$

$$I_z = 2 [0,7281 \times 0,10 + 0,02755 \times 1,177855] = 0,2436 \text{ m}^4$$

* N x φ · Δz est obtenu par l'intégrale de Simpson pour la parabole.

$$N \times \phi = \frac{2 P S z}{I_z} = 10652,7 \text{ S z}$$

$$N \times \phi \cdot \Delta z = -\frac{1}{6} [0 + 4 \times 560,87 + 855,41] - 0,1176 \times 855,41 = -617,07$$

$$x = \frac{2 P S z}{I_z} = \frac{z \times 1297,5 \times 1,053 \times 0,05}{0,2436} = 560,87$$

Δy et Δz sont respectivement les différences entre les points impairs
 * Détermination du moment radial M_ϕ dans le cas du système isostatique.

pts	N_y	N_z	Δz	Δy	$N_y \Delta z$	$N_z \Delta y$	ΔM_ϕ	M_ϕ
1	0	0	0	0	0	0	0	20,56
3	135,15	-160,98	-0,229	0,32	-30,95	51,51	20,56	22,32
5	404,59	-245,32	-0,2021	0,338	-81,16	82,92	11,76	5,54
7	792,40	-302,415	-0,1734	0,353	-123,53	106,75	-16,79	-21,82
9	1013,64	-322,94	-0,1436	0,366	-145,56	118,20	-27,36	-51,95
11	1283,75	-303,845	-0,1127	0,377	-144,78	114,55	-30,13	-78,40
13	1503,90	-247,71	-0,0810	0,385	-121,82	95,37	-26,45	-96,54
15	1659,65	-161,595	-0,0489	0,390	-81,16	63,02	-18,14	-102,86
17	1740,11	56,092	-0,0165	0,393	-28,36	22,04	-6,32	

Δy et Δz sont les différences entre les coordonnées des points pairs

points	ΔS	M_0	M_1	M_2	M_1^2	M_2^2	$M_0 M_1$	$M_0 M_2$	$M_1 M_2$
2	0,1969	0	1	0	1	0	0	0	0
4	0,3937	20,56	"	-0,229	"	0,0524	20,56	-4,71	-0,229
6	"	22,32	"	-0,431	"	0,1858	22,32	-9,62	-0,431
8	"	5,54	"	-0,6044	"	0,3653	5,54	-3,35	-0,6044
10	"	-21,82	"	-0,748	"	0,5595	-21,82	16,32	-0,748
12	"	-51,95	"	-0,861	"	0,7410	-51,95	44,73	-0,861
14	"	-78,40	"	-0,942	"	0,8870	-78,40	73,85	-0,942
16	"	-96,54	"	-0,991	"	0,9820	-96,54	95,67	-0,991
18	0,1969	-102,86	"	-1,000	"	1,0000	-102,86	102,86	-1,000

$$\delta_{10} = \sum \frac{M_0 M_1}{EI} \Delta S =$$

$$\delta_{11} = \frac{3,15}{EI}$$

$$\delta_{20} = \sum \frac{M_0 M_2}{EI} \Delta S =$$

$$\delta_{22} = \frac{1,682}{EI}$$

$$\delta_{12} = -\frac{2,089}{EI}$$

$$\bar{S}_2 = \frac{S_2 + S_4}{2} = \frac{0 + 54}{2} = \frac{\Delta S}{2}$$

l'équation canonique est:

$$\begin{cases} 3,15 x_1 - 2,089 x_2 = 99,11 & \Rightarrow x_1 = -54,30 \text{ Kg.m} \\ -2,089 x_1 + 1,682 x_2 = -104,07 & x_2 = -129,30 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

le moment final est donné par: $M = M_0 + M_1 \cdot x_1 + M_2 \cdot x_2$.

points	2	4	6	8	10	12	14	16	18
M_d (kg.m)	-54,30	-4,13	23,75	29,40	20,56	5,08	-10,90	-22,70	-27,86

$$M_2 = -54,30 \text{ kg.m}$$

$$M_4 = 20,56 - 54,30 + 129,3 \cdot 0,229 = -4,13 \text{ kg.m.}$$

* Calcul des efforts tranchants :

$$T_2 = (129,30 - 135,15) \cdot 0,616 + 160,98 \cdot 0,788 = 123,25 \text{ kg.}$$

$$T_4 = -272,30 \cdot 0,548 + 245,32 \cdot 0,836 = 55,94 \text{ kg.}$$

les autres valeurs sont données dans le tableau :

points	2	4	6	8	10	12	14	16	18
T (kg)	123,25	55,94	1,14	-60,90	-89,21	-98,11	-93,18	-77,78	0

* Calcul de l'effort normal :

points	2	4	6	8	10	12	14	16	18
N (kg)	103,78	362,08	656,52	939,40	1189,96	1393,2	1535,6	1610,63	1610,7

Ferraillage de la membrane :

* ferraillage de la section 1 :

$$M = -54,30 \text{ kg.m} \quad N = 103,8 \text{ kg.}$$

$$e_0 = \frac{M_G}{N} = \frac{54,30}{103,80} = 0,5251 \text{ m.} \quad ; \quad e_1 = \frac{h_e}{6} = \frac{0,107}{6} = 0,0178 \text{ m}$$

$e_0 > e_1$ et $N > 0 \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b0} \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) = \bar{\sigma}'_{b0} \left(1 + \frac{52,51}{3 \cdot 1,78} \right) > \bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_b$$

on utilise la méthode du moment fictif

$$M'_b = N e_A = 0,1038 \cdot 0,54 = 0,056 \text{ t.m}$$

Calcul de la section d'acier A_s (flexion simple)

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_s b h^2} = \frac{15 \cdot 0,056 \cdot 10^5}{1600 \cdot 100 \cdot 5^2} = 0,021 \Rightarrow \begin{cases} \kappa = 63,5 \\ \xi = 0,9363 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{0,056 \cdot 10^5}{0,9363 \cdot 5 \cdot 1600} = 0,748 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 25,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 162 \text{ kg/cm}^2.$$

on prendra comme armatures des barres de $\phi 6/\text{ml}$.

$$A = 1,170 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

* Vérification des contraintes :

On n'a pas d'armatures comprimées \Rightarrow on utilise les abaques de

M^E P. Charon

$$\tilde{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 1,170}{100 \cdot 5} = 0,340$$

$$\rho = \frac{M^s}{M^t_a} \quad \begin{array}{l} M^s: \text{moment de flexion / à la fibre la + comprimée} \\ M^t_a: \text{ " " " / aux armatures tendues.} \end{array}$$

$$M^t_a = 0,054 + 0,1038 \times 0,015 = 0,056 \text{ t.m}$$

$$M^s = 0,054 - 0,1038 \cdot 0,035 = 0,0504 \text{ t.m}$$

$$\rho = \frac{0,0504}{0,056} = 0,90 \quad \text{abaque 1 (k=37 ; } \mu_2 = 0,046)$$

$$\sigma_a = \frac{15 \cdot M^s}{\mu_2 b h^2} = \frac{15 \cdot 0,0504 \cdot 10^5}{0,046 \cdot 100 \cdot 5^2} = 657 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 162 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{657}{37} = 17,76 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

* Contrainte de fissuration.

$$\sigma_z = 2592 \text{ kg/cm}^2 = 2,14 \sqrt{k \frac{\rho}{\phi} \bar{\sigma}'_b} > \bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

donc la fissuration est vérifiée.

* Vérification de la condition de non fragilité:

Il suffit de vérifier le pourcentage d'acier minimale pour les aciers il est de 1,2‰ de la section.

$$A \geq \frac{1,2}{1000} b h = 1,2 \text{‰} \cdot 100 \cdot 7 = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{or } A = 1,170 \text{ cm}^2 > 0,84 \text{ cm}^2 \quad \text{donc c'est vérifiée}$$

Section 2:

M = 29,4 kg/m N = 939,4 kg.

$$e_0 = \frac{M_0}{N} = \frac{29,4}{939,40} = 0,03 \text{ m.}$$

$$e_1 = \frac{h}{6} = 0,0117 \text{ m}$$

} $N > 0$
} $e_0 > e_1 \Rightarrow$ section partiellement comprimée

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b0} \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) = 81 \cdot \left(1 + \frac{0,03}{3 \cdot 0,0117} \right) = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

on utilise la theorie du moment fictif.

M_b = N \cdot e_A = 0,9394 \times 0,1045 = 0,0423 \text{ t.m}

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_0 \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,0423 \cdot 10^5}{1600 \cdot 100 \cdot 5^2} = 0,0159$$

} $K = 7415$
} $\xi = 0,9442$

$$A_1 = \frac{M}{\xi \cdot h \cdot \bar{\sigma}_0} = \frac{0,0423 \cdot 10^5}{0,9442 \cdot 5 \cdot 1600} = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_0} = 0,56 - \frac{939,4}{1600} < 0$. on trouve une section d'acier negative le diagramme des contraintes choisi ne permet pas d'obtenir l'equilibre, on mettra en place une section d'armatures et on verifie les contraintes

A = 1,70 cm²/ml 6 Ø6 /ml.

* Verification des contraintes :

c > 0 c = 0,15. $\beta = \frac{c}{h} = \frac{0,15}{5} = 0,10$ $\bar{\omega} = 0,340$

p = -0,245 ; q = 0,250. $\Rightarrow d_1^3 = p\alpha_1 + q$.

$\alpha_1^3 + 0,245\alpha_1 - 0,250 = 0$ $d_1 = 0,51$

$y_2 = \alpha_1 h = 0,51 \cdot 5 = 2,55 \text{ cm}$ $\Rightarrow y_1 = 2,55 + 0,5 = 3,05 \text{ cm}$

S = 415,4. ; $K = \frac{N}{S} = 2,26$ tous ces coefficients sont dans le livre charon exo:

$\sigma'_b = K y_1 = 2,26 \cdot 3,05 = 7 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_a = 15 K (h - y_1) = 15 \cdot 2,26 \cdot (3,05 - 5) = 66,10 \text{ kg/cm}^2.$

Verification de la fissuration:

$$\sigma_2 = 2592 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{fissuration vérifiée}$$

Condition de non fragilité:

$$A = 1,70 \text{ cm}^2 > 0,84 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

section 3:

$$M = 27,86 \text{ kg.m} \quad N = 1610,70 \text{ kg}$$

$$e_0 = \frac{MG}{N} = \frac{27,86}{1610,70} = 0,0173 \text{ m}$$

$$N > 0$$

$e_1 < e_0 \Rightarrow$ section partiellement comprimée

$$e_1 = \frac{h \epsilon}{6} = \frac{0,07}{6} = 0,0117 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b0} \left(1 + \frac{e_0}{3 e_1} \right) = 81 \left(1 + \frac{0,0173}{3 \cdot 0,0117} \right) = 121 \text{ kg/cm}^2$$

on utilise la méthode du moment fictif

$$M_b = N \cdot e_f = 1,6107 \times 0,0323 = 0,052 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 1,95 \cdot 10^{-2} \Rightarrow (\kappa = 66,5 ; \epsilon = 0,9375)$$

$$A_1 = M / \epsilon h \bar{\sigma}_a = 0,693 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,693 - \frac{1610,70}{1600} < 0$$

on trouve $A < 0$ on prend une section d'acier et on vérifie les

contraintes $A = 1,70 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \Phi 6 / \text{ml}$.

Verification des contraintes

$$\sigma'_b = 1,15 \times 5,27 = 6,08 < \bar{\sigma}'_b$$

M. charon: on trouve :

$$\sigma_a = 15 \cdot 1,15 \cdot 5,27 = 90,91 \text{ kg/cm}^2 < 1600$$

* Verification de fissuration

$$\sigma_2 = 2592 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

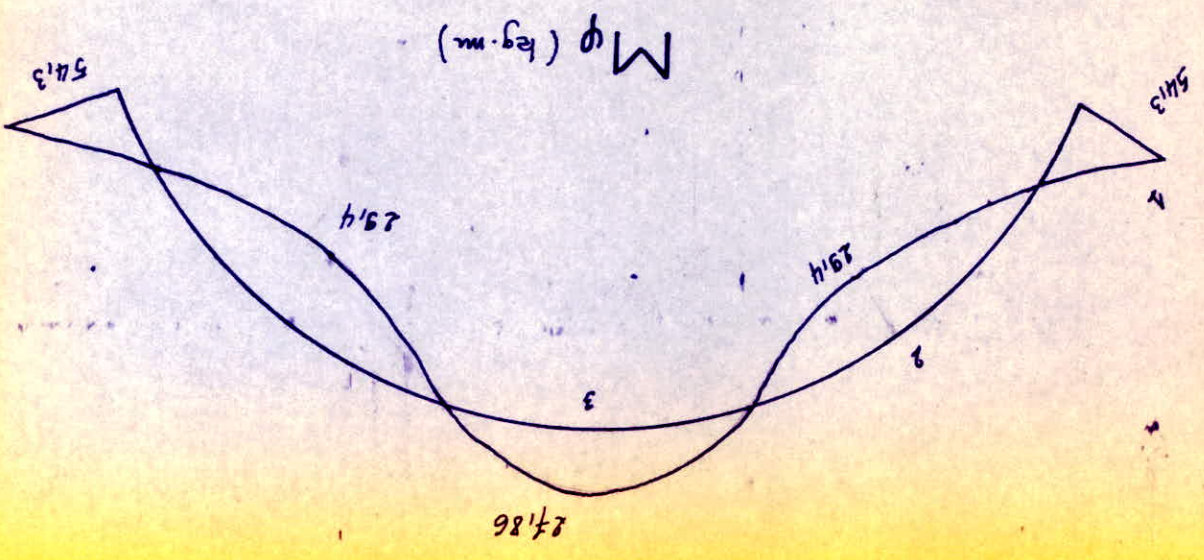
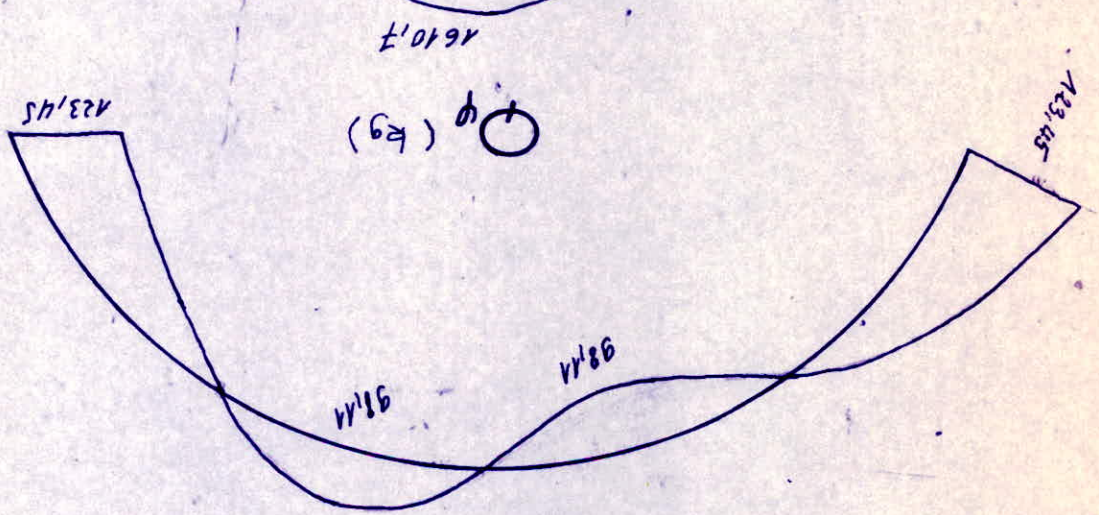
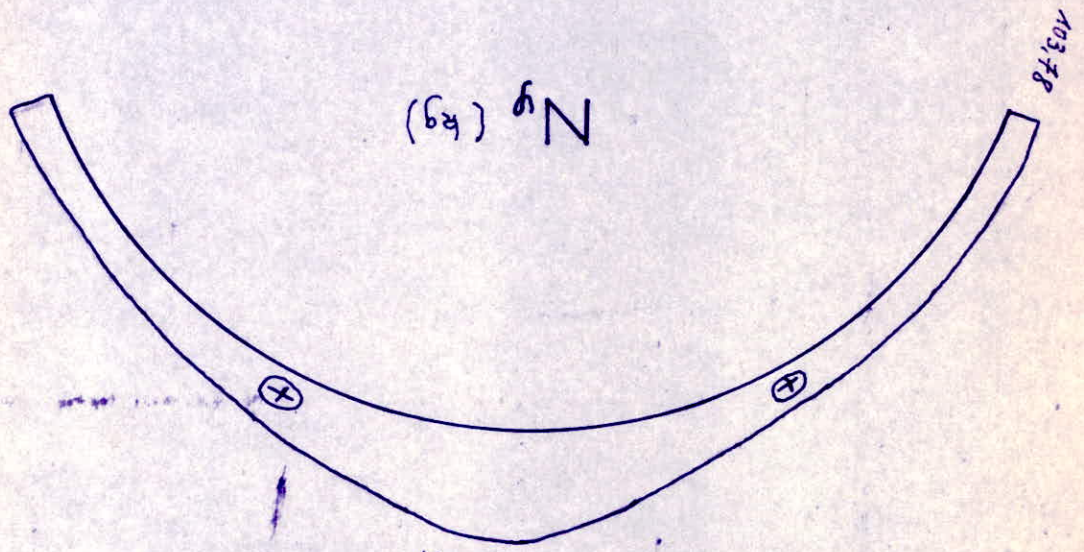
* Condition de non fragilité:

$$A = 1,70 \text{ cm}^2 > 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{T_{\max}}{I_{\max}} = \frac{60.3}{123} = 0.489 \text{ kg/cm}^2 \ll \bar{\sigma}_0$$

- la fonction est bien celle d'une corne
 - les conditions de non fragilité sont remplies
 - la corne est déformée sans rupture aux épaulements
 - la contrainte tangente $\sigma_0 < \bar{\sigma}_0$
- sont remplies:

non possible à leur feuillet moyen car les conditions de l'article
 les plaques et les cornes peuvent ne pas comporter d'arrachements
 * Vérification de l'effort tranchant (Art 27 - CCBA 68)



ETUDE AU SEISME

la force sismique $V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W$

$A = 0,25$: coeff. de coefficient de zone (defini dans le regl portugais)

- facteur de amplification dynamique moyen : D

- sens long : $L = 40,70 \text{ m} \Rightarrow T = \frac{\sqrt{L}}{0,109H} \Rightarrow T = 0,1690 < 3,5 \Rightarrow H = 12 \text{ m}$

- sens transv : $L = 30,70 \text{ m} \Rightarrow T = 0,1940 < 0,3 \Delta \Rightarrow D_T = 2$

- facteur de compte de la structure : $B = 0,25$

- facteur de qualite $Q : Q = 1 + \sum_{p=1}^6 P_p : 1 \leq Q \leq 1,6$

- sens long : sauf le 1^{er} entre qui est non observe : $Q_p = 1,1$

- sens long : " " " " " " " " : $Q_{tr} = 1,1$

* Coeff de la masse sur une au decimie :

- poids propre des vate : $2,5 \cdot 0,07 \cdot 6,30 \cdot 40,70 \cdot 5 = 224,47$

- " " " " " " " " : $2,5 \cdot 0,2 \cdot 1 \cdot 19,3 \cdot 42 = 115,87$

- poids des cheneaux (300 kg/m³) : $0,300 \cdot 40,9 \cdot 6 = 73,62 \text{ k}$

- poids des etancherites-enduits : $0,057 \cdot 40,70 \cdot 6,30 \cdot 5 = 73,107$

- " " " " " " " " : $0,12 \cdot 1 \cdot 5,80 + \frac{3}{2} \cdot 0,120 \cdot 1 \cdot 5,80 \cdot 2 \cdot 2,15 \cdot 45 = 72,157$

- " " " " " " " " : poteaux : $2,5 \cdot 0,170 \cdot 40,70 \cdot 6,100 \cdot 118 = 132,37$

$W = 694,70 \text{ k}$

Forces sismique oblige les 2 deux sont les memes

$V_{tr} = V_{long} = A \cdot B \cdot D \cdot Q = 0,25 \cdot 0,25 \cdot 2,100 \cdot 111 \cdot 694,7 = 95,10 \text{ k}$

* Determination du Centre de Giron et du Centre de masse :

on a une construction asymetrique et asymetrique chargee, le

autre de Giron sera confondu avec le Centre de masse, tout deux

confondu avec le autre geometrique de la construction

$\left. \begin{aligned} x_G = x_C = 12 \text{ m} \\ y_G = y_C = 20 \text{ m} \end{aligned} \right\}$

Effet de la Torsion.

* effet du couple de torsion unité, d'axe vertical passant par T

L'effet d'un couple de torsion se réduit à une rotation du plancher autour de T. Il en résulte que le déplacement subi par la tête du poteau de coordonnées (x,y) a pour composante -Ky et Kx ; K: coeff^t de proportionnalité ; soit I_x: m⁴ d'inertie du poteau (x,y) par rapport à un axe // à T_x

I_y: " " " " (x,y) " " " " // à T_y

Les actions horizontales correspondantes sont -K I_y x y (suivant x) et K I_x x x (suivant y).

Les moments par rapport au pt T de ces actions sont: K I_y y² et K I_x x²

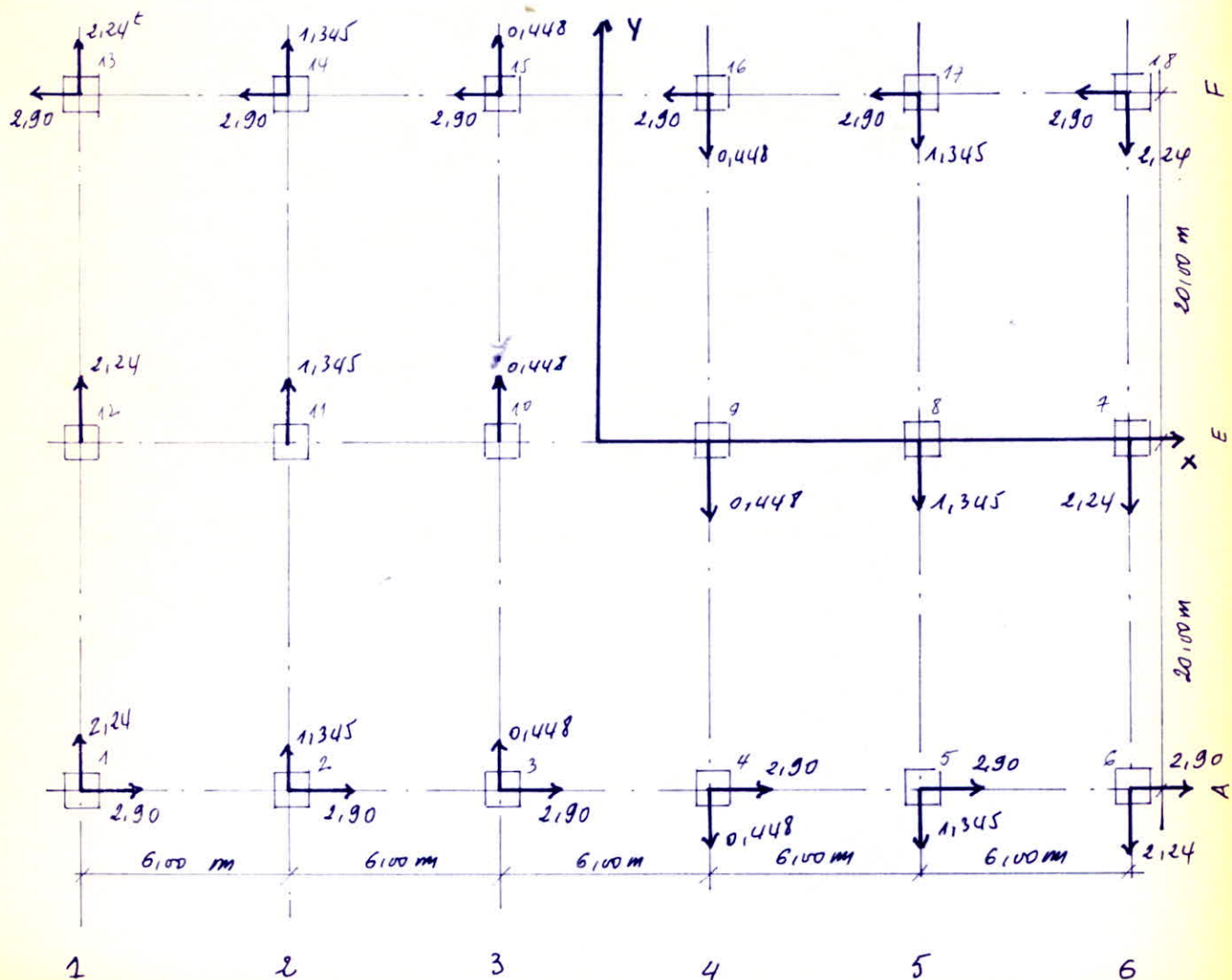
Le moment total est égal à 1. $K (\sum I_x x^2 + \sum I_y y^2) = 1$.

$J = \sum I_x x^2 + \sum I_y y^2 = 378189 + 960480 = 1338669 \cdot 10^{-4} \Rightarrow K = 7,47 \cdot 10^{-3}$

* Total des actions exercées:

- portique transv de rive 17,4 10⁻³ t
- " " central 0,00 t
- " Long. de rive 6,72 · 10⁻³ t
- " " central 1,344 · 10⁻³ t
- " " intermédiaire 4,035 · 10⁻³ t

Poteaux	x (mm)	y (mm)	$I_x \cdot 10^4$	$I_y \cdot 10^4$	$x^2 I_x$	$y^2 I_y$	$x I_x$	$y I_y$
1	-15	-20	200,10	200,10	45022,5	80040	-3001,5	-4002
2	-9	"	"	"	16208,1	"	-1800,9	"
3	-3	"	"	"	1800,9	"	-600,3	"
4	+3	"	"	"	1800,9	"	600,3	"
5	9	"	"	"	16208,1	"	1800,9	"
6	15	-20	"	"	45022,5	"	3001,5	"
7	15	0	"	"	45022,5	0	1800,9	0
8	9	"	"	"	16208,1	"	1800,9	"
9	3	"	"	"	1800,9	"	600,3	"
10	-3	"	"	"	1800,9	"	-600,3	"
11	-9	"	"	"	16208,1	"	-1800,9	"
12	-15	0	"	"	45022,5	"	-3001,5	"
13	-15	+20	"	"	45022,5	80040	-3001,5	4002
14	-9	"	"	"	16208,1	"	-1800,9	"
15	-3	"	"	"	1800,9	"	-600,3	"
16	+3	"	"	"	1800,9	"	600,3	"
17	+9	"	"	"	16208,1	"	1800,9	"
18	+15	20	"	"	45022,5	"	3001,5	"



toute fois le CTC recommande de prendre une excentricité accidentelle de 5% de la plus grande dimension dans chaque direction.

$L = 40\text{ m} \Rightarrow e = 5\% \times 40 = 2\text{ m} \Rightarrow e = |y_c - y_g| = |x_g - x_c| = 2\text{ m}.$

* Forces additionnelles due a la torsion :

- sens Long : $M_t = F_t \cdot e = 95,1 \times 2 = 190,2\text{ t.m}.$

Portiques	$\Delta F (t)$
rive	1,300
intermediaire	0,768
central.	0,256

- sens transversal : $M_t = F_t \cdot e = 190,2\text{ t.m}.$

portiques	$\Delta F (t)$
rive	3,310
intermediaire	0,000

nos portiques sont identiques dans les 2 sens

- sens long : chaque portique reprend $\frac{1}{3}$ des efforts dans le sens long
- sens transv : " " " $\frac{1}{6}$ " " " " " " " " transv

** Forces Horizontales totales agissantes sur la superstructure :

ce sont : eff^t sismique + forces dues a la torsion :

- sens Long

Portiques	$F_h (t)$
rive	$1,30 + 95,1/6 = 17,15\text{ t}$
interm-	$0,768 + 95,1/6 = 16,62\text{ t}$
central.	$0,256 + 95,1/6 = 16,11\text{ t}$

sens transv.

portiques	$F_h (t)$
rive	$3,31 + 95,1/3 = 35,01$
interme-	$0 + 95,1/3 = 31,70$

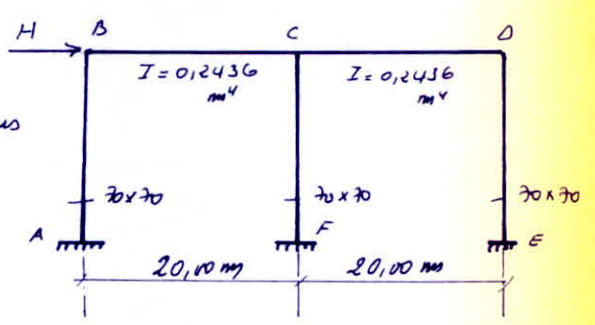
* Determination des efforts dans les portiques (Methode cross)

- sens Long :

$kT = H$; $T = \sum$ des efforts tranchants dans les poteaux.

$T_{AB} = 0,152$
 $T_{OE} = 0,152 \Rightarrow \sum T = 0,466$
 $T_{CF} = 0,162$

$\Rightarrow k = H / 0,466$



Portique long. inter : $H = 16,62\text{ t}$ $k = 35,67$

M_0	AB	BC	CB	CF	CD	DC	DE	ED	FC	B-A
	33,60	31,54	17,67	35,33	17,67	31,54	31,54	33,60	35,50	31,54

	A	B		C			D	E	F	
	AB	BA	BC	CB	CF	CD	DC	DE	ED	FC
	/	-0,120	-0,880	-0,468	-0,064	-0,468	-0,880	-0,120	/	/
	1	1			1			1	1	1
M_s^I	-0,060	-0,120	-0,880	-0,440						

après 2 iterations on obtient:

M _s	0,942	0,88407	-0,88526	-0,4953	0,9904	-0,4953	-0,88526	0,88407	0,942	0,9952
----------------	-------	---------	----------	---------	--------	---------	----------	---------	-------	--------

Portique Long. Central: $k = H/0,466$; $H = 16,1m$; $k = 34,57$

barres	AB	BA	BC	CB	CF	CD	DC	DE	ED	FC
M	32,56	30,60	30,60	17,12	34,24	17,12	30,60	30,60	32,56	34,40

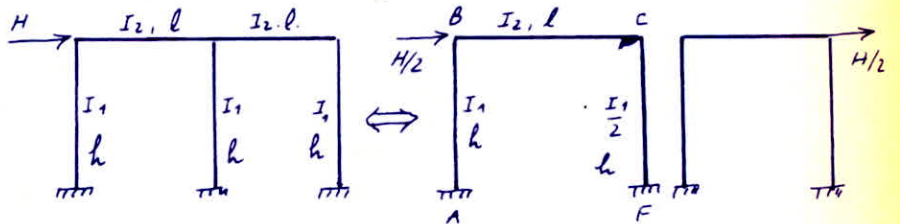
Portique Long. de rive:

$I_{\text{poutre de rive}} = [0,7281 \times 0,2 + 0,02755 \times 1,7785] = 0,1946 m^4$ (calcul des w_{itg})

Nous avons un

portique symétrique

disymétriquement chargée



Le nombre de travée est pair donc il suffit d'étudier la moitié gauche

$\sum F_H = 0$

$\Rightarrow H/2 = kT$

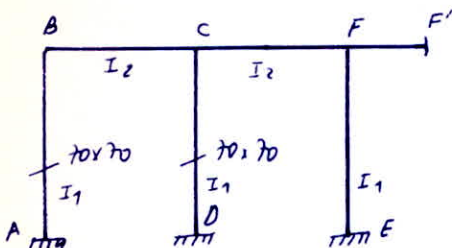
$T = 0,232 \Rightarrow k = \frac{17,15}{2 \cdot 0,232} = 36,96$

	A	B		C	F	
	AB	BA	BC	CB	CF	FC
	/	-0,146	-0,854	-0,921	-0,079	/
	1	1			0,5	0,5
	-0,073	0,146	-0,854	-0,427		
	0,9299	0,8599	-0,8699	-0,4929	0,4929	0,4964

Les moments réels sont donnés dans le tableau suivant:

barre	AB	BA	BC	CB	CF	FC	CD	DC	DE	ED
M	34,37	31,80	31,80	18,22	36,44	36,69	18,22	31,80	31,80	34,37

xx Sens transversal:



I_2 : variable.

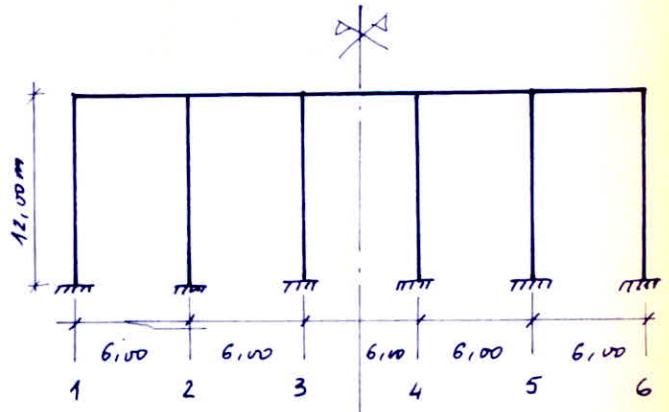


Tableau Cross:

A	B		C			F			E'	D
AB	BA	BC	CB	CD	CF	FC	FE	FF'	EF'	DC
	-0,254	-0,746	-0,427	-0,146	-0,427	-0,352	-0,120	-0,528		
1	1			1			1		1	1
-0,127	-0,254	-0,746	-0,263							
0,88492	0,76984	0,77011	-0,4998	0,8981	-0,3986	-0,4131	0,8912	-0,4784	0,9456	0,9492

$\Sigma F = 0$; $H = K \Sigma T$; $\Sigma T = 2(T_{AB} + T_{CD} + T_{EF}) = 0,8706 \text{ t}$

- Portique transv central (interm)

$H = 31,70$; $K = H / \Sigma T = 36,41$; moments reels sont donnés en (t.m)

AB	BA	BC	CB	CD	CF	FC	FE	FF'	EF	DC
32,22	28,03	28,03	18,20	32,70	14,51	15,04	32,45	17,42	34,43	34,56

- Portique transv de rive:

AB	BA	BC	CB	CD	CF	FC	FE	FF'	EF	DC
35,58	30,96	30,97	20,10	35,86	16,03	16,61	35,84	19,24	38,02	38,17

$H = 35,01 \text{ t}$; $K = H / \Sigma T = 40,21$

xx - Calcul des déplacements reels et déplacement relatif

$\Delta = 1 \times \frac{h^2}{6EI}$; $E = 21.000 \sqrt{270}$; $I = 0,70 \cdot \frac{0,70^3}{12} = 0,02 \text{ m}^4$; $h = 12 \text{ m}$

** déplacement reel $k \Delta$; $\Delta = 3,476 \text{ cm} \cdot 10^{-2}$
 - Sens Long. ; - Sens transv.

Portiq.	$10^2 \Delta_{cm}$	k	$k \Delta_{cm}$	Δ_{rcm}
rive	3,476	36,96	1,29	2,58
Inter	//	35,67	1,24	2,48
Central	//	34,57	1,20	2,40

Portiq.	$\Delta \cdot 10^2_{cm}$	k	$k \Delta_{cm}$	Δ_{rcm}
rive	3,476	40,21	1,40	2,80
Central	3,476	36,41	1,27	2,54

deplac^t relatif : $\Delta_r = \frac{k \Delta}{2B} = 2 k \Delta$

$\bar{\Delta} = 0,0075 h_j = 0,0075 \cdot 1200 = 9 \text{ cm}$

tout les déplacements sont inférieurs à $\bar{\Delta} = 9 \text{ cm}$.

** efforts dans les portiques

sens Longitudinal Central

noeud	Mw (t.m)	Me (t.m)	Me	T (t)
A-E	31,80	-18,22	6,79	-2,50
E-F	18,22	-31,80	-6,79	-2,50

pot	M ^{sup} _{t.m}	M ^{inf} _{t.m}	N (t)	T (t)
A	-34,37	31,80	-2,50	5,51
E	-36,69	36,44	0	6,09
F	-34,37	31,80	2,50	5,51

sens Long. portique de rive

trav	M ^{sup} _{t.m}	M ^{inf} _{t.m}	N (t)	T (t)
A	-33,60	31,54	-2,46	5,44
E	-35,50	35,33	0	5,90
F	-33,60	31,54	2,46	5,43

trav	Mw _{t.m}	Me _{t.m}	t.m Me	T (t)
A-E	31,54	-17,67	6,94	-2,46
E-F	17,67	-31,54	-6,94	-2,46

* Sens transversal:

- Portique trav de rive.

travée	Mw (t.m)	Me (t.m)	Me	T (t)
1-2	30,97	-20,10	5,44	-8,51
2-3	16,03	-16,61	-0,29	-5,44
3-4	16,61	-16,61	0	-5,54
4-5	16,61	-16,03	0,29	-5,44
5-6	20,10	-30,97	-5,44	-8,51

potéau	M ^{sup} (t.m)	M ^{inf} (t.m)	N (t)	T (t)
1	-35,58	30,96	-8,51	5,55
2	-38,17	35,86	-3,07	6,17
3	-38,02	35,84	-0,10	6,16
4	-38,02	35,84	0,10	6,16
5	-38,17	35,86	3,07	6,17
6	-35,58	30,96	8,51	5,55

- Portique trav de centre.

travée	Mw (t.m)	Me (t.m)	Me	T (t)
1-2	28,03	-18,20	4,92	-7,71
2-3	14,51	-15,04	-0,265	-4,925
3-4	15,04	-15,04	0	-5,01
4-5	15,04	-14,51	0,265	-4,925
5-6	18,20	-28,03	-4,92	-7,71

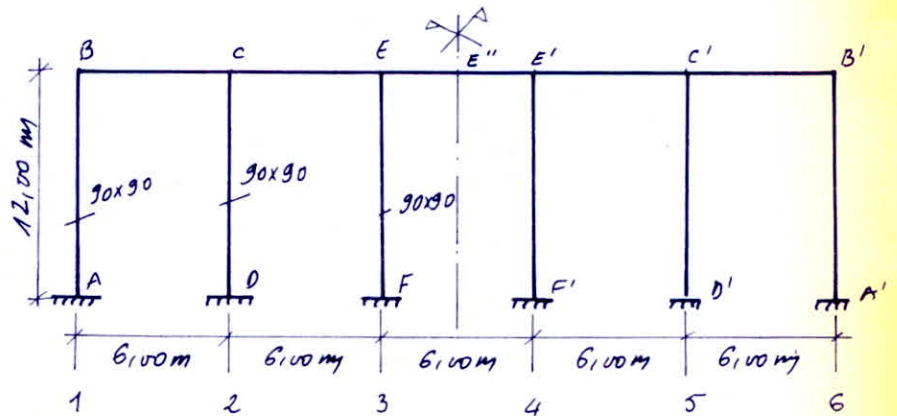
potéau	M ^{sup} (t.m)	M ^{inf} (t.m)	N (t)	T (t)
1	-32,22	28,03	-7,71	5,02
2	-34,56	32,70	-2,785	5,61
3	-34,43	32,45	-0,085	5,57
4	-34,43	32,45	0,085	5,57
5	-34,56	32,70	2,785	5,61
6	-32,22	28,03	7,71	5,02

CHARGES

VERTICALES

effet de température

* calcul des sollicitations dans les portiques transversaux dues à la température.



sous l'effet d'une

augmentation de température E'' reste fixe E se déplace de Δ_1 et C se déplace de Δ_2 et B de Δ_3 .

$$\Delta_1 = \frac{l}{2} \alpha t \quad ; \quad \Delta_2 = l \alpha t + \frac{l}{2} \alpha t \quad ; \quad \Delta_3 = 2 l \alpha t + \frac{l}{2} \alpha t$$

Le calcul des efforts engendrés par ces déplacements sera fait par la méthode de cross.

moments dans les poteaux :

moment dans les poutres :

(effet de température seul).

poteau	M _{inf} (t.m)	M _{sup} (t.m)	N (t)	T (t)
1	2,20	-1,90	0,4725	-0,342
2	1,435	-1,375	-0,3451	-0,234
3	0,465	-0,430	-0,1274	-0,0746
4	0,465	0,430	-0,1274	0,0746
5	-1,435	1,375	-0,3451	0,234
6	-2,200	1,900	0,4725	0,342

trav	M _w	M _e	M _T	T
1-2	-1,90	0,935	-0,4825	0,4725
2-3	-0,4385	0,326	-0,0563	0,1274
3-4	-0,104	-0,104	-0,104	0
4-5	0,326	-0,4385	-0,0563	-0,1274
5-6	0,935	-1,90	-0,4825	-0,4725

	A		B		C			E			E''	D
	AB	BA	BC	CB	CD	CE	EC	EF	EE''	E''E	DC	
		-0,254	-0,746	-0,427	-0,146	-0,427	-0,543	-0,185	-0,272			
	12505,2	-12505,2			-7503,13			-2501		-2501	-7503,13	
	1588,15	3176,3	9328,87	2947,9								
M _f	-10,991	-9,48	9,48	4,674	-6,865	2,192	1,627	-2,147	0,520	-2,324	-7,184	

M_f est en fonction de $E \alpha t \cdot 10^{-3}$ pour notre cas : effet de température seul

$$E \alpha t = 20 \text{ kg/cm}^2$$

b. effet de temperature et retrait pour le portique transversal:

$E\alpha t = 40 \text{ kg/cm}^2$ action simultannée (temp + retrait).

moments dans les poteaux:

poteaux	M _{inf} (t.m)	M _{sup} (t.m)	N (t)	T (t)
1	-4,40	3,80	-1,09	0,683
2	-2,87	2,75	0,801	0,468
3	-0,93	0,859	0,289	0,149
4	0,93	-0,859	0,289	-0,149
5	2,87	-2,75	0,801	-0,468
6	4,40	-3,80	-1,09	-0,683

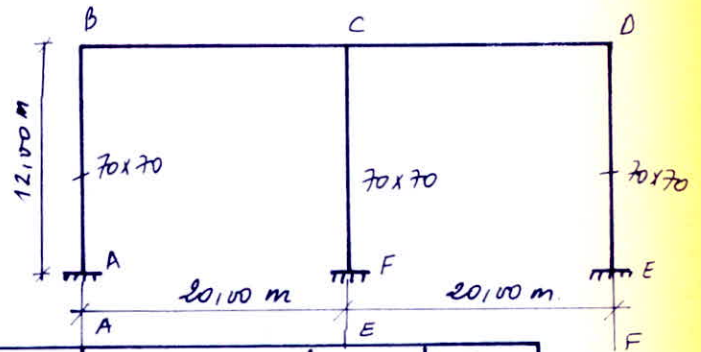
moment dans les poutres:

travées	M _w (t.m)	M _e (t.m)	M _t (t.m)	T (t)
1-2	3,80	-2,75	0,525	-1,09
2-3	0,877	-0,859	0,009	-0,289
3-4	0,208	0,208	0,208	0
4-5	-0,859	0,877	0,009	0,289
5-6	-2,75	3,80	0,525	1,09

Portique Longitudinal:

B se deplace de

D " " de



A		B		C		D		E		F	
AB	BA	BC	CB	CF	CD	DC	DE	ED	FC		
	-0,146	-0,854	-0,460	-0,079	-0,460	-0,854	-0,146				
16673,61	16673,61						-16673,61	-16673,61			
-1217,17	-2434,34	-14239,3	-7119,63								
15456	14239	-14239	-7119,63	0	7119,63	14239	-14239	-15456	0	Mf	

ces M_finaux sont donnés en fct_e de Eαt.

a = action simultannée du retrait et de la temperature (Eαt = 40 kg/cm²)

moment dans les poteaux:

pot	M _{inf} (t.m)	M _{sup} (t.m)	N (t)	T (t)
A	-6,18	5,70	-0,4275	0,99
E	0	0	0,855	0
F	6,18	-5,70	-0,4275	-0,99

moment dans les poutres:

travées	M _w (t.m)	M _e (t.m)	M _t (t.m)	T (t)
BC	5,70	-2,85	1,425	-0,4275
CD	-2,85	5,70	1,425	0,4275

b: action de la temperature (allongement) (Eαt = 20 kg/cm²).

pot	M _{inf} (t.m)	M _{sup} (t.m)	N (t)	T (t)
A	3,09	-2,85	0,214	-0,495
E	0	0	-0,428	0
F	-3,09	2,85	0,214	0,495

travées	M _w (t.m)	M _e (t.m)	M _t (t.m)	T (t)
BC	-2,85	1,425	-0,7125	0,214
CD	1,425	-2,85	-0,7125	-0,214

SUPERPOSITION

Superposition des sollicitations.

Dans la justification de calcul relative à l'équilibre statique à la résistance et à la stabilité de forme, on prend compte des sollicitations dite sollicitations totales pondérées définies ci après.

- sollicitation totale du 1^{er} genre.

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

$$S_2 = G + V + P + T$$

- sollicitation totale pondérée du 2^{er} genre.

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

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

$$S'''_2 = G + 1,5P + 1,5V + T$$

γ_w : dépend des changements d'exploitation

La sollicitation pondérée du 1^{er} genre à considérer sera $G + P + V$

" " " " 2^{er} genre " " seront:

$$\begin{cases} G + T + SI \\ G + \gamma_w(W) + T \end{cases}$$

pour les poutres:

$$\begin{cases} G + V + T_{1,2} & 1^{\text{er}} \text{ genre} \\ G + \overleftrightarrow{SI} + T_{1,2} & \\ 0,8 G + \overleftrightarrow{SI} + T_{1,2} & 2^{\text{er}} \text{ genre} \end{cases}$$

pour les poteaux:

$$\begin{cases} G + V + T_{1,2} & 1^{\text{er}} \text{ genre} \\ G + 1,2 \overleftrightarrow{SI} + T_{1,2} & \\ 0,8 G + \overleftrightarrow{SI} + T_{1,2} & 2^{\text{er}} \text{ genre} \end{cases}$$

SUPERPOSITION

* Portique transversal. (moment en travée \bar{e})

Travées	l (m)	$\frac{M_w + M_e}{2}$ sans G	M ₀		M _t (G+N)	G	0,8G
			G	N			
1-2	6,00	5,123	14,226	1,943	11,046	9,103	7,283
2-3	6,00	9,446	"	"	6,723	4,780	3,824
3-4	8,00	8,646	"	"	7,523	5,58	4,464
4-5	6,00	9,446	"	"	6,723	4,78	3,824
5-6	6,00	5,123	"	"	11,046	9,103	7,283

* Moment dans les poutres

Travées	G + N + T ₁ (allong \bar{e})			G + N + T ₂ (temp + Rot)			G + $\bar{S}I$ + T ₁		
	M _w (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)
1-2	-1,90	10,564	-11,635	3,80	11,576	-15,32	26,13	13,54	-27,51
2-3	-13,00	6,667	-10,276	-11,693	6,732	-11,641	3,826	4,46	-23,36
3-4	-10,706	7,419	-10,706	-10,394	7,731	-10,394	6,29	5,476	-23,79
4-5	-10,276	6,667	-13,00	-11,641	6,732	-11,693	6,72	4,99	-25,20
5-6	-11,635	10,564	-1,90	-15,32	11,571	3,80	8,889	3,70	-29,93

Suite ↓

Travées	G + $\bar{S}I$ + T ₂			0,8G + $\bar{S}I$ + T ₁			0,8G + $\bar{S}I$ + T ₂		
	M _w (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)
1-2	31,83	14,548	-31,196	-29,93	2,31	10,94	-24,23	2,888	15,45
2-3	5,141	4,524	-24,545	-23,15	4,03	8,45	-21,83	4,098	5,9842
3-4	6,602	5,788	-23,478	-22,06	4,36	8,02	-21,75	4,672	8,33
4-5	5,535	5,036	-23,879	-21,63	3,50	5,88	-22,82	3,469	8,47
5-6	5,204	3,658	-24,23	-25,46	12,15	26,13	-29,15	11,678	23,63

Suite ↓

G + $\bar{S}I$ + T ₁			G + $\bar{S}I$ + T ₂			0,8G + $\bar{S}I$ + T ₁			0,8G + $\bar{S}I$ + T ₂		
M _w (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	M _t (t.m)	M _e (t.m)
-29,93	3,700	8,89	-24,23	3,658	5,204	26,13	12,15	-25,46	23,63	11,678	-29,15
-25,195	4,989	6,72	-23,88	5,036	5,535	5,88	3,50	-21,63	8,47	3,469	-22,82
-23,79	5,476	6,29	-23,48	5,788	6,602	8,02	4,36	-22,06	8,33	4,672	-21,75
-23,36	4,459	3,826	-24,55	4,524	5,141	8,45	4,03	-23,15	5,9842	4,098	-21,83
-27,511	13,545	26,13	-31,196	14,548	31,83	10,94	2,31	-29,93	15,45	2,888	-24,23

Portique transversal:

efforts tranchants dans les poteaux

travées	$G + N + T_1$		$G + N + T_2$		$G + \vec{S}_I + T_1$		$G + \vec{S}_I + T_2$		$0,8G + \vec{S}_I + T_1$		$0,8G + \vec{S}_I + T_2$		$G + \vec{S}_I + T_1$		$G + \vec{S}_I + T_2$	
	$TW_{(t)}$	$Te_{(t)}$	$TW_{(t)}$	$Te_{(t)}$	$TW_{(t)}$	$Te_{(t)}$	$TW_{(t)}$	$Te_{(t)}$	$TW_{(t)}$	$Te_{(t)}$	$TW_{(t)}$	$Te_{(t)}$	$TW_{(t)}$	$Te_{(t)}$	$TW_{(t)}$	$Te_{(t)}$
1-2	14,49	-17,73	12,929	-19,297	4,975	-22,87	3,412	-22,25	17,952	-4,321	16,39	-4,939	20,395	-7,448	20,472	-9,01
2-3	16,564	-15,657	16,148	-16,073	9,384	-18,45	8,968	-18,29	16,398	-5,869	16,227	-6,031	19,234	-8,600	19,396	-9,016
3-4	14,875	-14,875	14,875	-14,875	7,672	-17,692	7,672	-17,69	15,156	-5,136	15,156	-5,136	17,692	-7,672	17,692	-7,672
4-5	15,657	-16,564	16,073	-16,148	8,600	-19,23	9,016	-19,396	15,719	-6,548	15,881	-6,386	18,449	-9,384	18,288	-8,968
5-6	17,73	-14,49	19,297	-12,929	7,448	-20,39	9,010	-20,472	19,742	-2,532	20,369	-1,915	22,868	-4,975	22,25	-3,412

suite ↗

$0,8G + \vec{S}_I + T_1$		$0,8G + \vec{S}_I + T_2$	
$TW_{(t)}$	$Te_{(t)}$	$TW_{(t)}$	$Te_{(t)}$
2,532	-19,742	1,915	-20,369
6,548	-15,719	6,386	-15,881
5,136	-15,156	5,136	-15,186
5,869	-16,398	6,031	-16,227
4,392	-17,952	4,939	-16,390

$0,8G + \vec{S}_H + T_1$		$0,8G + \vec{S}_H + T_2$	
M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}
34,42	-29,93	27,82	-24,23
35,995	-34,075	31,69	-29,95
34,895	-32,88	33,50	-31,591
33,965	-32,02	35,36	-33,31
33,125	-31,525	37,43	-35,45
36,02	-26,13	36,62	-31,83

Moments dans les poteaux (t.m).

suite ↗

poteaux	$G + 1,2\vec{S}_H + T_1$		$G + 1,2\vec{S}_H + T_2$		$G + 1,2\vec{S}_H + T_1$		$G + 1,2\vec{S}_H + T_2$		$0,8G + \vec{S}_H + T_1$		$0,8G + \vec{S}_H + T_2$	
	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}
1	2,20	-1,90	-4,40	3,80	-36,464	31,736	-42,864	37,436	40,864	-35,536	34,262	-29,836
2	1,435	-1,375	-2,87	2,75	-40,037	37,865	-44,342	41,99	42,907	-40,615	38,602	-36,49
3	0,465	-0,430	-0,93	0,859	-40,851	38,51	-42,246	39,799	41,781	-39,37	40,386	-38,081
4	-0,465	0,430	0,930	-0,859	-41,781	39,37	-40,386	38,081	40,851	-38,510	42,246	-39,799
5	-1,435	1,375	2,87	-2,75	-42,907	40,615	-38,602	36,49	40,037	-37,865	44,342	-41,99
6	-2,20	1,90	4,40	-3,80	-40,864	35,536	-34,262	29,836	36,464	-31,736	42,864	-37,436

Portique transversal.

efforts normaux dans les poteaux.

Poteaux	Poids propre	$N(G+N+T_1)$	N_{G+N+T_2}	$N_{G+1,25\vec{H}+T_1}$	$N_{G+1,25\vec{H}+T_2}$	$N_{G+1,25\vec{H}+T_1}$	$N_{G+1,25\vec{H}+T_2}$	$N_{0,8G+\vec{S}H+T_1}$	$N_{0,8G+\vec{S}H+T_2}$	$N_{0,8G+\vec{S}H+T_1}$	$N_{0,8G+\vec{S}H+T_2}$
1	14,70	26,830	25,270	13,80	12,24	32,31	30,743	9,284	7,724	27,79	26,227
2	"	58,980	60,130	46,86	48,100	53,55	54,693	36,75	37,89	43,44	44,58
3	"	55,210	55,630	46,84	47,26	47,05	47,46	37,426	37,85	37,636	38,05
4	"	55,210	55,630	47,05	47,46	46,84	47,26	37,636	38,05	37,426	37,85
5	"	58,980	60,130	53,55	54,693	46,86	48,100	43,44	44,58	36,750	37,89
6	"	26,830	25,270	32,31	30,743	13,80	12,24	27,79	26,227	9,284	7,724

** Portique transversal. de rive:

Moments en travées (t.m).

Travées	l (m)	$\frac{M_w + M_e}{2}$ sous G	M_0		M_t G+N	G	0,8G.
			G	N			
1-2	6,10	3,122	9,12	0,9715	6,97	5,998	4,799
2-3	"	5,759	"	"	4,33	3,361	2,689
3-4	"	5,274	"	"	4,82	3,846	3,077
4-5	"	5,759	"	"	4,33	3,361	2,689
5-6	"	3,122	"	"	6,97	5,998	4,799

Portique transv. de rive.

efforts tranchants dans des poutres. (t)

travées	$G+N+T_1$		$G+N+T_2$		$0,8G+\overleftarrow{SI}+T_1$		$G+\overrightarrow{SI}+T_2$		$G+\overleftarrow{SI}+T_1$		$G+\overrightarrow{SI}+T_2$		$0,8G+\overleftarrow{SI}+T_1$		$0,8G+\overrightarrow{SI}+T_2$	
	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e
1-2	2,58	-9,908	7,017	-11,471	-14,71	-1,588	-2,438	-18,843	-16,145	0,261	-14,582	1,823	-2,308	-15,43	3,870	-16,995
2-3	9,547	-8,894	9,137	-9,356	-12,30	0,8196	2,634	-13,769	-13,98	2,438	-13,51	2,889	1,378	-11,745	0,961	-12,161
3-4	9,243	-9,243	9,243	-9,243	-12,10	1,02	2,661	-13,741	-13,74	2,661	-13,741	2,661	1,02	-12,10	1,02	-12,10
4-5	8,894	-9,547	9,356	-9,137	-11,745	1,378	2,889	-13,51	-13,35	3,05	-13,769	2,634	0,8196	-12,30	1,281	-11,84
5-6	9,908	-8,58	11,471	-7,017	-15,43	-2,308	1,823	-14,582	-17,28	-0,876	-18,843	-2,438	-1,588	-14,71	-0,0256	-13,15

$G+\overleftarrow{SI}+T_1$		$0,8G+\overleftarrow{SI}+T_2$	
T_w	T_e	T_w	T_e
-0,876	-17,28	-13,15	-0,0256
3,05	-13,35	-11,84	1,281
2,661	-13,74	-12,10	1,02
2,438	-13,98	-12,161	0,961
0,261	-16,145	-16,995	-3,87

$0,8G+\overleftarrow{SH}+T_1$		$0,8G+\overleftarrow{SH}+T_2$	
M^{inf}	M^{sup}	M^{inf}	M^{sup}
37,78	-32,86	31,18	-27,16
39,605	-37,24	35,80	-33,11
38,485	-36,27	37,09	-34,98
37,56	-35,41	38,95	-36,70
36,735	-34,49	41,04	-38,61
33,38	-29,06	39,68	-34,76

Moment dans les poteaux: (t.m).

poteaux	$G+N+T_1$		$G+N+T_2$		$G+1,25\overleftarrow{SH}+T_1$		$G+1,25\overrightarrow{SH}+T_2$		$G+1,25\overleftarrow{SH}+T_1$		$G+1,25\overrightarrow{SH}+T_2$		$0,8G+\overleftarrow{SH}+T_1$		$0,8G+\overleftarrow{SH}+T_2$	
	M^{inf}	M^{sup}	M^{inf}	M^{sup}	M^{inf}	M^{sup}	M^{inf}	M^{sup}	M^{inf}	M^{sup}	M^{inf}	M^{sup}	M^{inf}	M^{sup}	M^{inf}	M^{sup}
1	2,20	-1,90	-4,10	3,80	-40,496	35,25	-46,796	33,05	44,90	-39,05	38,296	-41,55	-33,38	29,06	-39,68	34,76
2	11,435	-1,375	-2,87	2,75	-44,37	41,66	-48,674	40,16	47,239	-44,41	42,934	-45,902	-36,735	34,49	-41,04	38,61
3	0,465	-0,43	-0,930	0,859	-45,16	42,56	-46,55	42,08	46,089	-43,44	44,69	-43,94	-37,56	35,41	-38,95	36,70
4	-0,465	0,43	0,930	-0,859	-46,089	43,44	-44,69	43,94	45,16	-42,56	46,55	-42,08	-38,485	36,27	-37,09	34,98
5	-11,435	1,375	2,87	-2,75	-47,239	44,41	-42,934	45,902	44,37	-41,66	48,674	-40,16	-39,605	37,24	-35,80	33,11
6	-2,20	1,900	4,10	-3,80	-44,90	39,05	-38,296	41,55	40,496	-35,25	46,796	-33,05	-37,78	32,86	-31,18	27,16

Portique transv de rive.

Moments dans les poutres.

Travées	$G + N + T_1$			$G + N + T_2$			$G + \overline{SI} + T_1$			$G + \overline{SI} + T_2$			$0,8G + \overline{SI} + T_1$		
	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me
1-2	-1,90	6,488	-6,47	+3,80	7,495	-10,155	29,07	10,956	-25,408	34,77	11,963	-29,093	-32,87	0,0755	14,79
2-3	-7,844	4,274	-5,926	-6,528	4,339	-7,711	9,349	3,015	-21,558	10,664	3,08	-22,743	-22,71	3,359	11,662
3-4	-6,356	4,716	-6,356	-6,044	5,028	-6,044	11,232	3,742	-21,988	11,544	4,054	-21,676	-21,988	3,742	11,232
4-5	-5,926	4,274	-7,844	-7,711	4,339	-6,528	11,662	3,595	-22,71	10,477	3,642	-21,396	-21,558	3,015	9,349
5-6	-6,47	6,488	-1,90	-10,155	7,495	+3,80	14,79	0,0755	-32,87	11,107	0,033	-27,17	-25,408	10,956	29,07

$0,8G + \overline{SI} + T_2$			$0,8G + \overline{SI} + T_1$			$0,8G + \overline{SI} + T_2$			$0,8G + \overline{SI} + T_1$			$0,8G + \overline{SI} + T_2$		
Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me
-27,17	0,033	11,107	29,07	9,756	-24,16	-32,87	-1,124	16,04	-32,87	16,04	-1,124	-27,17	-1,167	12,36
-21,396	3,642	10,477	10,597	2,343	-20,503	-21,463	2,923	12,72	-21,463	12,72	2,923	-20,14	2,97	11,53
-21,676	4,054	11,544	12,18	2,973	-20,933	-20,933	2,973	12,18	-20,933	12,18	2,973	-20,62	3,285	12,60
-22,743	3,08	10,664	12,72	2,923	-21,463	-20,503	2,343	10,597	-20,503	10,597	2,343	-21,688	2,45	11,913
-29,093	11,963	34,77	16,04	-1,124	-32,87	-24,16	9,756	34,77	-24,16	29,07	9,756	-27,844	10,76	34,77

$0,8G + \overline{SI} + T_2$		
Mw	Me	Me
34,77	10,76	-27,844
11,913	2,41	-21,688
12,60	3,285	-20,62
11,53	2,976	-20,14
12,36	-1,167	-27,17

Portique transv de rive.

efforts normaux dans des poteaux. (t)

Poteaux	Poids propre.	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
		$G+N+T_1$	$G+N+T_2$	$G+1,25\vec{H}+T_1$	$G+1,25\vec{H}+T_2$	$G+1,25\vec{H}+T_1$	$G+1,25\vec{H}+T_2$	$0,8G+\vec{S}\vec{H}+T_1$	$0,8G+\vec{S}\vec{H}+T_2$	$0,8G+\vec{S}\vec{H}+T_1$	$0,8G+\vec{S}\vec{H}+T_2$
1	14,7	14,709	13,146	21,606	11,044	23,03	21,468	0,1368	-1,425	20,56	18,999
2	"	32,018	31,64	23,94	25,091	31,31	32,46	18,345	19,496	25,72	26,865
3	"	30,618	31,034	26,362	26,778	26,602	27,018	21,038	21,456	21,28	21,696
4	"	30,618	31,064	26,602	27,018	26,36	26,778	21,280	21,696	21,038	21,456
5	"	32,018	33,164	31,31	32,46	23,94	25,091	25,720	26,865	18,345	19,496
6	"	14,709	13,146	23,03	21,468	21,606	11,044	20,56	18,999	0,1368	-1,425

** Portique Longitudinal de rive:

Travées	$\frac{M_w + M_e}{2}$ sur G	M ₀		M _t	G	0,8G
		G	N	G+N		
A-E	21,37	71,24	7,31	57,18	49,87	39,90
E-F	21,37	71,24	7,31	57,18	49,87	39,90

- Moment dans les poutres:

Travées	$G+N+T_1$			$G+N+T_2$			$G+\vec{S}\vec{I}+T_1$			$G+\vec{S}\vec{I}+T_2$			$G+\vec{S}\vec{I}+T_1$		
	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e
A-E	-21,85	71,42	-45,71	51,70	72,14	-49,98	28,95	71,61	-59,54	37,50	72,33	-63,81	-34,65	58,03	-23,10
E-F	-45,71	71,42	-21,85	-49,98	72,14	51,70	-23,10	58,03	-34,65	-27,37	58,75	-26,10	-59,54	71,61	28,95

$G+\vec{S}\vec{I}+T_2$			$0,8G+\vec{S}\vec{I}+T_1$			$0,8G+\vec{S}\vec{I}+T_2$			$0,8G+\vec{S}\vec{I}+T_1$			$0,8G+\vec{S}\vec{I}+T_2$		
M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e
-26,10	58,75	-27,37	28,95	58,79	-50,99	37,50	59,50	-55,26	-34,65	45,21	-14,55	-26,10	45,92	-18,82
-63,81	72,33	37,50	-14,55	45,21	-34,65	-18,82	45,92	-26,10	-50,99	58,79	28,95	-55,26	59,50	37,50

Efforts tranchants dans des poteaux. (t)

Portique Long de rive.

Traverses	$G+N+T_1$		$G+N+T_2$		$G+S\vec{I}+T_1$		$G+B\vec{I}+T_2$		$G+B\vec{I}+T_1$		$G+S\vec{I}+T_2$		$0,8G+S\vec{I}+T_1$		$0,8G+S\vec{I}+T_2$	
	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
A-E	16,484	-18,496	15,843	-19,138	12,474	-19,256	11,833	-19,898	17,47	-14,256	16,833	-11,833	9,522	-15,862	8,881	-16,504
E-F	18,496	-16,484	19,138	-15,843	14,256	-17,474	14,898	-16,833	19,256	-12,474	19,898	-14,256	10,862	-14,522	11,504	-13,881

$0,8G+S\vec{I}+T_1$		$0,8G+S\vec{I}+T_2$	
Tw	Te	Tw	Te
14,522	-10,862	13,881	-11,504
15,862	-9,522	16,504	-8,881

Moment dans les poteaux (t.m)

Poteaux	$G+N+T_1$		$G+N+T_2$		$G+1,25\vec{H}+T_1$		$G+1,25\vec{H}+T_2$		$G+1,25\vec{H}+T_1$		$G+1,25\vec{H}+T_2$		$0,8G+S\vec{H}+T_1$		$0,8G+S\vec{H}+T_2$	
	M^{inf}	M^{sup}	M^{inf}	M^{sup}	M^{inf}	M^{sup}	M^{inf}	M^{sup}	M^{inf}	M^{sup}	M^{inf}	M^{sup}	M^{inf}	M^{sup}	M^{inf}	M^{sup}
A	3,09	-2,85	-6,18	5,70	-38,15	35,31	-47,42	43,86	44,33	-41,01	35,06	-32,46	-31,28	28,95	-40,55	37,15
E	0	0	0	0	-44,03	43,73	-44,03	43,73	44,03	-43,73	44,03	-43,73	-36,69	36,44	-36,69	36,44
F	-3,09	+2,85	6,18	-5,70	-44,33	41,01	-35,06	32,46	38,15	-35,31	47,42	-43,86	-37,46	34,65	-28,19	26,10

$0,8G+S\vec{H}+T_1$		$0,8G+S\vec{H}+T_2$	
M^{inf}	M^{sup}	M^{inf}	M^{sup}
37,46	-34,65	28,19	-26,10
36,69	-36,44	36,69	-36,44
31,28	-28,95	40,55	-37,15

effort normaux dans les poteaux (t)

Poteaux	$G+N+T_1$	$G+N+T_2$	$G+1,25\vec{H}+T_1$	$G+1,25\vec{H}+T_2$	$G+1,25\vec{H}+T_1$	$G+1,25\vec{H}+T_2$	$0,8G+S\vec{H}+T_1$	$0,8G+S\vec{H}+T_2$	$0,8G+S\vec{H}+T_1$	$0,8G+S\vec{H}+T_2$	prob propre
	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
A	16,484	15,843	11,974	11,333	17,974	17,332	9,522	8,881	14,522	13,881	14,7
E	36,992	38,275	33,512	34,795	33,512	34,795	26,724	28,007	26,724	28,007	11
F	16,484	15,843	17,974	17,332	11,974	11,333	14,522	13,881	9,522	8,881	11

** Portique longitudinal Central:

- Moment en travées (t.m).

travées	l (m)	$\frac{M_w + M_e}{2000^2 G}$	M_e G+N	G	0,8G
A-E	20,00	31,57	109,38	94,78	75,77
E-F	20,00	31,57	109,38	94,71	75,77

- Moment dans les poutres (t.m)

travées	$G + N + T_1$			$G + N + T_2$			$G + \overline{SI} + T_1$			$G + \overline{SI} + T_2$			$G + \overline{SI} + T_1$		
	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me
A-E	-2,94	121,32	-70,47	5,87	125,52	-74,88	28,60	100,92	-79,34	37,41	103,12	-83,75	-34,48	87,04	-44
E-F	-70,47	121,32	-2,94	-74,88	125,52	5,87	-44	87,04	-34,48	-48,41	89,24	-25,67	-79,34	100,92	28,60

$G + \overline{SI} + T_2$			$0,8G + \overline{SI} + T_1$			$0,8G + \overline{SI} + T_2$			$0,8G + \overline{SI} + T_1$			$0,8G + \overline{SI} + T_2$		
Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me
-25,67	89,24	-48,40	28,60	81,98	-66,71	-34,48	68,83	-31,37	-25,67	70,30	-35,78	37,41	84,18	-71,12
-83,75	103,12	37,41	-31,37	68,83	-34,48	-66,71	81,98	28,60	-71,12	84,18	37,41	-35,78	70,30	-25,67

- Efforts tranchant dans les poutres (t).

travées	$G + N + T_1$		$G + N + T_2$		$G + \overline{SI} + T_1$		$G + \overline{SI} + T_2$		$G + \overline{SI} + T_1$		$G + \overline{SI} + T_2$		$0,8G + \overline{SI} + T_1$		$0,8G + \overline{SI} + T_2$	
	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
A-E	25,071	-28,379	24,47	-29,04	19,57	-27,34	18,91	-28,06	24,49	-22,42	23,83	-23,08	14,55	-22,98	15,21	-22,32
E-F	28,379	-25,071	29,04	-24,47	22,42	-24,49	23,08	-23,83	27,34	-19,57	28,00	-18,91	18,06	-19,47	17,40	-20,13

$0,8G + \overline{SI} + T_1$		$0,8G + \overline{SI} + T_2$	
Tw	Te	Tw	Te
20,173	-17,40	19,47	-14,55
22,32	-15,21	22,88	-18,06

Portique Long. central.

Moment dans les poteaux (k.m).

Poteaux	$G+N+T_1$		$G+N+T_2$		$G+1,2\vec{S}_I+T_1$		$G+1,2\vec{S}_I+T_2$		$G+1,2\overleftarrow{S}_I+T_1$		$G+1,2\overleftarrow{S}_I+T_2$		$0,8G+\vec{S}_I+T_1$		$0,8G+\vec{S}_I+T_2$	
	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	
A	3,14	-2,94	-6,27	5,87	-37,18	34,91	-46,59	43,72	43,46	-40,79	34,05	-31,98	-30,46	28,60	-39,87	37,41
E	0	0	0	0	-40,20	42,40	-40,20	42,40	40,20	-42,40	40,20	-42,40	-33,50	35,33	-33,50	35,33
F	-3,14	2,94	6,27	-5,87	-43,46	40,79	-34,05	31,98	37,18	-34,91	46,59	-43,72	-36,74	34,48	-27,33	25,67

$0,8G+\vec{S}_I+T_1$		$0,8G+\overleftarrow{S}_I+T_2$	
M	M	M	M
36,74	-34,44	27,33	-25,67
33,50	-35,33	33,50	-35,33
30,46	-28,60	39,87	-37,41

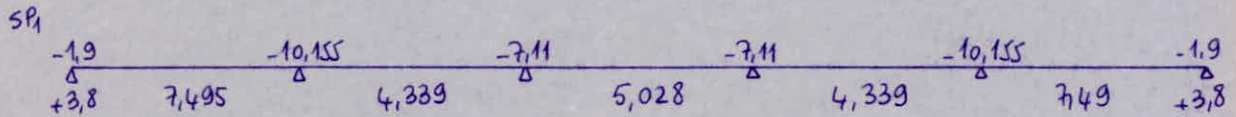
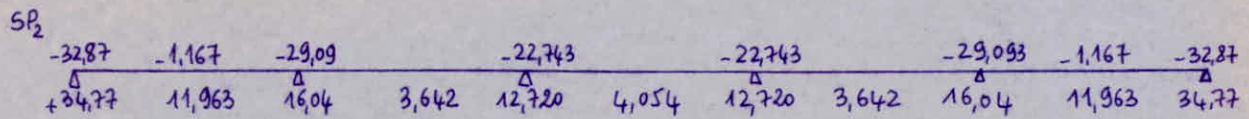
efforts normaux dans les poteaux: (t)

pot	pnds propre	$G+N+T_1$	$G+N+T_2$	$G+1,2\vec{S}_I+T_1$	$G+1,2\vec{S}_I+T_2$	$G+1,2\overleftarrow{S}_I+T_1$	$G+1,2\overleftarrow{S}_I+T_2$	$0,8G+\vec{S}_I+T_1$	$0,8G+\vec{S}_I+T_2$	$0,8G+\overleftarrow{S}_I+T_1$	$0,8G+\overleftarrow{S}_I+T_2$
A	14,7	25,071	24,410	19,08	18,418	24,983	24,32	15,209	14,548	20,129	19,468
E	//	56,758	58,080	49,758	51,108	49,758	51,108	39,718	41,040	39,718	41,040
F	//	25,071	24,410	24,983	24,320	19,079	18,418	20,129	19,468	15,209	14,548

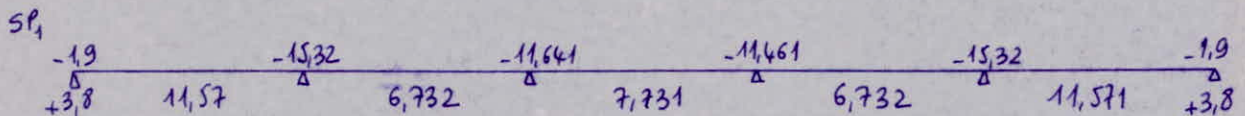
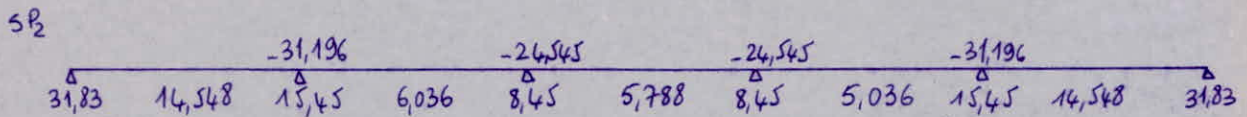
FERRAILLAGES DES POUTRES

PRESENTATION DES MOMENTS

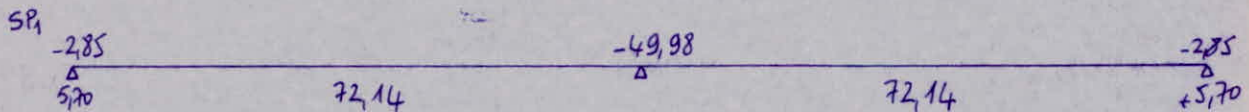
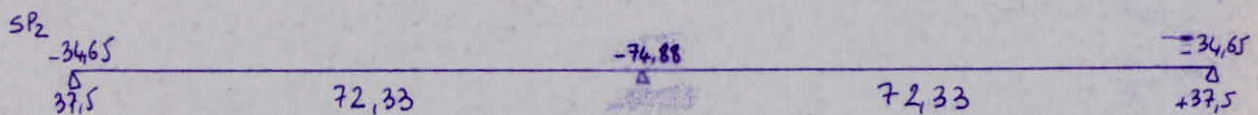
Portique transversal de rive F-F



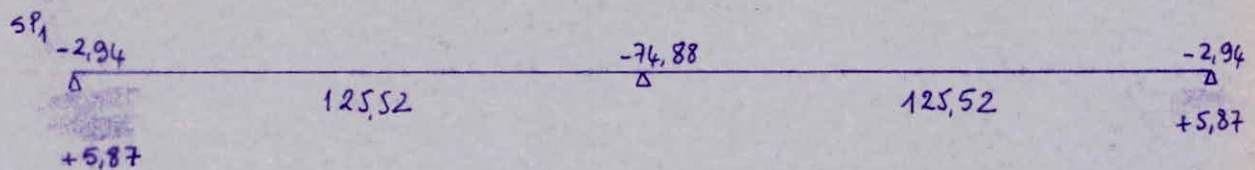
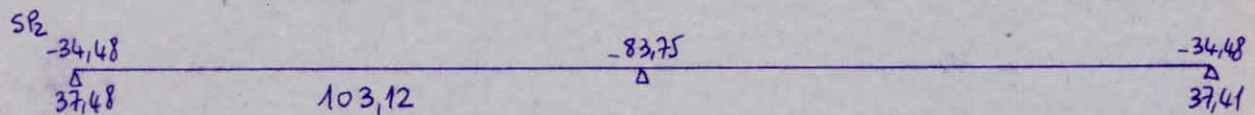
Portique transversal central E-E



Portique longitudinal de rive 1-1



Portique longitudinal central 2-2



PORTIQUE TRANSVERSAL CENTRAL

1° Armatures sur appuis :

poutres de largeur $b = 20 \text{ cm}$ de hauteur $h_t = 1 \text{ m}$

a/ Armatures inférieures :

Appui	Sollicitation	M	μ	E	K	σ_b	A calculé	A adopté	ϕ
1	SP ₂	31,83	0.0702	0.8913	31	135,48	9,45	10,05	5T16
2	SP ₂	15,45	0.0341	0.9209	48,2	87,14	4,44	6,03	3T16
3	SP ₂	8,45	0.0186	0.9398	68,0	61,76	2,38	6,03	3T16

b/ Armatures supérieures :

Appui	Solli	M	μ	E	K	σ_b	A calculé	A adopté	ϕ
1	SP ₁	-1,9	0.0628	0.8965	33,3	84,08	0,841	6,03	3T16
2	SP ₂	-31,196	0.0688	0.8922	31,4	133,76	9,25	10,05	5T16
3	SP ₂	-24,545	0.0541	0.9031	36,4	115,40	7,19	8,04	4T16

c/ Armatures en travée : poutre de largeur $b = 20 \text{ cm}$ de hauteur $h_t = 2,00 \text{ m}$

travée	Solli	M	μ	E	K	σ_b	A calculé	A adopté	ϕ
1-2	SP ₁	11,579	0.000859	0.9860	350	8,0	2,207	10,05	5T16
2-3	SP ₁	6,732	0.000499	0.9899	480	5,83	1,278	10,05	5T16
3-4	SP ₁	7,731	0.000570	0.9895	460	6,09	1,47	10,05	5T16

3T16	5T16	4T16	4T16	5T16	3T16
Δ 5T16	5T16	Δ 3T16	5T16	Δ 3T16	5T16
					Δ 5T16

2° Vérification des contraintes

	M	A	$\bar{\omega}$	E	K	σ_a	σ'_b	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}'_b$
nœud1	31,83	10,05	0.503	0.8932	31,8	3738	117,6	4200	243
	1,9	6,03	0.317	0.9120	41,7	364	8,72	2800	162
	11,57	10,05	0.258	0.9192	46,9	663	13,7	2800	162
nœud2	15,45	6,03	0.317	0.9120	41,7	2957	70,92	4200	243
	31,196	10,05	0.503	0.8932	31,8	3658	115	4200	243
	6,732	10,05	0.258	0.9192	46,9	373,7	7,97	2800	162
nœud3	8,45	6,03	0.317	0.9120	41,7	1617	38,78	4200	243
	24,545	8,04	0.423	0.9004	35,2	3568	101,18	4200	243
	7,731	10,05	0.258	0.9192	46,9	429,11	9,14	2800	162

3° condition de non fragilité :

aux appuis : $0,69 \text{ t h } \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cu}} = 2,2 \text{ cm}^2 < A_{\text{minimale}} = 6,03 \text{ cm}^2$

en travée : $0,69 \text{ t h } \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cu}} = 4,5 \text{ cm}^2 < A_{\text{minimale}} = 10,05 \text{ cm}^2$

4° Condition de non fissuration

On utilise des barres de diamètre supérieur à 12 mm il faut donc que

$$\sigma_s > \bar{\sigma}_a = 2800 \Rightarrow \tilde{\omega}_f \geq \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{k \eta - 10 \phi \bar{\sigma}_a} = \tilde{\omega}_{f0}$$

Le plus grand diamètre utilisée est $\phi = 16 \text{ mm}$ $\tilde{\omega}_{f0} = 0,02295$

$$A \geq 2 \text{ bd } \tilde{\omega}_{f0} = 2 \times 20 \times 5,0 \times 0,02295 = 4,59 \text{ cm}^2 \quad A_{\text{min}} = 6,03 > 4,59 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

5° condition de non écrasement du Béton

$$r \geq 9,36 \phi \quad r = 10 \phi = 16 \text{ cm}$$

6° conditions aux appuis :

* béton

$$c \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_{b0}} = c_0 \quad \text{on prendra } d = 10 \text{ cm}$$

$$c = a - (d + r) = 70 - (10 + 16) = 44 \text{ cm}$$

$$c_0 = 21,9 \text{ cm} < 44 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

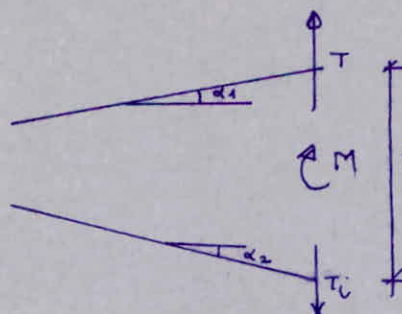
* Armatures inférieures.

Section	2	3	4	5	6
Moment M (tm)	15,45	8,45	8,45	15,45	31,83
T (t)	4,939	5,869	5,869	4,939	3,412
$\frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{\bar{\sigma}'_{b0}}$	5,60	3,819	3,819	5,60	9,93
A^{req}	6,03	6,03	6,03	6,03	10,05

$$A > \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{\bar{\sigma}'_{b0}}$$

7° Condition de non entraînement des barres.

Les contraintes de cisaillement et d'adhérence dans les poutres à hauteur variables doivent être déterminées à partir de l'effort tranchant fictif $T' = T - \frac{M \operatorname{tg}(\alpha_1 + \alpha_2)}{h}$



Dans notre cas $\alpha_2 = 0$
 pour α_1 on prendra la valeur de $38^\circ 5'$ le cas le plus défavorable
 Dans notre cas $\alpha_1 < 0$
 car on a une augmentation de h avec diminution du moment

La formule devient $T' = T + \frac{M}{h} \operatorname{tg} \alpha_1$.

La condition de non entraînement des bores est vérifiée, mais la sollicitation du 1^{er} genre.

$$\tau_d = \frac{T'_{\max}}{n p z} \leq \bar{\tau}_d \quad \bar{\tau}_d = 21,9 \text{ kg/cm}^2$$

sections	np (cm)	T'(t) max	τ_d (kg/cm ²)
1-6	24,67	24,49	11,95
2,5	15,07	27,3	21,8
3,4	15,07	25,65	20,5

$\tau_d < \bar{\tau}_d$ vérifié

8° Armatures transversales

$$T'_{\max} = T + \frac{M}{h} \operatorname{tg} \alpha_1 = 16,564 + \frac{15,32 \cdot 10^5 \times \operatorname{tg} 38^\circ}{95} = 27,3 \cdot 10^3 \text{ kg} = 27,3 \text{ t}$$

$$\tau_b^{\max} = \frac{T'_{\max}}{b z} = \frac{27,3 \cdot 10^3}{20 \times \frac{7}{8} \times 95} = 16,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 58,28 < \bar{\sigma}_b = 81 \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3 \bar{\sigma}_b = 21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b^{\max} < \bar{\tau}_b \Rightarrow \text{armatures transversales droites} \\ \text{1 cache + 1 tresse T8} \quad A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \bar{\sigma}_{at} = 2800$$

$$t = \frac{A_t z \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \times \frac{7}{8} \times 95 \times 2800}{27,3 \cdot 10^3} = 17 \text{ cm}$$

espacement admissible

$$\bar{t} \leq 10 \text{ cm} \quad \text{en zone nodale}$$

$$\bar{t} \leq 28 \text{ cm} \quad \text{en zone courante}$$

espacement adopté

$$t = 17 \text{ cm} \quad \text{en zone nodale}$$

$$t = 25 \text{ cm} \quad \text{en zone courante}$$

Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_{t \min} = 0,003 \times 1,7 \times 20 = 1,02 \text{ cm}^2 \quad A_t = 2,01 > 1,02 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 25 \times 20 = 1,5 \text{ cm}^2 \quad \text{zone courante}$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 1,5 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

PORTIQUE TRANSVERSAL DE RIVE

1°/ Détermination des armatures :

a/ armatures sur appui
 α/ Armatures inférieures

$b = 20 \text{ cm}$ $h_t = 1 \text{ m}$

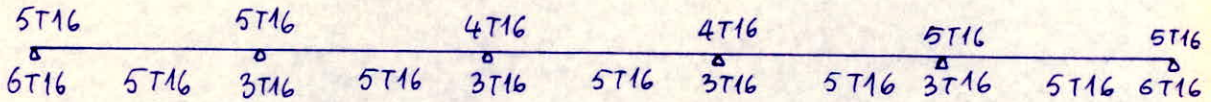
Appui	solli	M	μ	ϵ	K	σ_b	A_{cal}	$A_{\text{adopté}}$	ϕ
1	SP ₂	34,77	0.0766	0.8874	29,4	142,9	10,37	12,06	6T16
2	SP ₂	16,04	0.0354	0.9194	47,0	89,36	4,62	6,03	3T16
3	SP ₂	+12,72	0.0280	0.9275	54,0	77,78	3,63	6,03	3T16

β/ Armatures supérieures

Appui	solli	M	μ	ϵ	K	σ_b	A_{cal}	$A_{\text{adopté}}$	ϕ
1	SP ₂	32,87	0.0725	0.8899	30,4	138,16	9,77	10,05	5T16
2	SP ₂	29,09	0.0641	0.8954	32,8	128,05	8,60	10,05	5T16
3	SP ₂	22,74	0.0501	0.9064	38,1	110,24	6,64	8,04	4T16

b/ Armatures entrées

Appui	solli	M	μ	ϵ	K	σ_b	A_{cal}	$A_{\text{adopté}}$	ϕ
1-2	SP ₂	11,963	0,000592	0,9890	440	9,54	1,52	10,05	5T16
2-3	SP ₁	4,339	0,000322	0,9916	580	4,83	0,823	10,05	5T16
3-4	SP ₁	5,028	0,000373	0,9913	560	5,0	0,953	10,05	5T16



2°/ Vérification des contraintes

	M	A	$\bar{\omega}$	ϵ	K	σ_a	σ_b	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}_b$
Nœud 1	34,77	12,06	0.635	0.8829	27,7	3437	124,11	4200	243
	+32,87	10,05	0.503	0.8932	31,8	3854	121,2	4200	243
	11,963	10,05	0.258	0.9192	46,9	664	14,16	2800	162
Nœud 2	16,04	6,03	0.317	0.9120	41,7	3070	73,62	4200	243
	29,093	10,05	0.503	0.8932	31,8	3411	107,30	4200	243
	4,339	10,05	0.258	0.9192	46,9	240,9	5,14	2800	162
Nœud 3	12,72	6,03	0.317	0.9120	41,7	2416	57,93	4200	243
	22,743	8,04	0.423	0,9004	35,2	3306	93,80	4200	243
	7,731	10,05	0.258	0.9192	46,9	429,11	9,14	2800	162

2°/ condition de non fragilité

aux appuis $0.69 bh \frac{\bar{\sigma}_s}{\sigma_{seu}} = 2,2 \text{ cm}^2 > A_{\text{minimale}} = 6,03 \text{ cm}^2$

entrées $0.69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{seu}} = 4,5 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 10,05 \text{ cm}^2$

la quantité d'acier tout le long de la poutre est comprise entre 0,3 et 2,5% de la section de la poutre

4° condition de non fissuration

$$6,03 = A_{min} > 4,59 \text{ cm}^2 \quad \text{verifiée}$$

5° condition de non écrasement du béton

$$r = 10 \phi = 16 \text{ cm}$$

6° Conditions aux appuis

* béton :

$$c = 44 \text{ cm} > c_0 = 13,29 \text{ cm}$$

* Armatures inférieures.

sections	2	3	4	5	1,6
M(km)	16,04	12,72	12,72	16,04	34,77
T(t)	1,588	0,8196	0,8196	1,588	2,438
$\frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{3\sigma_a}$	4,97	3,84	3,84	4,97	10,54
A_{req}	6,03	6,03	6,03	6,03	12,06

$$A > \frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{3\sigma_a} \quad \text{verifiée}$$

7° condition de non entouement des barres.

section	np(cm)	T'(t)	τ_d (kg/cm ²)
1,6	21,472	16,16	9,05
2,5	15,072	19,97	15,95
3,4	15,072	17,36	13,88

$$T' = T + \frac{M \tau_g \alpha_1}{h}$$

$$\bar{\tau}_d = 21,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d < \bar{\tau}_d \quad \text{vérifiée}$$

8° Armatures transversales.

$$T_{min} = 11,471 \cdot 10^3$$

$$T'_{max} = 19,97 \text{ t}$$

$$\tau_b = 12,01 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 24,5 \text{ kg/cm}^2 \quad (\bar{\sigma}'_b = 38,62 < \bar{\sigma}''_b)$$

armatures d'entes 1 couche + 1 tresse T8 $A_t = 2,01 \quad \bar{\sigma}_{at} = 2800$

$t = \text{espacement} = 23,43 \text{ cm}$
 espacement admissible :

$$\begin{cases} t \leq 19 \text{ cm} \\ t \leq 46 \text{ cm} \end{cases}$$

zone nodale
 zone courante

espacements adoptés

$$\begin{cases} t = 19 \text{ cm} \\ t = 46 \text{ cm} \end{cases}$$

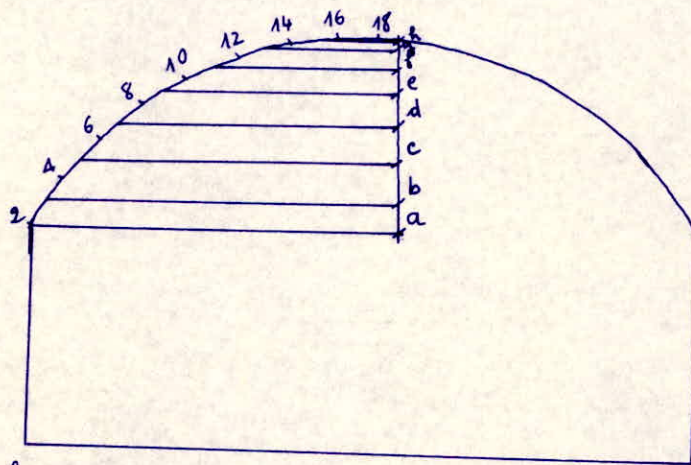
zone nodale
 zone courante

Vérification des sections d'armatures transversales:

$$A = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2 \quad \text{zone nodale}$$

$$A = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,8 \text{ cm}^2 \quad \text{zone courante}$$

Détermination des sections d'armatures de plan.
 Ces armatures sont rependues les efforts de traction provoqué par les composantes horizontales des efforts de cisaillement $N_{x\phi}$



potique central:

Les efforts de cisaillement $N_{x\phi}$ ou S_y (composante horizontale de $N_{x\phi}$) sont multipliés par $\frac{2l}{2} = 20m$ pour avoir l'effort au niveau du tampon central.

tranche	hauteur	g_h (daN)	A_n (cm ²)	Acier horizontal
a	22,9	2703	0,965	1 T12
b	20,21	5328,8	1,90	2 T12
c	17,32	6216,2	2,22	3 T12
d	14,36	6024,8	2,15	2 T12
e	11,27	5402,2	1,93	2 T12
f	8,10	4402,8	1,57	2 T12
g	4,89	3115	1,11	1 T12
h	1,63	1609,2	0,575	1 T12

portique transversal de rive.

Les efforts N et S_y sont à multiplier par $l/2 = 10m$

tranche	hauteur	g_k (daN)	A_k (cm ²)	Acier horizontal
a	22,9	1351,5	0,483	1T8
b	20,21	2664,4	0,952	2T8
c	17,32	3108,1	1,11	3T8
d	14,36	3012,4	1,076	2T8
e	11,27	2701,1	0,965	2T8
f	8,1	2201,4	0,786	2T8
g	4,89	1557,5	0,556	2T8
h	1,63	804,6	0,287	1T8

PORTIQUE LONGITUDINAL CENTRAL

1° Détermination des armatures
 a/ armatures sur appuis
 d/ armatures supérieures

$$b = 20 \text{ cm} \quad h = 1,80 \text{ m} \quad h_t = 2,00 \text{ m}$$

Appui	Solli	M	μ	E	K	σ'_b	A calculé	A adopté	ϕ
1	SP ₂	-34,48	0.019	0.9394	67,5	62,22	7,28	9,04	8T12
2	SP ₁	-74,48	0.0616	0.8973	33,7	104,5	16,45	18,08	16T12

β/ Armatures inférieures :

La contrainte maximale de compression $\sigma'_{c \max}$ dans la fibre la plus comprimée doit être inférieure à la contrainte admissible de flambement

La contrainte admissible de flambement $\sigma'_{flamb} = \frac{\sigma'_{cb}}{1 + \frac{5 \sigma'_{c28}}{E} \frac{a}{t}} \frac{1}{5}$

$S \equiv$ coefficient de sécurité = 4.

$$\sigma'_{cb} = \frac{4}{3} \sigma'_{c28} \quad ; \quad \sigma'_{c28} = \text{résistance limite à la compression} = 270 \text{ kg/cm}^2$$

E: module d'élasticité du béton $\begin{cases} 115000 \text{ kg/cm}^2 & \text{longue durée} \\ 345000 \text{ kg/cm}^2 & \text{courte durée} \end{cases}$

$$\sigma'_{flamb} = \begin{cases} 39,16 \text{ kg/cm}^2 & \text{longue durée} \\ 62,82 \text{ kg/cm}^2 & \text{courte durée} \end{cases}$$

En considérant la section du béton comme homogène l'effort longitudinal N_x est déterminé par la formule $N_x = \frac{M z t}{I_{1.1}}$

I: moment d'inertie de la section / à l'axe 1-1

t: épaisseur du voile mince

z: hauteur la fibre considérée / à l'axe 1-1

l'effort total de compression dans le béton est déterminé par

$$C = T = \int_{z=0}^{z=\eta} N_x ds = \frac{M}{I_{11}} \int t z ds = \frac{M S_{11}}{I_{11}}$$

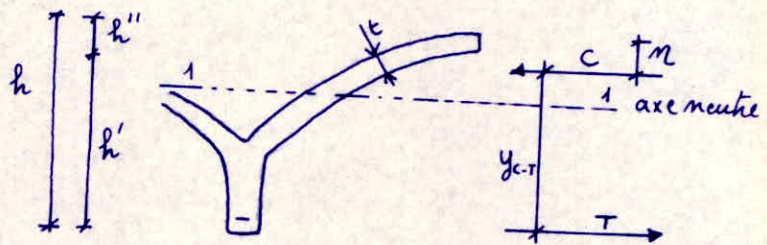
$$\frac{I_{1.1}}{S_{1.1}} = y_{c-T} = \text{bras de levier} \quad \Rightarrow \quad T = \frac{M}{y_{c-T}}$$

mais vu que le béton tendu est négligé, l'effort y_{c-T} de traction

est repris par les armatures tendues donc le bras de levier réel y_{c-T} est supérieur à $\frac{I_{11}}{S_{11}}$. La valeur réelle de y_{c-T} est égale à $y_{c-T} = h - (h' + h'')$ on prend généralement pour h' la valeur de 10cm et pour h'' la valeur de $\frac{M}{5}$. La section d'armatures tendues est donnée par la formule

$$A_s = \frac{T}{\sigma_a}$$

La quantité d'acier choisie sera reportée sur une grande distance dans la poutre car on a une poutre de hauteur 1m. La hauteur utile diminue énormément. Pour cela on fera travailler l'acier sous une contrainte σ_a inférieure à la contrainte admissible $\sigma_a = 0.9 \bar{\sigma}_a$.



Détermination d'acier sur appui (armatures supérieures)

$$\eta = 0.704 \quad I_{11} = 0.2436 \text{ m}^4 \quad S_{11} = \frac{4}{3} t M \sqrt{2 \eta a} \left(1 + \frac{\eta}{a} \right)$$

t: épaisseur du voile a = rayon du voile

$$S_{11} = 0.171 \text{ m}^3$$

$$y_{c-T} = \frac{I_{11}}{S_{11}} = 1.43 \text{ m}$$

$$T = \text{effort de traction dans les armatures} = \frac{34.4810^5}{1.4310^2} = 24.1110^3 \text{ kg}$$

$$T = 24.11 \text{ t}$$

$$A = \frac{T}{0.9 \bar{\sigma}_a} = \frac{24.1110^3}{0.9 \times 200} = 6.4 \text{ cm}^2$$

$$7T12 \Rightarrow A = 7.91 \text{ cm}^2$$

b/ Détermination de la section d'acier en traction :

$$M = 125,52 \text{ tm sous } S_{P2}$$

$$y_{c-T} = 1,43 \text{ calculé précédemment} \Rightarrow T = \frac{M}{y_{c-T}} = \frac{125,52 \cdot 10^5}{1,43 \cdot 10^2} = 87,78 \text{ t}$$

$$A = \frac{T}{0,9 \bar{\sigma}_a} = \frac{87,78 \cdot 10^3}{0,9 \times 2800} = 34,83 \text{ cm}^2 \quad 31 \text{ T12} \quad A = 35,03 \text{ cm}^2$$

2°/ Vérification des contraintes :

Armatures supérieures sur appui

sections	A	h(cm)	$\tilde{\omega}$	ϵ	K	σ_a	σ_b	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}_b$
34,48	9,04	198	0,228	0,9237	50,5	2085	41,3	4200	243
74,48	18,08	195	0,463	0,8967	33,4	2356	70,54	2800	162

Armatures inférieures et en traction.

La vérification des contraintes a été faite par la méthode graphique sur appui $M = 37,5 \text{ tm sous } S_{P2}$.

$$D = \text{pôle} = 420 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{totale}} = 6473 \text{ cm}^2$$

$$y = 27 \text{ cm}$$

$$I = 20,5 = 5,44 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_b = \frac{M}{I} y = \frac{37,5 \cdot 10^5}{5,44 \cdot 10^6} \times 27 = 18,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 18,6 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_{b \text{ flamb}} = 62,84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = n \frac{M}{I} (h-y) = 1729 \text{ kg/cm}^2 < 4200 = \bar{\sigma}_a$$

En traction $M = 125,52 \text{ tm sous } S_{P2}$

$$D = \text{pôle} = 420 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{totale}} = 17350 \text{ cm}^2$$

$$y = 45$$

$$I = 205 = 2 \times 420 \times 17350 = 1,46 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_b = \frac{M}{I} y = \frac{125,52 \cdot 10^5}{1,46 \cdot 10^7} \times 45 = 38,7 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_{b \text{ flamb}} = 39,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = n \frac{M}{I} (h-y) = 1749 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

3° condition de non fragilité

$$\frac{A}{bh} \geq 0,0018 \Rightarrow A \geq 0,0018bh = 0,0018 \times 20 \times 195,8 = 7,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 7,91 \text{ cm}^2 > 7,05 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

4° condition de non fissuration

$$r = 10\phi = 12 \text{ cm}$$

5° conditions aux appuis

* béton : $c = 48 \text{ cm} > c_0 = 17,52 \text{ cm}$

* Armatures inférieures

sections	1		2		3	
Moment n(km)	37,41	28,61	-83,75	-31,37	37,41	28,61
T(t)	19,47	19,57	28,06	22,36	19,47	19,57
$\frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{\gamma \sigma_a}$	9,83	8,64	< 0	0,964	9,83	8,64
A_{rel}	7,91		7,91		7,91	

La condition n'est pas vérifiée à l'appui 1,3 on prendra donc une section égale à $10,47 \text{ cm}^2$ (9T12) pour les appuis 1,3

6° condition de non entraînement des barres.

$$T_{\max} = 28,379 \text{ t} \quad n_p = 33,93 \Rightarrow \tau_d = 4,90 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 21,9 \text{ kg/cm}^2$$

7° Armatures transversales

$$T_{\max} = 28,379 \quad \bar{\sigma}_{b_0} > \sigma_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = 24,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 8,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b \Rightarrow \text{Armatures transversales drites}$$

$$A_t = 1,00 \text{ cm}^2 \quad 1 \text{ cadre } \phi 8 \quad \bar{\tau}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 14,5 \text{ cm}$$

espacement admissibles $\left\{ \begin{array}{l} t \leq 14,5 \\ t \leq 93 \text{ cm} \end{array} \right.$ zone nodale
zone courante

espacement adopté $\left\{ \begin{array}{l} 14 \text{ cm} \\ 14 \text{ cm} \end{array} \right.$ zone nodale
zone courante

$$A_{t \min} \left\{ \begin{array}{l} 0,86 \text{ en zone nodale} \\ 0,86 \text{ en zone courante} \end{array} \right. \quad A_t = 1,00 > A_{t \min}$$

PORTIQUE LONGITUDINAL DE RIVE

- 1° Détermination des sections d'acier
 a/ Armatures sur appui
 & Armatures inférieures.

Appui	solli	H	μ	ϵ	K	σ_b	A calculée	A adoptée	ϕ
1	SP2	34,65	0,0191	0,9394	67,5	62,22	4,88	6,78	6T12
2	SP1	49,98	0,0413	0,9138	43	65,11	10,85	11,31	10T12

β/ Armatures inférieures

Détermination des caractéristiques géométriques de la section

Surface de la section = $a \rho_0 t + b_0 d = 4,74 \times 0,664 \times 0,07 + 0,20 \times 1 = 0,42 \text{ m}^2$

Moment statique de la section / l'axe 00'

$$S_{00} = a \rho_0 t \frac{\sin^2 \phi_0}{\phi_0} + b_0 d \left(a \cos \phi_0 - \frac{d}{2} \right) = 1,624$$

$$z_0 = \frac{S_{00}}{A} = 3,86 \Rightarrow \eta = 0,880$$

Moment d'inertie de la section / à l'axe 1-1

$$I_{1-1} = 0,1946 \text{ m}^4$$

$$\max \sigma_c = \max \frac{M \eta}{I_{11}} = \frac{37,5 \cdot 10^5 \times 0,88 \cdot 10^2}{0,1946 \cdot 10^8} = 17,0 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_{flamb} = 62,82$$

$$C = T = \frac{M}{y_{c-T}} \quad y_{c-T} = \frac{I_{11}}{S_{11}} \quad S_{11} = \frac{1}{2} \frac{4}{3} t \eta \sqrt{2 \eta a} \left(1 + \frac{\eta}{20a} \right) = 9,120 \text{ m}^3$$

$$y_{c-T} = 1,62 \text{ m}$$

$$T = \frac{37,50 \cdot 10^5}{1,62 \cdot 10^2} = 23,53 \cdot 10^3 \text{ kg} = 23,53 \text{ t}$$

$$A = \frac{T}{0,9 \sigma_a} = \frac{23,53 \cdot 10^3}{0,9 \times 2800} = 6,6 \text{ cm}^2 \quad 7T12 \quad A = 7,91 \text{ cm}^2$$

b/ Armatures en travée :

$$\max \sigma_c = \max \frac{M \eta}{I_{11}} = \frac{72,14 \cdot 10^5 \times 0,88 \cdot 10^2}{0,1946 \cdot 10^8} = 32,62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max \sigma_c < \sigma'_{flamb} = 39,16 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = \frac{72,14 \cdot 10^5}{1,62 \cdot 10^2} = 44,53 \cdot 10^3 = 44,53 \text{ t}$$

$$A = \frac{44,53 \cdot 10^3}{0,9 \times 2800} = 16,60 \text{ cm}^2$$

$$15T12 \quad (A = 16,95 \text{ cm}^2)$$

2°/ Verification des contraintes:

a) Armatures supérieures:

sections	A	h	w	ϵ	K	σ_a	σ_b	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}_b$
34,65	6,78	197	0.172	0.9324	59,0	2782	47,15	4200	243
49,98	11,31	193	0.293	0.9147	43,6	2503	57,41	2800	162

b) Armatures inférieures et en travée

La methode graphique ne peut étre appliquée car la section ne possede pas d'axe de symetrie. La quantité d'acier choisie est par excés, on l'a constaté dans le plotique central, donc il est utile de verifier les contraintes.

3°/ condition de non fissuration

Le diámetro utilisé est $\phi = 12 \text{ mm}$ $\sigma_2 = 2840 > 2800$ Verifiée

4°/ condition de non écrasement du béton

$$r = 10 \phi = 12 \text{ cm}$$

5°/ condition de non entraînement des boîtes.

$$\tau_d = 4,15 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 21,9 \text{ kg/cm}^2$$

6°/ conditions aux appuis:

* beton

$$c = 48 > c_0 = 10,17 \text{ cm}$$

* Armatures inférieures

sections	1		2		3	
Moment $M(\text{tm})$	+37,5	28,95	63,81	14,55	37,5	28,95
$T(t)$	11,83	12,47	19,90	10,86	11,83	12,474
$\frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{\bar{\sigma}_a}$	7,85	6,99	< 0	< 0	7,85	6,99
A_{req}	7,91		7,91		7,91	

7°/ condition de non fragilité

$$0.69 \text{ t h } \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cu}} = 4,5 \text{ cm} < A_{\text{min}} = 6,78 \text{ cm}^2$$

8°/ Armatures transversales

$$T_{\text{max}} = 18,5 \text{ t}$$

$$\tau_b = 5,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 193 \text{ cm}$$

$$1 \text{ couche } \phi 8 \quad A_E = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_{b0}$$

$$\bar{\tau}_b = 24,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 15,51 \text{ cm}$$

espacement admissible :

$$t \leq \min \{ (h/4, 12\phi_e), \max (\bar{t}_1, \bar{t}_2) \} = 14,4 \text{ cm} \quad \text{zone nodale}$$

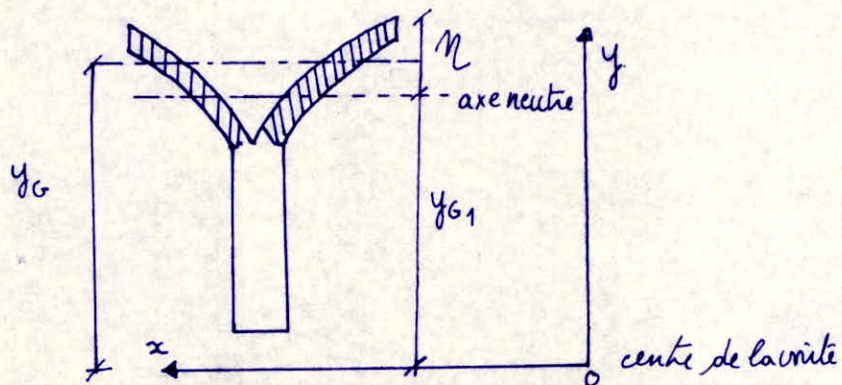
$$t \leq 93 \text{ cm} \quad \text{zone courante}$$

espacement adopté $\left\{ \begin{array}{l} \text{zone courante} \quad 14 \text{ cm} \\ \text{zone nodale} \quad 14 \text{ cm} \end{array} \right.$ zone courante

$$A_{t \text{ min}} = \begin{cases} 0,86 \text{ cm}^2 & \text{zone nodale} \\ 0,86 \text{ cm}^2 & \text{zone courante} \end{cases} \quad A_t > A_{t \text{ min}}$$

Jonction houdis - nervure :

on considère le cas le plus défavorable c'est à dire le pontique central



L'effort tangent qui s'exerce à la jonction du houdis et de la nervure est

$$s = \frac{T S_a (Zone hachurée)}{I} \quad S_a : \text{moment statique de la partie hachurée}$$

$$\text{surface de la partie hachurée} = 2203,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{position du centre de gravité / l'axe passant par } O = y_G = \frac{2 \text{ mm}^4}{I} = 4,40 \text{ m}$$

$$S_a = \text{surface} \times (y_{G1} - y_G) = 2203,6 (4,40 - 4,036) 10^2 = 80210 \text{ cm}^3$$

$$\text{effort tangent } s = 93,44 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau = \frac{s}{h_0} = 13,34 \text{ kg/cm}^2 \quad (h_0 = 7 \text{ cm})$$

$$\tau < \bar{\tau} = 4 \bar{\sigma}_0 = 28 \text{ kg/cm}^2$$

* Acier de couture : Les armatures propres de la voute (qui représentent M_y et M_x) peuvent être considérées comme armatures de couture. La section minimale qui reprend ces efforts

$$\sigma_a = \frac{s}{A} \leq \bar{\sigma}_a \Rightarrow A \geq \frac{s}{\bar{\sigma}_a} = \frac{93,44 \times 100}{1600} = 5,84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{armatures de la voute} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on doit ajouter une section de } 2,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

soit 3 $\phi 10$ / ml

*FERRAILLAGE DES
POTEAUX*

Portique Long Central

Poteau "D2"

sous SP2

	N ^{max}	ΔM (x-x)	ΔM (y-y)	M _{x-x}	M _{y-y}	e _x	e _y	$\bar{\sigma}_b$	N ^{min}	ΔM (x-x)	ΔM (y-y)	M _{x-x}	M _{y-y}	e _x	e _y	$\bar{\sigma}_b$	N ^{corr}	ΔM (x-x)	ΔM (y-y)	M ^{max} (x-x)	M (y-y)	e _x	e _y	$\bar{\sigma}_b$
T	104,63	21,03	1,36	63,43	4,11	4,05	62,41	243	89,92	17,52	0,68	52,85	2,06	2,29	58,77	243	99,96	21,03	0,682	63,43	2,06	2,06	63,46	243
B	116,33	19,94	1,42	60,14	4,29	3,69	51,70	243	104,62	16,62	0,74	50,12	2,14	1,05	47,90	243	114,7	19,93	0,712	60,14	2,14	1,87	82,40	243

Portique transv central.

sous SP2

	N ^{max}	ΔM (x-x)	ΔM (y-y)	M _{x-x}	M _{y-y}	e _x	e _y	$\bar{\sigma}_b$	N ^{min}	ΔM (x-x)	ΔM (y-y)	M _{x-x}	M _{y-y}	e _x	e _y	$\bar{\sigma}_b$	N ^{corr}	ΔM (x-x)	ΔM (y-y)	M ^{max} (x-x)	M _{x-x}	e _x	e _y	$\bar{\sigma}_b$
T	105,77	0	18,10	0	54,60	51,62	0	243	76,5	0	15,54	0	46,86	61,25	0	243	99,08	0	20,82	62,82	0	63,4	0	243
B	120,47	0	19,15	0	57,75	47,94	0	243	91,2	0	16,43	0	49,56	54,34	0	243	113,8	0	21,99	66,33	0	58,29	0	243

sous SP3

	N ^{max}	ΔM (x-x)	ΔM (y-y)	M (x-x)	M (y-y)	e _x	e _y	$\bar{\sigma}_b$
T	118,2	0	1,36	0	4,11	3,48	0	138,5
B	132,9	0	1,42	0	4,29	3,23	0	138,5

Portique Long derive

Poteau E1

sous SP2

	N ^{max}	ΔM (x-x)	ΔM (y-y)	M (x-x)	M (y-y)	e _x	e _y	$\bar{\sigma}_b$	N ^{min}	ΔM (x-x)	ΔM (y-y)	M _{x-x}	M _{y-y}	e _x	e _y	$\bar{\sigma}_b$	N ^{corr}	ΔM (x-x)	ΔM (y-y)	M ^{max} (x-x)	M (y-y)	e _x	e _y	$\bar{\sigma}_b$
T	56,29	21,69	1,88	65,42	5,68	10,10	116,2	243	45,26	18,20	0,942	54,89	2,84	6,28	121,3	243	56,29	21,69	1,88	65,42	5,68	7,63	116,2	243
B	70,99	21,83	2,18	65,87	6,58	9,28	92,78	243	59,96	18,2	1,09	54,89	3,29	5,49	91,54	243	70,99	21,83	2,18	65,87	6,58	6,05	92,78	243

Portique transv

	N ^{max}	ΔM _{x-x}	ΔM _{y-y}	M _{x-x}	M _{y-y}	e _x	e _y	$\bar{\sigma}_b$	N ^{min}	ΔM _{x-x}	ΔM _{y-y}	M _{x-x}	M _{y-y}	e _x	e _y	$\bar{\sigma}_b$	N ^{corr}	ΔM _{x-x}	ΔM _{y-y}	M ^{max} (x-x)	M _{y-y}	e _x	e _y	$\bar{\sigma}_b$
T	65,82	0	17,63	0	53,16	80,77	0	243	35,73	0	15,80	0	47,6	133,3	0	243	48,6	0	18,6	0	55,99	115,2	0	243
B	80,52	0	20,27	0	61,13	75,92	0	243	50,43	0	18,16	0	54,78	108,6	0	243	63,3	0	21,26	0	64,12	101,3	0	243

	N	ΔM _{x-x}	ΔM _{y-y}	M _{x-x}	M _{y-y}	e _x	e _y	$\bar{\sigma}_b$
T	63,55	0	1,89	0	5,69	8,95	0	152,5
B	78,25	0	2,18	0	6,58	8,41	0	150,6

Portique Long. Central.

Poteau. Az

Sous SP2

	N^{max}	ΔM_x	ΔM_y	M_x	M_y	e_x	e_y	$\bar{\sigma}_b$	N^{min}	ΔM_x	ΔM_y	M_x	M_y	e_x	e_y	$\bar{\sigma}_b$	N^{corr}	ΔM_x	ΔM_y	M_x	M_y	e_x	e_y	$\bar{\sigma}_b$
T	52,61	20,23	0,682	61,02	2,06	3,91	116	243	37,73	18,56	1,36	55,97	4,11	10,9	148,3	243	47,19	21,69	1,36	65,41	4,11	8,172	138,6	243
B	67,30	21,56	0,711	65,02	2,15	3,19	96,61	243	52,43	19,78	1,41	59,65	4,26	8,13	113,8	243	61,9	23,11	1,41	69,70	4,26	6,88	112,6	243

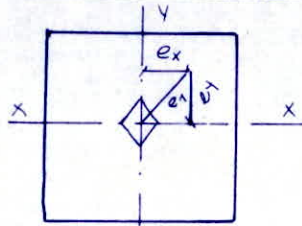
Portique Transv. derive.

Sous SP2

	N^{max}	ΔM_x	ΔM_y	M_x	M_y	e_x	e_y	$\bar{\sigma}_b$	N^{min}	ΔM_x	ΔM_y	M_x	M_y	e_x	e_y	$\bar{\sigma}_b$	N^{corr}	ΔM_x	ΔM_y	M_x	M_y	e_x	e_y	$\bar{\sigma}_b$
T	53,83	1,46	22,03	4,4	66,44	123,4	8,17	243	36,02	1,46	17,06	4,4	51,46	142,9	12,21	243	46,46	2,91	20,09	8,78	60,6	130,4	18,9	243
B	68,53	1,56	23,43	4,70	70,67	103,12	6,85	243	50,70	1,56	18,22	4,70	54,96	108,4	9,27	243	61,16	3,11	24,10	9,38	72,82	119,06	15,34	243

$$e_0 = \frac{h \cdot t}{6 (\sin \theta_1 + \cos \theta_1)}$$

$$\tan \theta_1 = e_x / e_y ; e_1 = \sqrt{e_x^2 + e_y^2}$$



Poteau A1

Sous SP1

	N	ΔM_x	ΔM_y	M_x	M_y	e_x	e_y	$\bar{\sigma}_b$	e_1	e_0
T	57,57	2,91	1,88	8,78	5,69	9,88	15,25	139	18,17	8,44
B	72,3	3,11	2,03	9,38	6,13	8,48	12,97	130,9	15,50	8,43

Portique Long. derive

Sous SP2

	N^{max}	ΔM_x	ΔM_y	M_x	M_y	e_x	e_y	$\bar{\sigma}_b$	N^{min}	ΔM_x	ΔM_y	M_x	M_y	e_x	e_y	$\bar{\sigma}_b$	N^{corr}	ΔM_x	ΔM_y	M_x	M_y	e_x	e_y	$\bar{\sigma}_b$
T	30,79	20,34	0,94	61,35	2,84	9,23	199,3	243	17,67	18,6	1,88	56,1	5,68	32,17	37,15	243	22,6	21,75	1,88	65,61	5,69	25,15	290,3	243
B	45,15	21,99	1,09	66,32	3,29	7,23	145,7	243	32,37	20,11	2,18	60,66	6,58	20,33	187,4	243	37,29	23,52	2,18	70,94	6,58	17,65	190,2	243

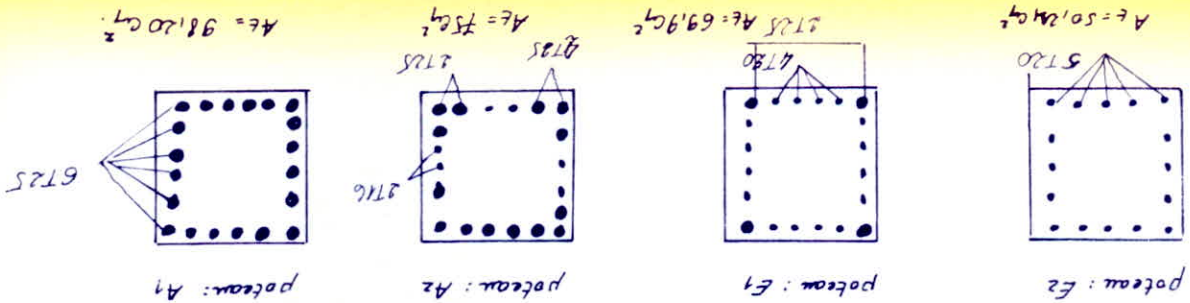
Portique Transv. derive.

Sous SP2

	N^{max}	ΔM_x	ΔM_y	M_x	M_y	e_x	e_y	$\bar{\sigma}_b$	N^{min}	ΔM_x	ΔM_y	M_x	M_y	e_x	e_y	$\bar{\sigma}_b$	N^{corr}	ΔM_x	ΔM_y	M_x	M_y	e_x	e_y	$\bar{\sigma}_b$
T	37,56	1,41	19,37	4,26	58,42	155,5	11,41	243	9,94	2,83	17,24	8,53	52	523,15	85,82	243	15,38	2,83	16,39	8,53	49,44	321,5	55,44	243
B	52,28	1,53	22,27	4,62	67,17	128,5	8,84	243	24,64	3,07	19,7	9,24	59,36	240,9	37,52	243	30,10	3,07	23,21	9,24	70	232,5	80,72	243

Sous SP1

	N^{max}	ΔM_x	ΔM_y	M_x	M_y	e_x	e_y	$\bar{\sigma}_b$	e_1	e_0
T	29	2,83	1,88	8,53	5,69	19,62	29,4	162	35,35	8,41
B	43,7	3,07	2,03	9,24	6,13	14,03	21,16	162	25,4	8,42



Potreau A2		Potreau A1	
Long		Long	
Transv		Transv	
$N(t)$	52.61	37.73	47.19
$M(t, m)$	61.02	55.97	65.97
$K_e = N/m \cdot h_e$	0.60	0.47	0.50
$K_a = \frac{h \cdot h_e}{m}$	4.2.10 ⁻³	3.9.10 ⁻³	4.5.10 ⁻³
w	0.140	0.1406	0.143
K	29.6	34.35	28.66
$\sigma'_e = \frac{\sigma_e}{K}$	144.9	134	146.6
$A' = A \cdot \frac{100}{w \cdot h}$	19.6	19.86	21.07
$A' = A_{max}$	21.07	21.07	21.07
$N(t)$	67.3	52.43	64.9
$M(t, m)$	65.02	59.65	69.70
K_e	0.72	0.61	0.62
K_a	4.5.10 ⁻³	4.1.10 ⁻³	4.8.10 ⁻³
w	0.141	0.138	0.146
K	27.82	30.21	27.02
σ'_e	151	139	159
$A' = A \cdot \frac{100}{w \cdot h}$	20.1	18.62	22.54
$A' = A_{max}$	23.52	23.52	23.52

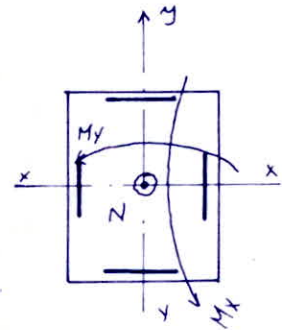
Potreau E2		Potreau E1	
dens long		dens long	
Transv		Transv	
$N(t)$	107.63	89.92	99.96
$M(t, m)$	63.43	52.85	63.43
$K_e = N/m \cdot h_e$	1.12	1.19	1.10
$K_a = \frac{h \cdot h_e}{m}$	4.4.10 ⁻³	3.7.10 ⁻³	4.0.10 ⁻³
w	0.34	0.248	0.317
K	25.1	27.3	25.3
$\sigma'_e = \frac{\sigma_e}{K}$	167.33	153.8	166
$A' = A \cdot \frac{100}{w \cdot h}$	15.2	12.2	15.53
$A' = A_{max}$	15.53	15.53	15.53
$N(t)$	116.33	104.62	114.7
$M(t, m)$	60.14	50.12	60.14
K_e	1.135	1.146	1.134
K_a	4.2.10 ⁻³	3.5.10 ⁻³	4.2.10 ⁻³
w	0.24	0.18	0.242
K	24.94	26.2	25
$\sigma'_e = \frac{\sigma_e}{K}$	168.14	160.3	168
$A' = A \cdot \frac{100}{w \cdot h}$	14.76	8.82	10.3
$A' = A_{max}$	15.34	15.34	15.34

* Vérification des contraintes sous 3Pz.

On considère que le poteau est soumis dans un sens à une sollicitation de F.C et dans l'autre sens à une flexion simple. Les contraintes déterminées dans les 2 cas sont cumulée et elles doivent être inférieure aux contraintes admissibles.

Détermination des contr. en F.S Poteau A1 ; h = 66,5 cm

	sens Long			sens transv		
	N ^{max} M _x ^c	N ^{min} M _c	M _x ^{max} N _c	N ^{max} M _x ^c	N ^{min} M _x	M _{Nc} ^{max}
M (k.m)	2,84	5,69	5,69	4,26	8,53	8,53
$\bar{\omega}$	0,600	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
K	28,60	28,60	28,60	28,60	28,6	28,6
Σ	0,8853	0,8853	0,8853	0,8853	0,8853	0,8853
σ_a	163,8	328,2	328,2	245,7	492	492
σ_b	5,73	11,5	11,5	8,59	17,2	17,2
M (k.m)	3,29	6,58	6,58	4,62	9,24	9,24
$\bar{\omega}$	0,60	0,60	0,60	0,60	0,6	0,6
K	28,6	28,6	28,6	28,6	28,6	28,6
Σ	0,8853	0,8853	0,8853	0,8853	0,8853	0,8853
σ_a	189,8	379,54	379,54	266,5	533	533
σ_b	6,64	13,3	13,30	9,32	18,6	18,6



Poteau A2 sous F.S

	sens Long		sens transv	
	M	2,06	4,11	4,140
$\bar{\omega}$	0,48	0,48	0,48	0,48
K	32,7	32,7	32,7	32,7
Σ	0,8952	0,8952	0,8952	0,8952
σ_a	146,3	291,92	312,5	623,6
σ_b	4,47	8,93	9,55	19,10
M	2,15	4,26	4,70	9,38
$\bar{\omega}$	0,48	0,48	0,48	0,48
K	32,7	32,7	32,7	32,7
σ_a	152,7	302,7	333,8	500,2
σ_b	4,67	9,24	10,20	20,36

Sous F. Simple

	sens Long			
	Poteau E2		Poteau E1	
M	4,11	2,06	5,68	2,84
$\bar{\omega}$	0,32	0,32	0,46	0,46
K	41,4	41,4	33,6	33,6
Σ	0,9114	0,9114	0,8971	0,8971
σ_a	431,9	216,49	425,4	212,7
σ_b	10,43	5,22	12,66	6,33
M	4,29	2,14	6,58	3,29
$\bar{\omega}$	0,32	0,32	0,46	0,46
K	41,4	41,4	33,6	33,6
Σ	0,9114	0,9114	0,8971	0,8971
σ_a	450,8	224,9	492,8	246,4
σ_b	10,90	5,43	14,67	7,33

	Poteau A2						Poteau A1					
	Sens Long			Sens Transv			Sens Long			Sens Transv		
	N^{max} Mc	N^{min} Mc	M^{max} Nc	N^{max} Mc	N^{min} Mc	M^{max} Nc	N^{max} Mc	N^{min} Mc	M^{max} Nc	N^{max} Mc	N^{min} Mc	M^{max} Nc
N	52,61	37,73	47,19	53,83	36,02	46,46	30,79	17,87	22,6	37,56	9,94	15,38
M	61,02	55,97	65,41	66,44	51,46	60,6	61,35	56,1	65,69	58,42	52,0	49,44
Ke	0,60	0,47	0,50	0,57	0,49	0,44	0,35	0,22	0,24	0,45	0,13	0,22
$\tilde{\omega}$	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
K_b	0,156	0,156	0,156	0,156	0,156	0,156	0,176	0,176	0,176	0,175	0,18	0,176
K	28,44	30,67	30,15	28,95	30,33	28,56	29,68	31,96	31,61	28,86	33,53	31,96
σ_b'	114	104,6	122,2	124,2	96,2	113	101,6	92,93	108,7	97,33	84,22	92,93
σ_a	3243	3208	3686	3595	2917	3234	2016	2970	3435	2809	2824	2970
$\bar{\sigma}_b$	243	243	243	243	243	243	243	243	243	243	243	243
$\bar{\sigma}_a$	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
N	67,3	52,43	61,9	68,53	50,7	61,16	45,5	32,37	37,29	52,28	24,64	30,1
M	65,02	59,65	69,7	70,67	54,98	72,82	66,32	60,66	70,94	67,17	59,36	70,0
Ke	0,72	0,61	0,62	0,68	0,65	0,59	0,57	0,37	0,37	0,55	0,291	0,30
$\tilde{\omega}$	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
K_b	0,150	0,156	0,155	0,152	0,154	0,156	0,173	0,176	0,176	0,173	0,176	0,176
K	26,57	28,29	28,13	27,19	27,66	28,54	26,15	29,33	29,33	26,3	37	30,6
σ_b'	126,4	111,5	131,1	135,6	104,05	136,09	111,8	108,5	117,2	113,2	98,33	116
σ_a	3358	3154	3688	3686	2878	3620	2923	2947	3437	2977	3019	3548
$\bar{\sigma}_b$	243	243	243	243	243	243	243	243	243	243	243	243
$\bar{\sigma}_a$	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200

	Poteau E2						Poteau E1					
	Sens Long			Sens Transv			Sens Long			Sens Transv		
	N^{max} Mc	N^{min} Mc	M^{max} Nc	N^{max} Mc	N^{min} Mc	M^{max} Nc	N^{max} Mc	N^{min} Mc	M^{max} Nc	N^{max} Mc	N^{min} Mc	M^{max} Nc
N(E)	101,63	89,92	99,96	105,77	76,5	99,08	56,29	45,26	56,29	65,82	35,73	48,16
M(E)	63,43	52,85	63,43	54,6	46,86	62,82	65,42	54,89	65,42	53,16	47,6	55,99
Ke	1,12	1,19	1,10	1,36	1,14	1,10	0,60	0,58	0,60	0,87	0,53	0,60
$\tilde{\omega}$	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,46	0,46	0,46	0,46	0,46	0,46
K_b	0,121	0,121	0,121	0,121	0,121	0,121	0,152	0,152	0,152	0,144	0,152	0,152
K	26,31	25,2	26,63	22,66	25,99	25,2	29,32	29,69	29,32	26,42	30,55	29,32
σ_b'	152,8	127,3	152,8	131,6	112,9	151,3	125,5	105,3	125,5	107,6	91,30	107,6
σ_a	3800	3209	3800	2981	2934	3814	3679	3124	3619	2843	2789	3149
N	116,33	104,6	114,7	120,17	91,20	113,8	70,99	59,96	70,99	80,52	50,43	63,30
M	74	50,12	74	57,75	49,56	66,33	65,87	54,89	65,87	61,13	64,78	64,12
Ke	1,35	1,46	1,34	1,46	1,29	1,20	0,75	0,76	0,75	0,92	0,64	0,69
$\tilde{\omega}$	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,46	0,46	0,46	0,46	0,46	0,46
K_b	0,121	0,121	0,121	0,121	0,121	0,121	0,146	0,145	0,146	0,144	0,150	0,148
K	22,8	21,22	22,95	21,22	23,67	25,04	26,92	26,76	26,92	24,37	28,68	27,88
σ_b'	144,9	121	144,9	139	119	160	132	110	132	124	107	126
σ_a	3304	2563	3304	2953	2827	4002	3541	2953	3541	3016	3054	3522

Verification des contraintes cumulées (FC + FS)

Sous SP2.

	Poteau A2												Poteau A1											
	Sens Long						Sens transv						Sens Long						Sens transv					
	FC	FS	FC	FS	FC	FS	FC	FS	FC	FS	FC	FS	FC	FS	FC	FS	FC	FS	FC	FS	FC	FS	FC	FS
σ_b^i	114	4,47	104,6	8,93	122,2	8,93	124,2	9,55	96,2	9,55	113	19,1	101,63	5,73	92,93	11,5	108,7	11,5	97,33	8,59	84,22	17,2	92,93	17,2
σ_a	3243	146,3	3208	297,9	3686	297,9	3595	312,5	2917	312,5	3234	623,6	3016	163,8	2970	328,2	3435	328,2	2809	245,7	2809	492	2970	492
σ_b^{cum}	118,47		113,53		131,73		133,75		105,75		132,1		107,36		104,43		120,2		105,92		101,42		101,42	
σ_a^{cum}	3389,30		3500		3977,9		3907,5		3229,5		3857,6		3180		3963,2		3763,2		3054,7		3301		3301	
$\bar{\sigma}_b^i$	243		243		243		243		243		243		243		243		243		243		243		243	
$\bar{\sigma}_a$	4000		4000		4000		4000		4000		4000		4000		4000		4000		4000		4000		4000	
σ_b^c	126,14	4,67	111,5	9,24	131,1	9,24	135,6	10,2	104,05	10,2	136,1	20,36	111,8	6,64	109,5	13,3	117,5	13,3	113,2	9,32	98,33	18,6	116	18,6
σ_a^c	3358	152,7	3154	302,5	3688	302,5	3686	333,8	2878	333,8	3500	500,2	2923	189,8	2947	379,5	3447	379,5	2977	266,5	3019	533	3500	533
σ_b^e	131,07		120,14		140,34		145,8		114,3		156,46		118,44		113,8		130,82		122,52		116,93		134,6	
σ_a^e	3510,7		3456,5		3990,5		4020		3211,8		4000,2		3122,8		3326,5		3826,5		3243,5		3552		4033	
$\bar{\sigma}_b^c$	243		243		243		243		243		243		243		243		243		243		243		243	
$\bar{\sigma}_a^c$	4000		4000		4000		4000		4000		4000		4000		4000		4000		4000		4000		4000	

	Poteau E2												Poteau E1											
	Sens Long						Sens transv						Sens Long						Sens transv					
	FC	FS	FC	FS	FC	FS	FC	FS	FC	FS	FC	FS	FC	FS	FC	FS	FC	FS	FC	FS	FC	FS	FC	FS
σ_b^i	152,8	10,43	127,3	5,22	152,8	5,22	131,6	0	112,9	0	151,3	0	125,5	12,66	105,3	6,33	125,5	12,66	107,6	0	91,3	0	107,4	0
σ_a	3800	431,9	3209	216,5	3800	216,5	2981	0	2934	0	3814	0	3679	425,4	3124	212,7	3679	425,4	2843	0	2789	0	3149	0
σ_b^c	163,23		132,52		158,02		131,6		112,9		151,3		138,16		111,63		138,16		107,6		91,3		107,4	
σ_a^c	4231,9		3425,5		4016,5		2981		2934		3814		4104,4		3336,3		4104,4		2843		2789		3149	
σ_b^e	144,9	10,9	120,8	5,43	144,9	5,43	139,1	0	119,4	0	159,8	0	131,5	14,67	110,4	7,33	131,5	14,67	123,8	0	106,5	0	126,3	0
σ_a^e	3304	450,8	2563	225	3304	225	2953	0	2826,5	0	4002	0	3541	492,8	2953	246,4	3541	492,8	3016	0	3054	0	3522	0
σ_b^e	155,8		126,23		150,33		139,1		119,4		159,8		146,17		117,73		146,17		123,8		106,5		126,3	
σ_a^e	3754,8		2788		3529		2953		2826,5		4002		4033,8		3199,4		4033,8		3016		3054		3522	
$\bar{\sigma}_b^c$	243		243		243		243		243		243		243		243		243		243		243		243	
$\bar{\sigma}_a^c$	4200		4200		4200		4200		4200		4200		4000		4000		4000		4000		4000		4000	

$\sigma_a < \bar{\sigma}_a$ et $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$

les contraintes sous SP2 sont vérifiées.

Verification des contraintes pour SP1.

* Les poteaux E2 et E1 sont soumis à la F.C. ($M_{x-x} = 0$) $e < e_0 = h/6$

⇒ section entièrement comprimée des contraintes sont données par :

$$\sigma'_{b1} = \frac{N'}{B' + 15A} + \frac{M \sigma'_{1,2}}{I_{x-x'}} \quad ; \quad \sigma'_{1,2} = h/2 = 35 \text{ cm} \quad ; \quad I_{x-x'} = \frac{b h^3}{12} \quad ; \quad B' = 70 \text{ cm}^2$$

on negligera les aciers ce qui est plus défavorable :

Poteaux	N (t)	M (t.m)	B' cm ²	$\sigma'_{1,2} / I_{x-x'}$	σ'_{b1} kg/cm ²	σ'_{b2} kg/cm ²	$\bar{\sigma}'_b$ kg/cm ²	N t	M t.m	B' cm ²	$\sigma'_{1,2} / I_{x-x'}$	σ'_{b1} kg/cm ²	σ'_{b2} kg/cm ²	$\bar{\sigma}'_b$ kg/cm ²
Pot. E2	118,21	4,11	4900	$1,75 \cdot 10^{-5}$	31,32	16,93	138,15	132,91	4,29	4900	$1,75 \cdot 10^{-5}$	34,63	19,62	138,11
Pot. E1	63,55	5,69	"	"	22,92	3,011	152,15	78,25	6,58	"	"	27,48	6,01	150,6

⇒ toutes les contr^{tes} sont vérifiées.

* Poteau A2 :

1°) F.C : section EC : $N = 57,57 \text{ t}$ $\Rightarrow \sigma'_{b1} = 21,70 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$
 $M_{y-y} = 5,169 \text{ t.m}$ $\sigma'_{b2} = 1,79 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

* $N = 72,30 \text{ t}$ $\sigma'_{b1} = 25,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 162 \text{ kg/cm}^2$
 $M_{y-y} = 6,13 \text{ t.m}$ $\sigma'_{b2} = 4,02 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 162 \text{ kg/cm}^2$

2°) F. simple :

* $M = 8,78 \text{ t.m}$ $w = 0,48$ $\left\{ \begin{array}{l} K = 41,4 \\ \Sigma = 0,9114 \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} \sigma'_b = 19,10 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \\ \sigma_a = 623,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a \end{array}$

* $M = 9,38 \text{ t.m}$ $w = 0,48$ $\left\{ \begin{array}{l} K = 41,4 \\ \Sigma = 0,9114 \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} \sigma'_b = 20,4 \text{ kg/cm}^2 < 162 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_a = 666,21 \text{ kg/cm}^2 < 162 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$

Cumul. des contraintes :

tête du poteau : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_b = 40,8 < \bar{\sigma}'_b = 139 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_a = 623,6 < \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

base du poteau : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_b = 45,9 < \bar{\sigma}'_b = 130,6 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_a = 666,21 < \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

* Poteau A1

F. composée (section PC)

Flexion simple.

	N (t)	M (t.m)	K_e	\tilde{w}	K_b	K	σ'_b	σ'_a
T	29	8,53	2,38	0,60	0,148	7,63	16,18	128,21
B	43,7	9,24	3,31	0,60	0,139	2,86	19,38	51,43

- cumule :

	T. pot.	B. pot.	$\bar{\sigma}$
σ'_b	28,26	31,75	$\bar{\sigma}'_b = 162$
σ'_a	456,41	409,03	$\bar{\sigma}'_a = 2800$

	M (t.m)	\tilde{w}	K	Σ	σ_a	σ'_b	
T	5,69	0,60	28,6	0,8853	328,2	11,46	0
B	6,13	0,60	28,6	"	353,6	12,37	0

* Calcul des armatures transversales:

- l'espacement maximum selon le RPA 81 est:
 - $S \leq \min(10\phi_l, 15c_m)$ zone nodale
 - $S \leq 12\phi_l$ " courante
- selon le CCBA 68 $S \leq \max(k_1, k_2) \cdot z$ - Z. courante.

Zone nodale
ou
Zone de recouvrement

$$\left\{ \begin{array}{l} v \geq 3 \\ v > 0,14 \frac{\phi_l^2 \sigma_{en,l}}{\phi_t^2 \sigma_{en,t}} \end{array} \right.$$

v: nbr de cours se disposées sur le recouvrement.

Pot	SccBA68 Cm		SRPA81 Cm		Sadopté Cm		T (t)	At calculé Cm ²		At min Cm ²		At adoptée	
	z _{nod} NOD	z _{cour} COUR	z _{nod} NOD	z _{cour} COUR	z _{nod} NOD	z _{cour} COUR		z _{nod} NOD	z _{cour} COUR	z _{nod} NOD	z _{cour} COUR	Zone nodale	Zone courante
	v=4	49,95	15	24	15	24	11,8	0,753	1,20	4,20	6,72	2cad + 2etr T10	2cad + 2etr T10
	v=4	54,10	"	24	"	24	12,18	0,78	1,25	"	6,72	2cad + 3etr T10	2cad + 3etr T10
A1	v=4	45,4	"	19,2	"	19,2	12,46	0,80	1,02	"	5,40	2cad + 2etr T10	2cad + 2etr T10
A2	v=4	68,10	"	24	"	24	13,24	0,85	1,70	"	6,72	2cad + 2etr T10	2cad + 2etr T10

* Vérification de la résistance à l'effort tranchant:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{12 T_{cal}}{b \cdot z} < \bar{\sigma}_b = 0,15 \sigma_{28} = 40,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$(12 T_{cal})_{max} = 13,24 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{13,24 \cdot 10^3}{70 \times \frac{7}{8} \cdot 66,50} = 3,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

Vérifiée.

* Vérification du flambement

La longueur l_c de flambement est égale à :

0,7 l_0 : pour un pilier de bâtiment à étages multiples dont le contreventement est assuré par un système de poutres verticales et si le pilier est à ses extrémités :

- soit encasturé dans un massif de fondation
- soit assemblé à ses extrémités à des poutres de plancher ayant au moins le même I que dans le sens considéré et le traversant dans les 2 sens.

0,9 l_0 : pour un pilier d'étages multiples dont le contreventement est assuré par des poutres verticales et ne rentrant pas dans les cas visés précédemment. Dans notre cas : $l_c = 0,7 l_0 = 0,7 \cdot 12 = 8,4 \text{ m}$

- pour les poteaux soumis à la compression simple il ne sera pas tenu compte du flambement si $\lambda < 50$, pour les sections rectangulaires cette condition peut se mettre sous la forme. $l_c / i < 14,4 \frac{f_{c28}}{f_{0,9}}$ $l_c = 8,40 \text{ m} \Rightarrow \frac{l_c}{i} = 12 < 14,4$
 $i = 70 \text{ cm}$
 \Rightarrow Il ne sera pas tenu compte du flambement pour ces poteaux.

- pour les poteaux soumis à la flexion composée l'élanement $\lambda \leq 35$

$$\lambda = \frac{l_c}{i} = \frac{l_c}{\sqrt{I/B}} = \frac{840}{\sqrt{\frac{70^4}{12} \times \frac{1}{70^2}}} = 38,10 > 35$$

donc on doit tenir compte du flambement en excentrant l'effort normal. soit une excentricité supplémentaire

$$f_{ic} = 0,16 (\lambda - 35) e.$$

e : excentricité de la charge par rapport au centre de gravité de la section du béton seul.

PARTIE - B -

Charges et surcharges

Pour notre plancher on a les mêmes charges et surcharges pour les 2 niveaux.

Plancher 1 ou 2.

* Charge permanente :

- Carrelage (2cm) (0,02.2200)	44 kg/m ²
- mortier (2cm) (0,02.2000)	40 kg/m ²
- sable (3cm) (0,03.1800)	54 "
- enduit (1,5cm) (0,015.1800)	27 "
- cloisons	170 "
- dalle pleine (8cm) (0,08.2500)	200 "

$$G = 535 \text{ kg/m}^2$$

* Surcharges :

La surcharge d'exploitation se prendra en compte pour les salles d'attente des aéroports ou autres et de

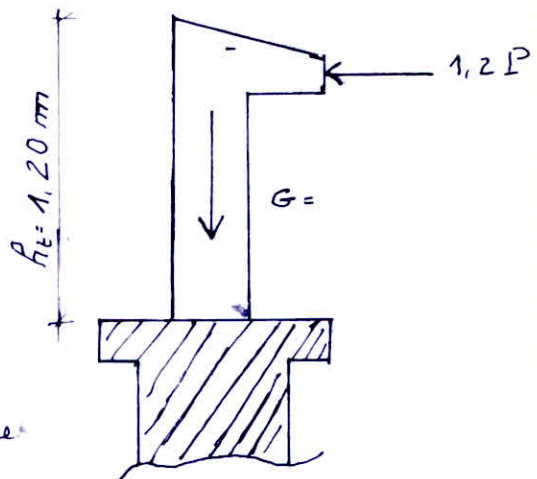
$$P = 500 \text{ kg/m}^2.$$

Calcul des elements

Acrotère :

Dimensions de l'acrotère :

- épaisseur $e = 10 \text{ cm}$
- hauteur $h_e = 1,20 \text{ m}$
- largeur $b = 100 \text{ cm}$



L'acrotère est assimilé à une

console encastree au niveau du plancher terrasse, la section la plus sollicitée se trouve à l'encastrement on distingue les efforts suivants :

- poids propre : $G = 2500 \cdot 0,10 \cdot 1,20 = \dots \dots \dots 300 \text{ kg/m}$
- surcharge moquée due à l'application horizontale de la main courante

$$1,2 P = 1,2 \cdot 100 = \dots \dots \dots = 120 \text{ kg/m}$$

Pour le calcul on considere une section rectangulaire ($0,10 \times 1,00 \text{ m}$) ($h_e \cdot b$) soumise à la flexion composée sous un effort normal N et un moment M .

$$N = 300 \text{ kg}$$

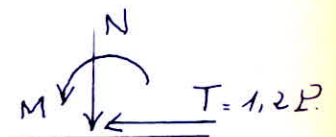
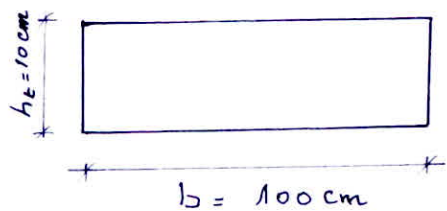
$$M = 120 \cdot 1,20 = 144 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{144}{300} = 0,48 \text{ m}$$

$$e_0 = 48 \text{ cm} > e_1 = \frac{h_e}{6} = \frac{10}{6} = 1,7 \text{ cm}$$

donc la section considérée est partiellement comprimée.



Calcul de la section d'acier.

* calcul des moment résistant du béton.

$$d = 2 \text{ cm} \text{ enrobage}$$

$$e_0 = 48 \text{ cm} \quad ; \quad e_0 > \frac{h_t}{2} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 162 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M_{rb} = \frac{\alpha}{2} \bar{\sigma}'_b \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) b h^2$$

$$\alpha = \frac{12\bar{\sigma}'_b}{12\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_a} = \frac{15 \cdot 162}{15 \cdot 162 + 2800} = 0,465$$

$$1 - \frac{\alpha}{3} = 1 - \frac{0,465}{3} = 0,845$$

$$M_{rb} = \frac{0,465}{2} \cdot 162 \cdot 0,845 \cdot 100 \cdot 8^2 = 2,04 \text{ t.m.}$$

calcul du moment fictif.

$$e_A = e_0 + \left(\frac{h_t}{2} - d\right) = 48 + \left(\frac{10}{2} - 2\right) = 51 \text{ cm}$$

$$M_A = N \cdot e_A = 300 \cdot 51 = 15300 \text{ kg.cm.}$$

$\Rightarrow M_{rb} > M_A \Rightarrow$ des aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Détermination des aciers tendus.

elle se fait en deux étapes.

1- on calcule la section en flexion simple sous l'effet de M_A on l'appellera A_1 .

$$M_A = 15300 \text{ kg.cm.} \quad \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_A}{\Sigma \cdot h \cdot \bar{\sigma}'_a} = \frac{15 \cdot 15300}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0130 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \kappa = 83,5 \\ \varepsilon = 0,9492 \end{array} \right.$$

$$A_1 = \frac{M_A}{\varepsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}'_a} = \frac{15300}{0,9492 \cdot 8 \cdot 2800} = 0,72 \text{ cm}^2$$

2: la section finale des aciers

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}'_a} = 0,72 - \frac{300}{2800} = 0,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

* Vérification du sisme local de l'acrotère

D'après des règles parasismiques Algériennes (RPA 81 Art 3-39) on doit vérifier le sisme local, dans les éléments de structures secondaires, l'acrotère sera vérifié sous l'action de la force horizontale

$$F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p \quad \text{donnée par RPA 81}$$

$W_p = 300 \text{ kg}$ (poids) de l'élément

$$Z = \frac{A(\text{groupe I, zone II})}{A(\text{groupe I, zone III})} = \frac{0,25}{0,35} = 0,71 \Rightarrow Z = 0,71$$

A: coeff^t d'accélération des zones, il est donné par tableau 2 (Art 3.3.11 RPA 81)

$C_p = 0,8$ donnée par (RPA 81 p. 37) en fon^t de la partie ou portion de l'immeuble, et de la direction horizontale de la force.

$$F_p = Z I C_p W_p.$$

$$I = \frac{A(\text{groupe d'usage du bâtiment 1})}{A(\text{groupe d'usage du bâtiment 2})}$$

de tableau (Art 3.39 RPA 81) donne $ZI = 1,19$

$$F_p = 1,19 \cdot 0,8 \cdot 300 = 286 \text{ kg/ml} > 1,2P$$

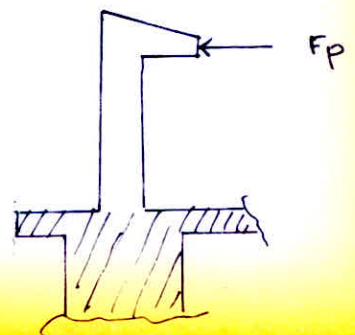
donc on doit recalculer tout sous F_p et N afin que l'acrotère résiste au sisme.

$$G = 300 \text{ kg/ml}.$$

$$F_p = 286 \text{ kg/ml} \Rightarrow \text{force sismique majorée de 50\%}.$$
$$1,5 F_p = 429 \text{ kg/ml}.$$

$$M = 1,2 \cdot 429 = 515 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$N = 300 \text{ kg}$$



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{515}{300} = 1,71 \text{ m} \quad e_0 > e_1 = \frac{h_t}{6} = 1,7 \text{ cm.}$$

⇒ section partiellement comprimée.

$$M_{ext} = 0,515 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 162 = 243 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) b h^2 = \frac{1}{2} \cdot 243 \cdot 0,465 \cdot 0,845 \cdot 100 \cdot 8^2$$

$$M_{rb} = 3,06 \cdot 10^5 \text{ kg.cm.} = 3,06 \text{ t.m.}$$

$$\alpha = \frac{2 \bar{\sigma}'_b}{2 \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 243}{15 \cdot 243 + 4200} = 0,465$$

$$\gamma = 1 - \frac{\alpha}{3} = 1 - \frac{0,465}{3} = 0,845$$

$M_{rb} > M_{ext} \Rightarrow$ Aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

moment fictif.

$$M_b = N \cdot e_f = N \left(e_0 + \left(\frac{h_t}{2} - d \right) \right) -$$

$$M_b = 0,300 \cdot \left(1,71 + (0,5 - 0,2) \cdot 10^1 \right) = 0,522 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_b}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,522 \cdot 10^5}{4200 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0291 \Rightarrow \begin{cases} \kappa = 52 \\ \xi = 0,9254 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M}{\xi \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{0,522 \cdot 10^5}{0,9254 \cdot 8 \cdot 4200} = 1,68 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 1,68 - \frac{300}{4200} = 1,61 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

on opte pour la section d'acier calculée et partit de SP2.

on prend. 6 T6 / ml. ; $e = 15 \text{ cm}$; $A = 1,71 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

* Condition de non fragilité.

$$A = 1,71 \text{ cm}^2 > 0,93 \text{ cm}^2 = 0,69 b h. \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 1,33 = 0,92 \text{ cm}^2$$

* Vérification de la fissuration

$$\phi = 6 \text{ mm} ; \tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2 \cdot d_b} = \frac{1,71}{2 \cdot 1,3 \cdot 100} = 6,58 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = \kappa \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = 10^6 \frac{1,6}{6} \frac{6,58 \cdot 10^{-3}}{1 + 0,0658} = 1646 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\kappa \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{10^6 \frac{1,6}{6} \cdot 7} = 3279 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 3279 > \bar{\sigma}_s = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

donc la fissuration est vérifiée

* Vérification de l'effort tranchant:

$$\text{Il faut que } A \bar{\sigma}_s > T + \frac{M_A}{z}$$

$$T + \frac{M_A}{z} = T + \frac{M_A}{z} = 429 - \frac{51500}{\frac{7}{8} \cdot (6,7 + 2)} < 0$$

$\Rightarrow A \bar{\sigma}_s > T + \frac{M_A}{z}$ des armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction.

POUTRELLES

Tous les planchers sont à dalles nervurées, les nervures utilisées sont fabriquées sur chantiers, elles sont coulées en même temps que la dalle. Les nervures seront calculées sous la sollicitation du premier genre (SP1) $G+1,2P$.

La poutrelle repose sur plusieurs appuis et travaille comme une poutre continue, elle sera calculée comme une section en T à mi-travée (si l'A.N tombe dans la nervure), et comme une section rectangulaire sur appui, l'entre-axes des poutrelles est de 2,15 m.

* Charge et surcharge revenant à la poutrelle.

- poids propre: $0,20 \cdot 0,50 \cdot 2,5 = 0,25 \text{ t/ml}$.

- $G+1,2P = 500 \cdot 1,2 + 535 = 1135 \text{ kg/ml} = 1,135 \text{ t/ml}$

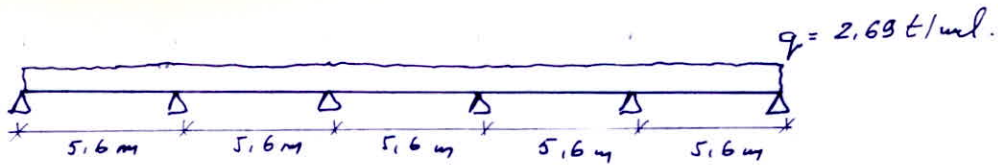
$q_t = 0,25 + 2,15 \cdot 1,135 = 2,69 \text{ t/ml}$.

$$q_t = 2,69 \text{ t/ml.}$$

La portée libre des poutrelles est de 5,6 m ou 5 travées

Le plancher est à surcharges modérées ($P < 2G$) de plus les rapports de portées libres des travées considérées aux travées libres contiguës sont compris entre 0,8 et 1,25 donc on peut appliquer la méthode forfaitaire de (CCBA 68-Art 55)

Schema statique

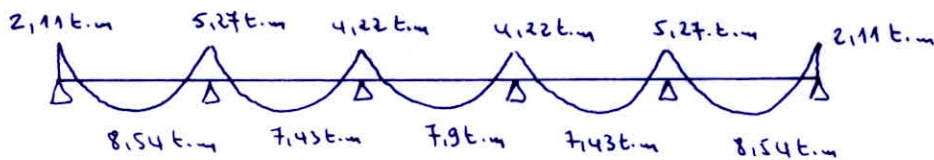
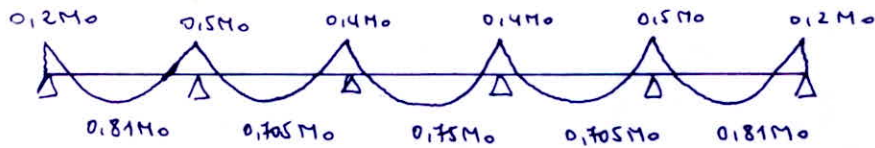


- Calcul du moment isostatique M_0 :

$$M_0 = q \frac{l^2}{2} \quad l: \text{portée libre d'une travée}$$

A.N: $q = 2,69 \text{ t/ml} ; l = 5,6 \text{ m} \Rightarrow M_0 = 10,54 \text{ t.m}$

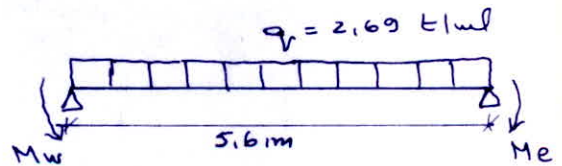
La méthode forfaitaire utilisée donne la répartition des moments comme ci dessous en fonction de M_0 .



les efforts tranchants dans les différentes sections seront donnés à partir du diagramme des moments fléchissants

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

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



on prend un exemple de calcul.

travée AB: $T_g = 2,69 \cdot \frac{5,6}{2} + \frac{(0,12 - 0,15) 10,54}{5,6} = 6,97 \text{ t}$

$$T_d = -2,69 \cdot \frac{5,6}{2} + \frac{(0,12 - 0,15) 10,54}{5,6} = -8,10 \text{ t}$$

les valeurs des efforts tranchants sont données dans le diagramme des efforts tranchants.

* Détermination de la largeur de la table de compression

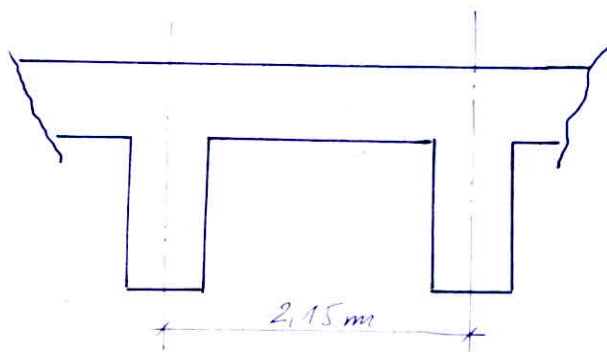
(CCBA 68 Art 23-31)

$$h_0 = 8 \text{ cm}$$

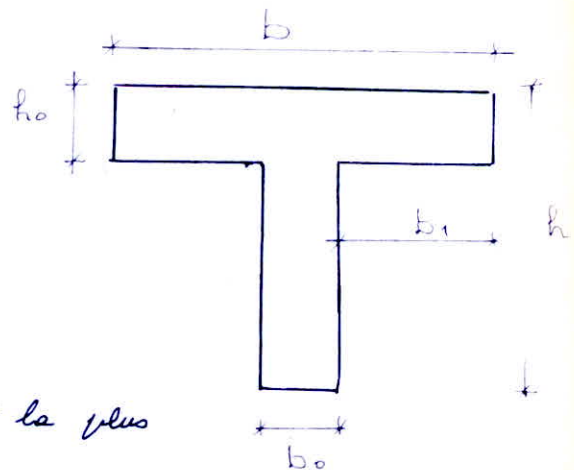
$$h_e = 50 \text{ cm}$$

$$b_0 = 20 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$



Poutrelles.



La valeur de b_1 étant limitée à la plus petite valeur de :

1) $b_1 \leq \frac{l}{2}$; l : distance entre 2 faces voisines consécutives

2) $b_1 \leq \frac{L}{10}$; L : portée libre de la poutrelle (nus d'appuis)

3) $b_1 \leq (6 \div 8) h_0 = \frac{2}{3} x$

x : distance de la section considérée entre points de moments nuls.

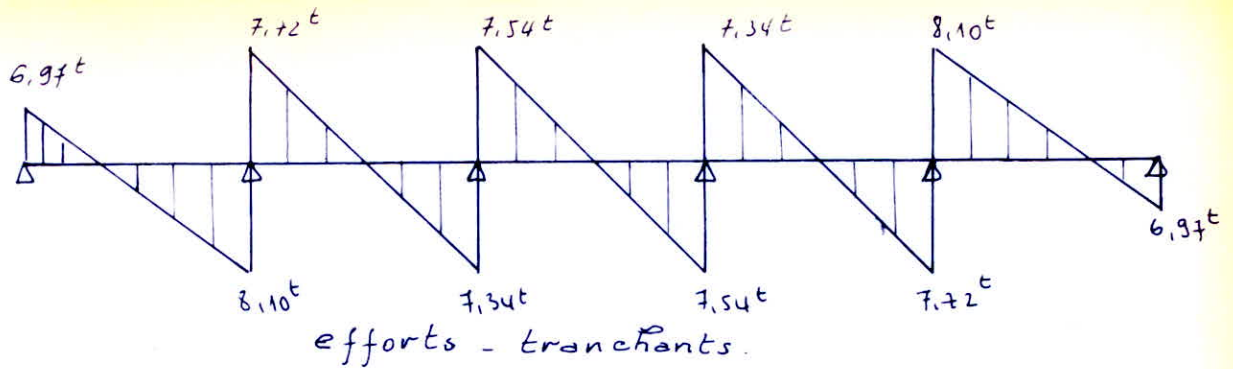
1) $b_1 \leq \frac{2,1 - 0,20}{2} = 0,95 \text{ m}$

2) $b_1 \leq \frac{6 - 0,4}{10} = 0,56 \text{ m}$

3) $b_1 \leq (6 \div 8) \cdot 8 \Rightarrow 6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0 \Rightarrow 48 \text{ cm} \leq b_1 \leq 64 \text{ cm}$

\Rightarrow

$b_1 = 55 \text{ cm}$



* calcul des armatures

En pratique le calcul des armatures se fait pour les sections dont le moment est maximum en travée et aux appuis, pour notre cas le calcul sera fait pour les sections suivantes:

- moment max en travée $M_{max}^t = 8,54 \text{ t.m}$
- " " aux appuis $M_{max}^a = 5,27 \text{ t.m}$
- moment aux appuis extrêmes : $M = 2,11 \text{ t.m}$

* Calcul des armatures en travée (Méthode de M^e P. Charon)

$$M = 8,54 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_s b h^2} = \frac{15 \cdot 8,54 \cdot 10^5}{2800 \cdot 130 \cdot 45^2} = 0,01737$$

d'après tableau Annexe:

$$\mu = 0,01737 \begin{cases} K = 71,0 \\ \xi = 0,9419 \\ \alpha = 0,1744 \end{cases}$$

- position de l'axe neutre (A.N).

$$y = \alpha h \Rightarrow y = 0,1744 \cdot 45 = 7,85 \text{ cm} < h_0$$

dans ce cas ($y < h_0$) l'A.N tombe dans la table de compression donc la section sera calculée comme une section en rectangle

$$b \cdot h_t = 130 \times 50$$

Calcul de σ'_b :

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{71,00} = 39,44 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \text{des aciers}$$

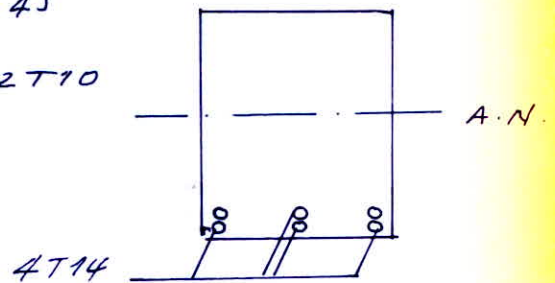
comprimés ne sont pas nécessaires

Aciers tendus:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{8,54 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9419 \cdot 45} = 7,20 \text{ cm}^2$$

on adoptera pour 4T14 + 2T10

$$d = 3,93 \text{ cm} \quad A = 7,72 \text{ cm}^2$$



Calcul des armatures sur appuis:

$$M = 5,27 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b_0 \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 5,27 \cdot 10^5}{2800 \cdot 20 \cdot 45^2} = 0,10697$$

tableau Annexe: \Rightarrow

$$\left[\begin{array}{l} K = 30,8 \\ \epsilon = 0,8908 \\ \alpha = 0,3275 \end{array} \right.$$

calcul de σ'_b :

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{30,8} = 91 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

donc des aciers comprimés ne sont pas nécessaires

Aciers tendus

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{5,27 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8908 \cdot 45} = 4,69 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour 4T14 $A = 6,15 \text{ cm}^2$ $d = 3,8 \text{ cm}$

Verification des contraintes

a: en travée :

$$\tilde{\omega} = \frac{100A}{b h} = \frac{100 \cdot 7,72}{130 \cdot 46,5} = 0,128$$

$$K = 69,5$$

$$\lambda = 0,9408$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \lambda \cdot h} = \frac{8,54 \cdot 10^5}{7,72 \cdot 0,9408 \cdot 46,5} = 2529 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2529}{69,5} = 36,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 162 \text{ kg/cm}^2$$

b: à l'appui :

$$\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b h} = \frac{100 \cdot 6,15}{20 \cdot 46,2} = 0,665 \Rightarrow$$

$$K = 26,9$$

$$\lambda = 0,8807$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \lambda \cdot h} = \frac{5,27 \cdot 10^5}{6,15 \cdot 0,8807 \cdot 46,2} = 2106 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2106}{26,9} = 78,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 162 \text{ kg/cm}^2$$

les contraintes de beton et acier sont vérifiées.

Verification de la condition de non fragilité (CCBA 68. Art 52)

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

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de référence de traction du béton ; $\bar{\sigma}_b = 7 \text{ kg/cm}^2$

σ_{en} : limite d'élasticité nominale de l'acier ; $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

b : largeur de la section

h : hauteur utile de la section

a: en travée :

$$A = 7,72 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 130 \cdot 46,5 \cdot \frac{7}{4200} = 6,95 \text{ cm}^2 \text{ O.K.}$$

b: à l'appui :

$$A = 6,15 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 20 \cdot 46,2 \cdot \frac{7}{4200} = 1,06 \text{ cm}^2 \text{ O.K.}$$

\Rightarrow la condition de non fragilité est vérifiée dans toutes les sections

Verification de la fissuration

fissuration nuisible $\kappa = 10^6$

Acier H.A $\eta = 1.6$

a : en travée :

$$\phi = 1.4 \text{ cm} \quad ; \quad \tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2 \cdot d \cdot b} = \frac{7.72}{2 \cdot 3.5 \cdot 20} = 0.0551$$

$$\sigma_1 = \kappa \eta \frac{\tilde{\omega}_f}{\phi (1 + 10 \tilde{\omega}_f)} = 10^6 \frac{1.6}{14} \frac{0.0551}{1 + 0.551} = 4060 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\kappa \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_0} = 2.4 \sqrt{10^6 \frac{1.6}{14} \cdot 7} = 2147 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 4060 > \bar{\sigma}_0 = 2800 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{la}$$

fissuration n'est pas prépondérante

b : à l'appui :

$$\phi = 1.4 \text{ cm} \quad ; \quad \tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2 \cdot d \cdot b} = \frac{6.15}{2 \cdot 3.8 \cdot 20} = 0.0405$$

$$\sigma_1 = \kappa \eta \frac{\tilde{\omega}_f}{\phi (1 + 10 \tilde{\omega}_f)} = 10^6 \frac{1.6}{14} \frac{0.0405}{1 + 0.405} = 3294 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\kappa \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_0} = 2147 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 3294 > \bar{\sigma}_0 = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ donc}$$

la fissuration est vérifiée.

Verification de la flèche :

dans le cas présent, où il n'y a pas d'éléments fragiles comme revêtements ou chapeaux, il n'est pas utile de procéder à une vérification de la flèche

Verification de l'adhérence (CCBA 68 Art 29)

$$T_{max} = 8,10 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T_{max}}{n p \cdot z} \quad \text{il faut que } \bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}_d$$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \cdot 40 \cdot \bar{\sigma}_0 = 2 \cdot 1,5 \cdot 7 = 21 \text{ kg/cm}^2$$

on prolonge 3 barres de T14 jusqu'aux appuis

$$n p = 13,19$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{8,10 \cdot 10^3}{13,19 \cdot 42,17} = 14,56 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 21 \text{ kg/cm}^2$$

donc la condition de non-entrainement des barres est satisfaite

Calcul de la section d'acier sur l'appui A

$$M = 2,11 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 2,11 \cdot 10^5}{2800 \cdot 20 \cdot 45^2} = 0,0267 \Rightarrow \begin{cases} K = 55,5 \\ \xi = 0,9291 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\xi \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{2,11 \cdot 10^5}{0,9291 \cdot 45 \cdot 2800} = 1,72 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend } 3T10 \quad A = 2,35 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales seront calculées à partir de T_{max}

$$\text{contrainte de cisaillement } \sigma_b = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot z} = \frac{8,10 \cdot 10^3}{20 \cdot 40,68} = 9,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 78,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0} = 81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot \bar{\sigma}_0 = 3,5 \cdot 7 = 24,5 \text{ kg/cm}^2$$

$\Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$
on peut utiliser les armatures transversales perpendiculaire à la ligne moyenne, on prend 1 cadre de $\phi 6$

$$+ 1 \text{ étrier de } \phi 6 \quad (A_t = 1,13 \text{ cm}^2)$$

Contrainte admissible de traction des armatures transversales

$$\bar{\sigma}_{at} = \beta \sigma_{en} \quad \beta = \frac{2}{3} \quad \text{sans reprise de bétonnage}$$

$$\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

Ecartement admissible des armatures transversales (CCBA68 - Art 52-12)

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2 h = 0,2 \cdot 46,2 = 9,24 \text{ cm} \\ t_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{E_b}{\bar{\sigma}_a} \right) = 46,2 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{9,96}{7} \right) = 26,5 \text{ cm} \\ t_2 = 26,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \bar{t} = \max(t_1, t_2) = t_2 = 26,5 \text{ cm}$$

$$t = \frac{At \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot \gamma}{T_{\max}} = \frac{1,13 \cdot 1600 \cdot 40168}{8,10 \cdot 10^3} = 9,08 \text{ cm} \quad t < \bar{t}$$

de 1^{er} cours d'armatures transversales et à une distance de $\frac{t}{2} = \frac{9}{2} = 4,5 \text{ cm}$ de l'appui, pour les autres espacements on applique la série de esqôt

on commence par $t = 9 \text{ cm}$ on la rejete $\frac{l}{2}$ fois

$\frac{l}{2} = \frac{5,6}{2} = 2,8 \Rightarrow 3$ fois après $t = 10 \text{ cm}$ 3 fois et ainsi de suite

verifications diverses

a: Transmission des efforts aux appuis.

a-1: appui de rive

L'effort tranchant max sur l'appui de rive est

$T = 6,97 \text{ t}$. la section minimale des armatures

tendues conduites jusqu'à cet appui doit équilibrer

$$T_{\max} \quad \sigma_s = \frac{T}{A} = \frac{6,97 \cdot 10^3}{4,62} = 1509 \text{ kg/cm}^2$$

on a prolonger 3T14 $A = 4,62 \text{ cm}^2$.

a-2: appuis intermédiaires.

La section minimale des armatures tendue en

travée conduite jusqu'à cet appui doit fournir

équilibrer un effort égal à $T + \frac{M}{z}$

$$\text{appui A: } T + \frac{M}{z} = 6,97 - \frac{2,11 \cdot 10^2}{44} < 0$$

$$\text{appui B: } T + \frac{M}{z} = 8,10 - \frac{5,27 \cdot 10^2}{40,68} < 0$$

il n'est pas nécessaire de faire la vérification

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

b: Jonction hourdis - nervure

$$\rho = \frac{T}{z} \frac{b_1}{b}$$

ρ : l'effort tangent qui s'exerce à la jonction hourdis
nervure.

$$\rho = \frac{8,10 \cdot 10^3}{40,68} \frac{55}{130} = 84 \text{ kg/cm}$$

donc la contrainte de cisaillement $\tau = \frac{\rho}{h_0} = \frac{84}{8} = 10,5 \text{ kg/cm}^2$

* Aciers de couture

Les armatures des hourdis peuvent être considérées comme armatures de coutures, il suffit de vérifier que leur contrainte sous l'effet de l'effort tangent ne dépasse pas $\left(\frac{2}{3}\right) \bar{\sigma}_{en}$ dans la mesure où elles sont accrues à la jonction

$$\sigma_a = \frac{S}{A} \leq \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} \quad ; \quad S = 84 \text{ kg/cm}$$

Les armatures des hourdis sont constituées de une seule nappe de $3,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$$\sigma_a = \frac{84 \times 100}{3,50} = 2400 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

* Vérification de la compression de la bielle de béton à l'appui.

La contrainte de compression dans la bielle de béton est

$$\sigma'_b = \frac{2T}{b_0 \cdot c} \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \quad \Rightarrow \quad c \geq \frac{2T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}'_{b_0}}$$

$$\text{A.N.} \quad c \geq \frac{2 \cdot 6,97 \cdot 10^3}{20 \cdot 81} = 8,6 \text{ cm} \quad \text{or la largeur de la poutre}$$

est de 40 cm

Vérifié.

* Ancrage des barres:

appuis A et F.

La valeur de $T + \frac{M}{z} < A \bar{\sigma}_a$ si elle est vérifiée, aucune vérification de la section des armatures inférieures et de leurs ancrage n'est nécessaire.

Pour les armatures supérieures nous avons:

$$\bar{\sigma}_{01} = 1,25 \psi_{01}^2 \bar{\sigma}_b \quad \text{contrainte d'adh. - vis à vis du scellement}$$

$$\text{A.N.} \quad \bar{\sigma}_{01} = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 7 = 19,7 \text{ kg/cm}^2$$

la longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_{01}} = \frac{1}{4} \frac{2800}{19,7} = 35,5 \text{ cm}$$

le scellement est réalisé en barre droite

Dispositions constructives

Les règles forfaitaires admettent de ne pas justifier la longueur des chapeaux et recins inférieurs, par le tracé de la courbe enveloppe et prescrivent les dispositions suivantes :

À moins de justification plus précises, la longueur des chapeaux, est prise du me des appuis et au moins égale :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire ou s'il s'agit d'un appui de rive.

longueur des chapeaux

$$l_1 = 2 \cdot \frac{5,6}{5} + 0,40 = 2,64 \text{ m.}$$

$$l_2 = 2 \cdot \frac{5,6}{4} + 0,40 = 3,2 \text{ m.}$$

Arrêt des armatures inférieures :

- La moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis, et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis égale à $\frac{1}{10}$ de la portée libre des nervures dans notre cas les armatures inférieures sont arrêtées

$$\text{soit } l \leq \frac{5,6}{10} = 0,56 \text{ m} \quad \text{on prend } l = 50 \text{ cm de l'appui}$$

Calcul d'un panneau de dalle

Coffrage:

L'épaisseur de la dalle est $h_0 = 8 \text{ cm}$

la petite portée entre nos deux appuis $l_x = 2,15 - 0,20 = 1,95 \text{ m}$

la grande portée " " " " $l_y = 6 - 0,4 = 5,6 \text{ m}$

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,95}{5,6} = 0,350$$

Calcul des sollicitations

* charges permanentes: (m^2) ----- 335 kg/m^2

* poids propre (m^2) ----- 200 kg/m^2

* surcharge (m^2) ----- 500 kg/m^2

calcul du moment fléchissant

$$SP_1 = 1135 \text{ kg/m}^2$$

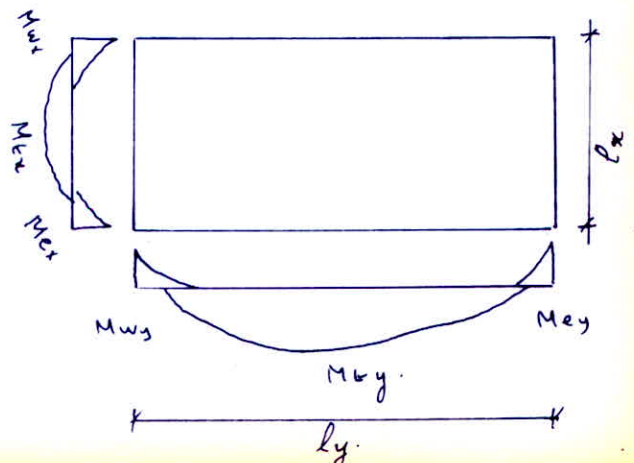
le rapport $\beta = 0,35$ étant inférieure à $0,40$ et la

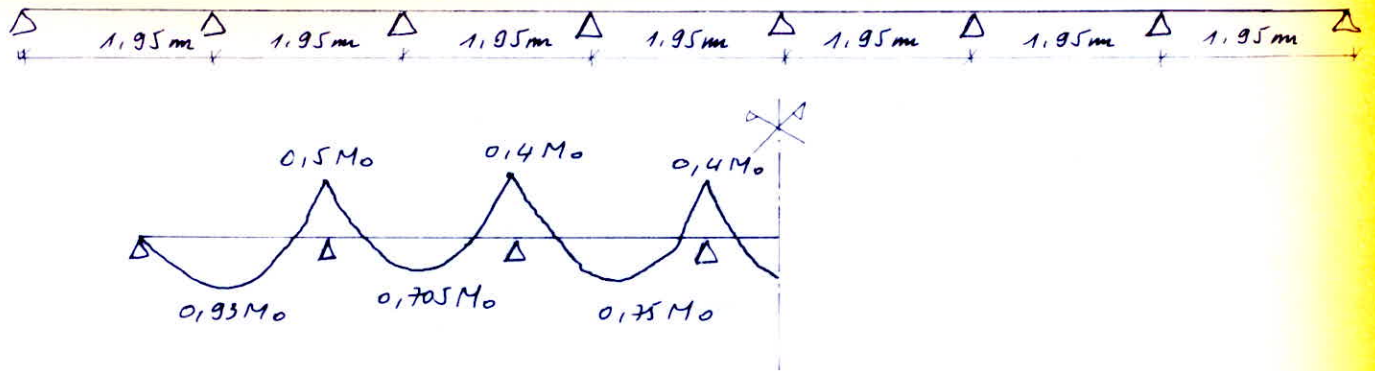
surcharge répartie uniformément la dalle peut être calculée en la flexion comme une poutre dans le sens de la petite portée.

$$M_0 = q_p \cdot \frac{l_x^2}{8} = 1135 \cdot \frac{1,95^2}{8} = 539,5 \text{ kg.m/ml.}$$

Calcul du panneau de dalle:

Cette dalle sera considérée comme une poutre continue





moment en travée $M_{Tx} = 0,93 M_0 = 0,93 \cdot 539,5 = 501,74 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{ml}$

moment sur appui $M_{ax} = 0,15 M_0 = 0,15 \cdot 539,5 = 269,75 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{ml}$

effort tranchant :

$$T_y = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{1135 \cdot 1,95 \cdot 5,6}{2 \cdot 5,6 + 1,95} = 943 \text{ kg}/\text{ml}$$

$$T_x = \frac{1}{3} q l_x = \frac{1}{3} \cdot 1135 \cdot 1,95 = 738 \text{ kg}/\text{ml}$$

Détermination des armatures.

Armatures longitudinales.

Le diamètre des barres utilisées est au plus égal à

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

Enrobage, e doit être au moins égal :

- d'une part 1 cm puisque il s'agit d'un local couvert et clos

- d'autre part $e \geq (\phi \leq 8 \text{ mm})$

soit en définitive $e = 1 \text{ cm}$.

Les hauteurs utiles des sections sont :

- dans le sens porteur, $h_x = h_0 - e - \frac{\phi}{2} = 8 - 1 - \frac{0,8}{2} = 6,6 \text{ cm}$

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

Armatures inférieures dans le sens de la petite portée

$$M_{ex} = 501,74 \text{ kg}\cdot\text{m} / \text{ml}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot h_x^2} = \frac{15 \cdot 501,74 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 6,6^2} = 0,0817 \quad \left\{ \begin{array}{l} K = 33,6 \\ \varepsilon = 0,8971 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\varepsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{501,74 \cdot 10^2}{0,8971 \cdot 6,6 \cdot 2800} = 3,03 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$7 \text{ T8} / \text{ml} \quad A_{ex} = 3,5 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K} = \frac{2800}{33,6} = 83,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 162 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures dans le sens de la grande portée.

on arme avec une section minimum $A_y = \frac{A_x}{4} = 0,775 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On prend 4 T6 / ml.

Armatures sur appui

$$M_a = 269,75 \text{ kg}\cdot\text{m} / \text{ml}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 269,75 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 6,6^2} = 0,03317 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 50,25 \\ \varepsilon = 0,9234 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\varepsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{269,75 \cdot 10^2}{0,9234 \cdot 6,6 \cdot 2800} = 1,58 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$6 \text{ T6} / \text{ml} \quad A_a = 1,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis ou il n'y a pas de continuité on prend une quantité d'acier équivalente à $0,15 M_a$ en général on prend 3 T6 / ml.

Choix des diamètres et des espacements.

en travée . sens l_x . 7 T8 / ml $e = 14 \text{ cm} < \bar{e}_1$

à l'appui . sens l_x, l_y : 6 T6 / ml $e = 16 \text{ cm} < \bar{e}_2$

\bar{e}_1 : sens l_x $\bar{e}_1 = 3h$ et 33 cm

\bar{e} : sens l_y $\bar{e} = 4h$ et 45 cm

Verification de la condition de non fragilité.

$$A_{tx} = 3,5 \text{ cm}^2 > 3,02 \text{ cm}^2$$

Il faut que cette section d'acier peut équilibrer la sollicitation de fissuration et de rupture par traction du béton.

$$\frac{A_x}{b h_x} \geq \frac{\psi_4}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_s} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2$$

$$\frac{A_y}{b h_y} \geq \frac{\psi_4}{4} (1 + \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_s} \left(\frac{h_0}{h_y} \right)^2$$

$$A.N ; \quad \rho = 0,350 \quad ; \quad \psi_4 = 0,54$$

$$\frac{3,5}{100 \cdot 6,6} \geq \frac{0,54}{2} (2 - 0,350) \frac{7}{2800} \left(\frac{8}{6,6} \right)^2 = 1,45 \cdot 10^{-3}$$

$$\frac{1,12}{100 \cdot 5,8} = 1,93 \cdot 10^{-3} \geq \frac{0,54}{4} (1 + 0,350) \frac{7}{2800} \left(\frac{8}{5,8} \right)^2 = 0,87 \cdot 10^{-3}$$

des conditions de non fragilité sont vérifiées.

Arrêt des armatures :

- Arrêt des armatures inférieures

pour les ouvrages plus modestes, les barres peuvent être arrêtés de la manière suivante.

sens l_x : une barre sur deux filante

une barre sur deux arrêtée si $\frac{l_x}{10} = \frac{1,95}{10}$

c. a. d si $0,20 \text{ m}$ du nus de l'appui

sens l_y : une barre sur deux filante

une barre sur deux arrêtée si $\frac{l_x}{10} = 0,20 \text{ m}$

du nus de l'appui.

Arrêt des armatures supérieures:

Les chapeaux ont pour longueur le max $\begin{cases} l_d \\ \frac{l_x}{5} \end{cases}$

Calcul de l_d :

$$l_d = \frac{\sigma}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} ; \quad \bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_{d1}^2 \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot 1,15 \cdot 7 = 19,68$$

$\bar{\sigma}_d = 19,68 \text{ kg/cm}^2$ contrainte d'adhérence admissible.

$$l_d = \frac{0,8}{4} \frac{2800}{19,68} = 28,45 \text{ cm}$$

$$\max \left(l_d = 28,45 \text{ cm} ; \frac{l_x}{5} = \frac{195}{5} = 39 \text{ cm} \right)$$

donc la longueur des chapeaux se prendra du min de l'appui sv de 39 cm.

Calcul des armatures transversales.

Les dalles ne comportent pas d'armatures transversales sous certaines conditions qui sont en général satisfaites.

Vérification de l'effort tranchant.

$$T = 943 \text{ kg/lml.}$$

$$\text{Le bras de levier } z = 0,9234 \cdot 6,6 = 6,1 \text{ cm.}$$

$$\text{la contrainte tangente } \bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{943}{100 \cdot 6,1} = 1,54 \text{ kg/cm}^2$$

On vérifie que cette valeur sv inférieure à $1,15 \bar{\sigma}_b$

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

$$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b$$

Verification de la fleche.

Il n'est pas necessaire de verifier la fleche car il n'y a ni cloisons ni elements fragiles qui sont susceptibles d'etre sollicite par celle-ci.

Verification au poinçonnement.

Pour verifier le poinçonnement on prend une charge concentree quelconque et on verifier la condition suivante donnee dans le CCBA68

$$\frac{1,5 Q}{P_c h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$$

On prend une charge de 2000 kg appliquee dans un carre de 20x20

$$1,2 Q = 1,2 \cdot 2000 = 2400 \text{ kg.}$$

Le perimetre du contour a considerer n'est ni l'epaisseur de la dalle

$$\text{et } P_c = 2(u+v) \quad ; \quad u=v = u_0 + h_0 = 20 + 8 = 28 \text{ cm}$$

$$P_c = 2(28+28) = 112 \text{ cm.}$$

$$\frac{1,5 \cdot 2400}{112 \cdot 8} = 4 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \cdot f = 8,4 \text{ kg/cm}^2$$

donc $h_t = 8 \text{ cm}$ est suffisante pour qu'il n'y ait pas poinçonn \ddot{e}

CHARGES

HORIZONTALES

Calcul des rigidités

Le calcul des rigidités ainsi que le calcul des effets sous les charges horizontales sera fait par la méthode de "MUTO"

Exposé de la méthode:

C'est une méthode approchée nous permet de analyser une structure constituée de portiques sollicités par des efforts horizontaux (séisme, vent) basée sur les rigidités des niveaux, des étages, dont "Muto" propose des formules approchées.

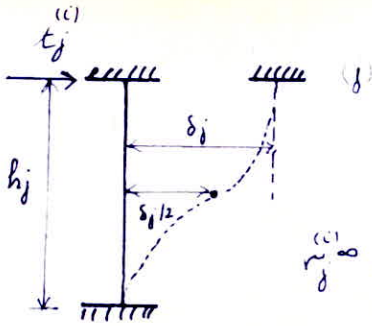
Elle nous permet en une première étape de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux correspondants des différents portiques et en deuxième étape d'obtenir des moments fléchissants dans les poteaux et les poutres.

Toutes les conditions d'applications de la méthode de Muto sont vérifiées.

Les étapes de calcul sont:

1. calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres
$$K_{pot} = \frac{I}{h} ; \quad K_{poutre} = \frac{I}{l}$$
2. calcul des coeff^{ts} \bar{K} et du coefficient de correction α_j dans les 2 sens
3. calcul des rigidités corrigées des poteaux $\alpha_j K_j$
4. calcul de la rigidité de niveau dans les 2 sens
5. Détermination du centre de masse et du centre de torsion
6. calcul de la rigidité à la torsion $R_{j\theta}$.

* Calcul de la rigidité corrigée d'un poteau (i) du niveau (j)



soit $r_j^{(i)}$ la rigidité d'un poteau (i) du niveau (j) supposé encastré à ses extrémités

(avec poutres infiniment rigides)

$$r_j^{(i)\infty} = \frac{t_j^{(i)}}{\delta_j} = 12 E \frac{I_j^{(i)}}{h_j^3} = 12 \frac{E}{h_j^2} \cdot \frac{I_j^{(i)}}{h_j} = 12 \frac{E}{h_j^2} K_j^{(i)}$$

avec : $K_j^{(i)} = \frac{I_j^{(i)}}{h_j}$ rigidité linéaire du poteau (i)

$$E = E_c = 21000 \sqrt{\sigma_j} = 21000 \sqrt{270} = 345065 \text{ kg/cm}^2$$

$I_j^{(i)}$: moment d'inertie du poteau (i) par rapport à un axe passant par le C.D.G de la section du poteau et perpendiculaire à $t_j^{(i)}$

h_j : hauteur d'étage (j)

La rigidité corrigée du poteau (i) est donnée par :

$$r_j^{(i)} = \alpha_j^{(i)} r_j^{(i)\infty} \Rightarrow \boxed{r_j^{(i)} = \frac{12E}{h_j^2} \alpha_j^{(i)} K_j^{(i)}}$$

** Rigidité relative de niveau corrigée d'un portique

$$R_j = \sum_{i=1}^n r_j^{(i)} = \sum_{i=1}^n 12 \frac{E}{h_j^2} \alpha_j^{(i)} K_j^{(i)}$$

pour le même étage ($h_j = \text{cte}$) \Rightarrow

$$D_j = \sum_{i=1}^n \alpha_j^{(i)} K_j^{(i)}$$

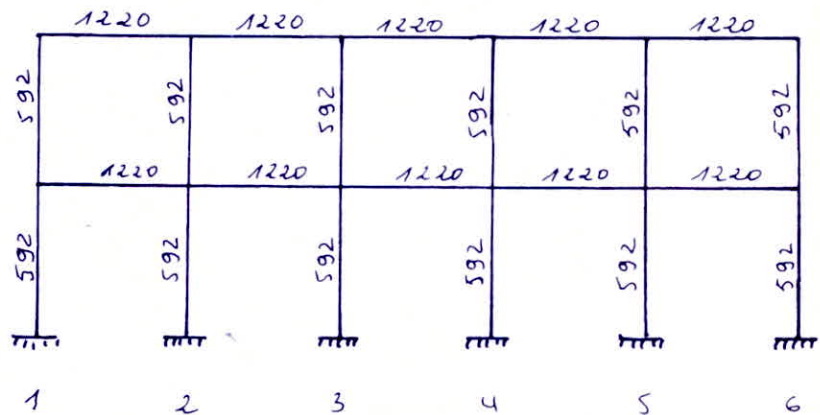
$$\boxed{R_j = 12 \frac{E}{h_j^2} D_j}$$

Calcul des rigidités relatives de niveau corrigées

A: portiques Longitudinaux

dans notre cas tous les portiques sont les mêmes dans chaque sens (longitudinal ; transversal.)

* portique longitudinal B-B ; c-c ; et D-D.



longueur des poutres à considérer $l = l_0 + \frac{h_t}{2} = 5,6 + \frac{0,6}{2} = 5,9 \text{ m}$

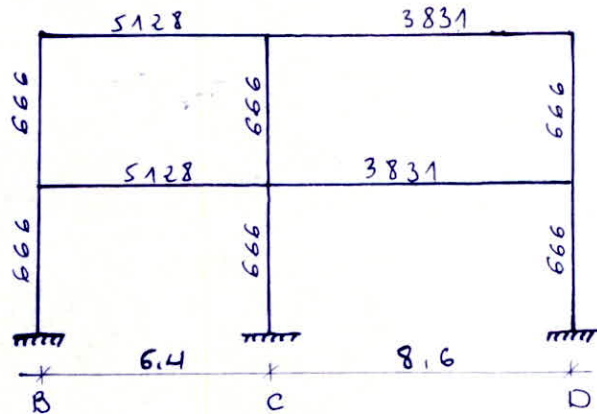
hauteur des poteaux " " $h = h_0 + \frac{a}{2} = 3,4 + \frac{0,14}{2} = 3,61 \text{ m}$

Niv	pot	\bar{K}	α_j	(cm^3) $K_p = \frac{I}{h}$	(cm^3) αK_p	(cm^3) $D_j = \sum \alpha K_p$	$\frac{\alpha K_p}{D_j}$	(kg/cm) $R_{jx} = \frac{12E}{h_j^2} D_j$
2 ^e	1	2,06	0,507	592	300,14	2193,88	0,137	70095,50
	2	4,12	0,673	"	398,4		0,181	
	3	4,12	0,673	"	398,4		0,181	
	4	4,12	0,673	"	398,4		0,181	
	5	4,12	0,673	"	398,4		0,181	
	6	2,06	0,507	"	300,14		0,137	
1 ^e	1	2,06	0,163	592	372,96	2533,76	0,147	80954,85
	2	4,12	0,755	"	446,96		0,176	
	3	4,12	0,755	"	446,96		0,176	
	4	4,12	0,755	"	446,96		0,176	
	5	4,12	0,755	"	446,96		0,176	
	6	2,06	0,163	"	372,96		0,147	

B: portique transversal:

tous les portiques transversaux sont les mêmes, il suffit d'étudier un seul portique.

* portique transversal. 1-1.



longueur des portiques à considérer

$$- l_1 = l_{01} + \frac{h_t}{2} = (8.6 - 0.14) + \frac{1}{2} = 8.7 \text{ m}$$

$$- l_2 = l_{02} + \frac{h_t}{2} = (6.4 - 0.14) + \frac{1}{2} = 6.5 \text{ m}$$

hauteur des poteaux à considérer:

$$h = h_0 + \frac{a}{2} = 3 + \frac{0.14}{2} = 3.2 \text{ m}$$

Niv	Pot	\bar{K}	α_j	(cm^3) $K_p = \frac{I}{h}$	$\alpha_j K_p$	cm^3 $D_j = \sum \alpha_j K_p$	(kg/cm) $R_j = \frac{12E}{h_j^2} D_j$
2^{e}	B	7,7	0,794	666	528,8	1602,39	64796,4
	C	13,45	0,870	666	575,42		
	D	5,75	0,742	666	494,17		
1^{e}	B	7,7	0,845	666	562,77	1700,97	68782,7
	C	13,45	0,903	666	601,44		
	D	5,75	0,806	666	536,80		

* Détermination du centre de masse et du centre de torsion

a) Centre de masse.

Comme on a une répartition presque uniforme de la masse sur la surface les coordonnées du centre de masse sont données par les formules suivantes par rapport au repère (xoy) déterminé.

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

Niv	2	1
Y_G (m)	7,70	7,70
X_G (m)	15,00	15,00

b) Centre de torsion.

par rapport au repère (xoy) les coordonnées du centre de torsion de l'étage (j) seront données par la formule du barycentre.

$$X_{c_j} = \frac{\sum_{l=1}^k R_{j_y}^{(l)} x_j^{(l)}}{R_{j_y}^{(t)}} \quad ; \quad Y_{c_j} = \frac{\sum_{l=1}^m R_{j_x}^{(l)} y_j^{(l)}}{R_{j_x}^{(l)}}$$

avec :

l: sens longitudinal ; t: sens transversal.

$$R_{j_y}^{(t)} = \sum_{l=1}^k R_{j_y}^{(l)} \quad ; \quad R_{j_x}^{(l)} = \sum_{l=1}^m R_{j_x}^{(l)} \quad \text{qui sont}$$

respectivement les rigidités relatives de l'étage(j)

dans le sens transversal et longitudinal

b-1/ calcul de la rigidité relative de l'étage (j).

sous longitudinal $\rightarrow R_{jx}^{(e)} = \sum_{l=B;C;D} R_{jx}^{(e)}$ (kg/cm)

sous transversal $\rightarrow R_{jy}^{(t)} = \sum_{t=1}^6 R_{jy}^{(t)}$ (kg/cm)

Niv	2	1	
$R_{jx}^{(e)}$	210286,5	242864,55	en (kg/cm)
$R_{jy}^{(t)}$	388778,4	412696,2	

b-2/ calcul de $\sum R_{jy} x_j$ et $\sum R_{jx} y_j$.

les résultats sont donnés dans des tableaux LONG.

Niv	port	B-B	C-C	D-D
2	y_j	-7,3	-0,9	7,7
	R_{jx}	80954,85	80954,85	80954,85
1	y_j	-7,3	-0,9	7,7
	R_{jx}	70095,5	70095,5	70095,5

b-3/ coordonnées du centre de torsion.

on trouve

niveau 1:	$y_{G1} = -0,17m$	$x_{C1} = 0$
niveau 2:	$y_{G2} = -0,17m$	$x_{C2} = 0$

$x_{Cj} = 0$ en raison de symétrie par rapport à yy

b-4/ calcul des excentricités entre C et G

Niv	x_G (m)	x_C (m)	$e_x = x_G - x_C $ (m)	y_G (m)	y_C (m)	$e_y = y_G - y_C $ (m)
2	0	0	0	0	-0,17	0,17
1	0	0	0	0	-0,17	0,17

D'après le (RPA 81) on a chaque niveau et dans chaque direction de résultante des forces horizontales si une

excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (excentricité accidentelle).

- excentricité théorique résultant des plans

$$\max(5\% l_x ; 5\% l_y) = 5\% l_x = 0,05 \cdot 30,40 = 1,52 \text{ m.}$$

donc on prend pour les 2 niveaux l'excentricité suivante

$$e_x = e_y = 1,52 \text{ m.} = 152 \text{ cm}$$

c) Calcul de la rigidité à la torsion.

La rigidité à la torsion de l'étage j est donnée par la formule suivante :

$$R_{j\theta} = \sum_{k=1}^6 R_{jy}^{(k)} [x_j^{(k)}]^2 + \sum_{k=B; C; D} R_{jx}^{(k)} [y_j^{(k)}]^2$$

où x_j et y_j sont les coordonnées des portiques par rapport au repère $(C \times y)$.

c-1) Calcul des coordonnées des portiques par rapport à $(C \times y)$

↳ Portiques transversaux.

	PORT NIV	1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6
2 ^e	2 ^e	-13,5	-7,5	-1,5	4,5	10,5	16,5
	1 ^e	-13,5	-7,5	-1,5	4,5	10,5	16,5

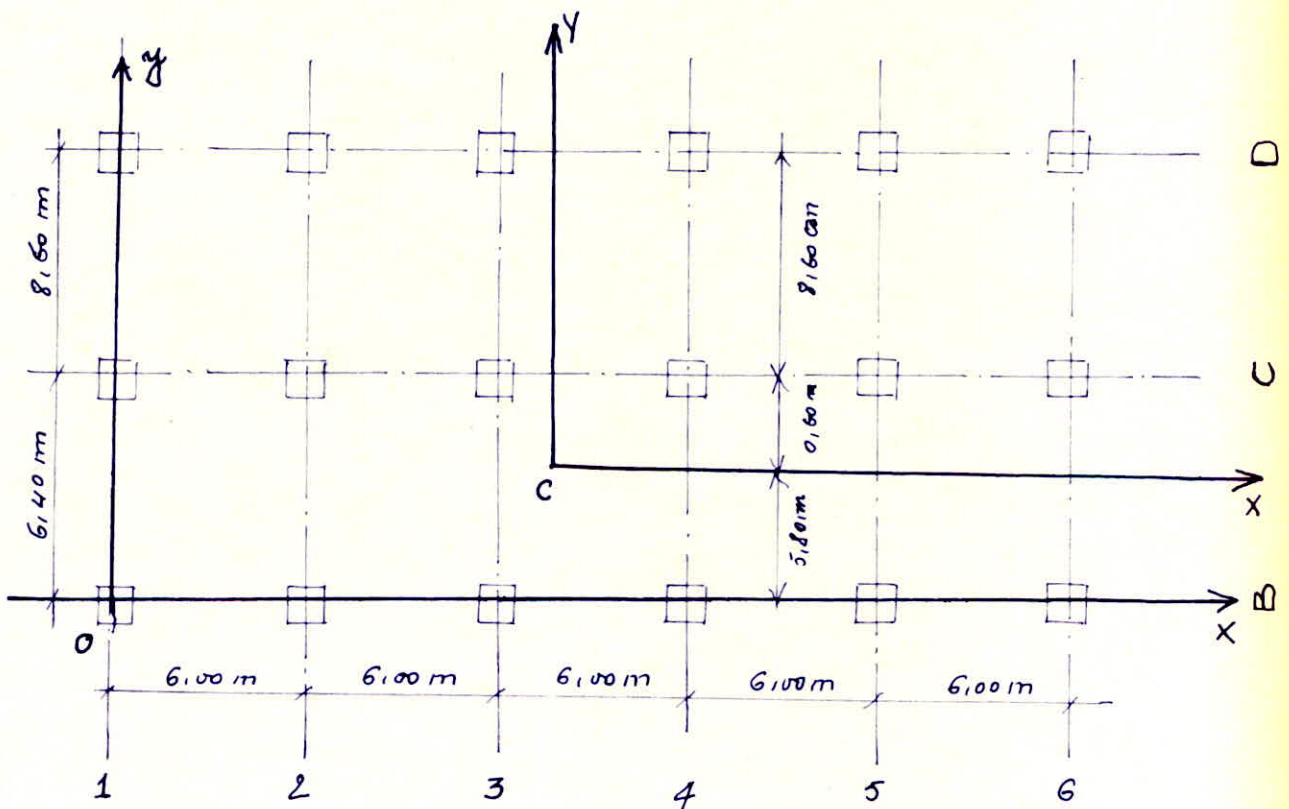
* Portiques longitudinaux

	Port Niv	B-B	C-C	D-D
y_j (m)	2 ^e	-5,80	0,60	9,20
	1 ^e	-5,80	0,60	9,20

* La valeur de $R_{j\theta}$ est donnée par le tableau suivant.

Niv	2 ^e	1 ^e
$R_{j\theta}$	$50,0 \cdot 10^{11}$	$53,9 \cdot 10^{11}$

unité de $R_{j\theta}$ est $[kg \cdot cm]$



ETUDE AU SEISME

* Généralités :

- Le séisme par ses secousses engendre dans les constructions des accélérations particulières atteignant parfois l'ordre de grandeur de la gravité ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$). De ces accélérations résultent des forces pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.
- Une grande partie de "L'ALGERIE" est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques, l'intensité de ses secousses est suffisante pour causer d'importants dégâts aux constructions. A moins que celle-ci soient conçues et construites de manière adéquate pour résister à ces efforts.
- Voici par ailleurs quelques recommandations de conception générale de bâtiments.
 - * Réduire autant que possible la hauteur des bâtiments, ainsi que le rapport de sa hauteur avec sa largeur
 - * Eviter les ensembles mal équilibrés en hauteur ou en largeur et les éléments de constructions mal liés à l'ossature
 - * Prévoir des fondations soigneusement chaînées et engagées dans le sol afin de s'opposer aux efforts de soulèvement
 - * Prévoir si possible un sous-sol ou des fondations profondes armées qui ancrent la construction dans le sol.
 - * Eviter les ouvertures de très grandes dimensions.
 - * Abaisser le plus possible le C. D. G de la construction
 - * Résoluer des nœuds rigides ainsi qu'une bonne disposition d'armatures

- * autour des ouvertures, il faut prévoir des encadrements armés liés à l'ossature.
- * dans les poteaux les recouvrements des barres en attente devront être au moins égaux à 50 fois le diamètre de ces barres et réalisés sans crochets.
- * Assurer l'indéformabilité de l'ensemble par des contreventements dans tous les sens.

* Règlement Suiivi

on applique le règlement parasismique ALGERIEN (RPA 81) renouant les conditions de sécurité plus strictes.

* Principe de Calcul:

On va faire un calcul simplifié en substituant aux effets dynamiques réels des sollicitations statiques basées sur des coefficients (A, B, D, Q); ces sollicitations censées être équivalentes à celles des efforts sismiques.

Ce calcul n'est valable que si les conditions suivantes sont vérifiées (RPA 81 - Art 3-2-1.1)

1. La hauteur du bloc étudié est une hauteur ou plus égale à 45 m en (Zone II). (notre bloc ($H=8$ m) \Rightarrow Vérifié)
2. La forme du bâtiment est rectangulaire symétrique pas de saillies. (Vérifié)
3. Pas de décrochements en élévation (Vérifié).
4. La distance entre le C.O.G et le C. Torsion ne dépasse à aucun niveau 20% de la largeur effective du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique.

6: - le degré d'amortissement est le même à tous les niveaux
 (voir fig 2)
 7: - la structure ne présente pas plusieurs degrés de liberté
 dans un même plan horizontal → voir fig 2

Niv	2 ^e	1 ^e
m (kg)	546972	531372
S _{Dx} (kg/cm)	210286,5	242864,55
S _{Dy} (kg/cm)	388778,4	412696,2
m/R _{Dx}	2,46	2,18
variation	44,38%	
m/R _{Dy}	4,33	4,29
variation	3%	

5: - la hauteur massé au n^ogré de oux niveaux successifs ne
 d'ajout des valeurs du tableau cette 4^e condition est vérifiée
 doit pas dépasser une variation de 25% dans chaque direction

Niv	20% ou de	20% ou de	20% ou de	20% ou de
(mm)	l ₀	l ₀	l ₀	l ₀
l ₀ (m)	3,08	3,08	3,08	3,08
l ₀ (m)	0,17	0,17	0,17	0,17
l ₀ (m)	3,08	3,08	3,08	3,08

Détermination des charges soumises à l'action sismique

Les charges sont supposées concentrées au niveau des planchers, la

charge sismique est $W = G + \frac{P}{2}$

G : poids propre (charges permanentes)

$\frac{P}{2}$: poids des équipements fixes (surcharges).

niveau 2: surface du niveau 2 $S = 30,40 \cdot 15,40 = 468,16 \text{ m}^2$

Acrotère : $0,10 \cdot 1,20 \cdot 2,5 \cdot 30 \cdot 2 = 18 \text{ t}$

plancher (niveau 2) $0,535 \cdot 468,16 = 250,466 \text{ t}$

poutres (40x60) $2,5 \cdot 0,4 \cdot 0,52 \cdot 5,1 \cdot 3 \cdot 5 = 39,78 \text{ t}$

poutres (40.100) $2,5 \cdot 0,4 \cdot 0,92 \cdot (6,8,20 + 6,6) = 78,384 \text{ t}$

poutrelles (20.50) $2,5 \cdot 0,20 \cdot 0,42 \cdot 25 \cdot 5,6 = 29,4 \text{ t}$

poteaux ($\frac{1}{2}$) $2,5 \cdot \frac{0,14^2}{0,14} \cdot 2,00 \cdot 18 = 14,4 \text{ t}$

$\frac{1}{2} \cdot P = \dots \dots \dots 0,500 \cdot 468,16 \times 0,5 = 117 \text{ t}$

$$W_2 = 516,972 \text{ t}$$

niveau 1.

$$W_1 = W_2 + \frac{1}{2} \text{ poteaux} = 516,972 \text{ t} + 14,4 \text{ t} = 531,372$$

$$W_1 = 531,372 \text{ t}$$

Calcul des forces sismiques

Pour notre cas toutes les conditions de l'application de la méthode statique sont vérifiées donc on peut faire un calcul abrégé équivalent. Pour ce cas on a l'intensité de la force horizontale qui se donne par le (RPA 81 Art 3-31) $V = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W$

V: force horizontale totale

* A: coefficient d'accélération des zones, il dépend du groupe sismique et de la zone sismique $0,05g \leq A \leq 0,35g$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe sismique 1} \\ \text{Zone sismique II} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0,25 \quad \text{tableau 1 RPA 81}$$

* D: facteur d'amplification dynamique moyen

le coefficient D dépend du type du sol et de la période T du bâtiment.

la valeur de T peut être déterminée par la formule suivante ou H: hauteur du bâtiment ; L: dimension du bâtiment dans le sens de l'action sismique elle sont exprimées en (m) notre bâtiment est acceptable, il est acceptable de reprendre à 100% les efforts horizontaux

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

sens transversal:

$$H = 8 \text{ m} ; L = 15,40 \text{ m} \Rightarrow T = 0,184 \Rightarrow D = 2 \text{ car } T < 0,35$$

sens longitudinal:

$$H = 8 \text{ m} ; L = 30,90 \text{ m} \Rightarrow T = 0,13 \Rightarrow D = 2 \text{ car } T < 0,35$$

* B: facteur de comportement de la structure.

il dépend du type de la structure et de la nature du contreventement $B = 0,25$ tableau 2 RPA 81.

* Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité est donné par la formule suivante

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

P_q : est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q .

P_q : * sens longitudinal.

q	CRITERES	valeur de P_q	
		critere observé	critere non observé
1	Conditions minimales des fûts porteurs	0 *	0,1
2	Surabondance en flau	0	0,1 *
3	Symétrie en flau	0 *	0,1
4	Régularité en élévation	0 *	0,1
5	Contrôle de la qualité des matériaux	0 *	0,1
6	Contrôle de la qualité de la construction	0 *	0,1

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q = 1 + 0,1 = 1,1 \Rightarrow Q_l = 1,1$$

* sens transversal :

Pour ce sens on a le premier critère qui n'est pas observé

les autres sont observés

$$Q_t = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q = 1 + 0,1 = 1,1 \Rightarrow Q_{tr} = 1,1$$

* Poids de la structure

$$W = W_1 + W_2 = 1048,344 \text{ t}$$

* Distribution des forces latérales.

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

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad (\text{RPA 81 Art 3-3-3})$$

- La force F_t concentrée au sommet et calculée à partir de la formule :

$$F_t = 0,07 TV \quad (F_t < 0,25 V)$$

F_t peut être prise égale à zéro si $T \leq 0,7 s$, dans notre cas $F_t = 0$

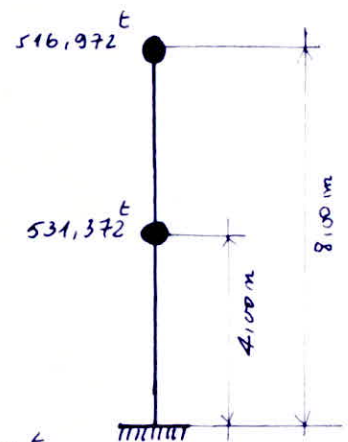
- La partie restante de l'effort horizontal V doit être distribuée sur la hauteur suivant la formule suivante :

$$F_k = (V - F_t) \frac{W_k h_k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

avec : F_k : effort horizontal au niveau k .

$W_{i,k}$: partie W qui se trouve au niveau i, k respectivement

* Modélisation sous forme de console :



* séisme longitudinal.

$$V_L = A.B.D.e.Q.e.W$$

$$V_L = 0,25 \times 0,25 \times 2,0 \times 1,1 \times 1048,344 = 144,1473 \text{ t}$$

$$\sum_{i=1}^2 W_i h_i = 531,372 \times 4 + 516,972 \times 8,00 = 6261,264 \text{ t.m.}$$

Niv	h (m)	W_k (t)	$W_k \cdot h_k$ (t.m)	F_k (t)	F_k^c (t)
2	8,00	516,972	4135,776	95,214	95,214
1	4,00	531,372	2125,488	48,933	144,147

* Seisme transversal.

$$V_t = A \cdot B \cdot D \cdot Q_t \cdot W = 0,25 \times 0,25 \times 2,00 \times 1,1 \times 1048,344 =$$

$$V_t = 144,147 \text{ t.}$$

$$\sum_{i=1}^2 W_i h_i = 6261,264 \text{ t.m.}$$

Niv	h (cm)	W_k (t)	$W_k \cdot h_k$ (t.m)	F_k (t)	F_k^{cum} (t)
2	8,00	516,972	4135,776	95,214	95,214
1	4,00	531,376	2125,488	48,933	144,147

* Calcul des déplacements dus au seisme.

$$\delta_j = \frac{F_j^c}{R_{j,x,y}}$$

* sens transversal:

Niv	$R_{j,y}^{(t)}$ (kg/cm)	F_j^c (kg)	δ_j (cm)	δ_j^c (cm)
2	388778,4	95214	0,245	0,595
1	412696,2	144147	0,349	0,349

calcul exact de la période:

Le calcul sera fait suivant la formule donnée par le RPA 81

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^2 W_j \delta_j^c{}^2}{g \sum_{j=1}^2 F_j^c \delta_j^c}}$$

on trouve $T = 0,295 \text{ s}$ donc $T < 0,30 \text{ s} \Rightarrow D = 2,00$

donc des efforts et les déplacements restent inchangés.

Le déplacement total du niveau 2 est égale à

$\delta_j^c = 0,595 \text{ cm}$ on prendra comme largeur du joint

$$\max \left\{ \frac{H}{300} ; 0,595 \right\} = \max \left\{ 2,66 \text{ cm} ; 0,595 \text{ cm} \right\} = 3 \text{ cm.}$$

* sens longitudinal.

Niv	$R_{jx}^{(e)}$ (kg/cm)	F_j^c (kg)	δ_j (cm)	δ_j^c (cm)
2	210286,5	95214	0,453	1,046
1	242864,55	144147	0,593	0,593

calcul exact de la période.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^2 W_j \delta_j^{c2}}{g \sum_{j=1}^2 F_j^c \delta_j^c}}$$

on trouve $T = 0,41$ s la valeur de T prise dans le calcul de V_e est différente à celle-ci

$$T_e = 0,41 \text{ s} \Rightarrow D_e = 2 \cdot \sqrt{\frac{0,3}{T}} = 1,71$$

$$V_e = 0,25 \cdot 0,25 \cdot 1,71 \cdot 1,1 \cdot 1048,344 = 123,246 \text{ t}$$

$$F_K = (V - F_e) \frac{W_K h_K}{\sum W_i h_i} \quad F_e = 0 \text{ car } T < 0,7 \text{ s}$$

Niv	h_K (m)	W_K (t)	$W_K h_K$ (t.m)	F_K (t)	F_K^c (t)
2	8,00	516,972	4135,776	81,408	81,408
1	4,00	531,372	2125,488	41,838	123,246

Niv	$R_{jx}^{(e)}$ (kg/cm)	F_j^c (kg)	δ_j (cm)	δ_j^c (cm)
2	210286,5	81408	0,387	0,894
1	242864,55	123246	0,507	0,507

en calculant $T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_j \delta_j^{c2}}{g \sum F_j^c \delta_j^c}}$ on trouve $T = 0,404$ s

donc les déplacements ainsi que les forces restent invariants car la période est presque la même que celle de départ (0,41 s)

* Calcul de l'effort d'étage (j) \bar{G}_j .

C'est la somme des forces agissantes au dessus du niveau (j) considéré soit pour un bâtiment comportant n. étages.

$$\bar{G}_j = \sum_{i=j}^n F_i$$

sens longitudinal.

Niv	2	1
\bar{G}_{jx} (t)	81,408	123,246

sens transversal.

Niv	2	1
\bar{G}_{jy} (t)	95,214	144,147

* Détermination de l'effort au niveau (T_j) revenant à chaque portique
L'effort tranchant d'étage (j) \bar{G}_j s'applique au C. D. G de l'étage (j) C. D. G en G. comme on a une rotation du plancher autour du centre de torsion C.

\bar{G}_j appliqué en G est équivalent à \bar{G}_j appliqué en C plus un couple de torsion M_j avec $M_j = \bar{G}_j \cdot e$

D'où sous l'action de $\bar{G}_{jx,y}$ on a un effort de niveau j qui sera.

portiques transversaux :

$$T_{jy} = \bar{G}_{jy} \frac{R_{jy}}{R_{j0}} + \bar{G}_{jx} \frac{R_{jy} x_j}{R_{j0}} \cdot e_x$$

portiques longitudinaux :

$$T_{jx} = \bar{G}_{jx} \frac{R_{jx}}{R_{j0}} + \bar{G}_{jy} \frac{R_{jx} y_j}{R_{j0}} \cdot e_y$$

* Calcul du déplacement relatif (δ_j).

Le déplacement relatif (δ_j) d'un étage est donné par

$$\delta_j = T_j / R_j$$

Les valeurs de T_j et δ_j sont données dans les tableaux

Portique transversaux

Niveau	T_{jx} (kg)	R_{jy} (kg/cm)	$R_{j\theta}$ (kg.cm)	T_{jy} (kg)	Portiques	R_{jy} (kg/cm)	x_j (cm)	$\frac{T_{jy} R_{jy}}{R_{jy}}$	$\frac{R_{jy} x_j \text{ ex}}{R_{jy}}$	$T_j = \sum T_i$ (kg)	$\delta_j = \frac{T_j}{R_{jy}}$ (cm)
2	81408,00	388778,40	$50 \cdot 10^{10}$	95214,00	1	64796,4	-1350	15869	-2499	15869	0,240
					2	"	-750	"	-1388	15869	0,240
					3	"	-150	"	-278	15869	0,240
					4	"	+450	"	833	16702	0,260
					5	"	+1050	"	1943	17812	0,270
					6	"	+1650	"	3054	18923	0,300
1	123246,00	412696,20	$53,9 \cdot 10^{10}$	144147,00	1	68782,7	-1350	24024,5	-3725	24024,5	0,350
					2	"	-750	"	-2069	24024,5	0,350
					3	"	-150	"	-414	24024,5	0,350
					4	"	450	"	1242	25266,5	0,370
					5	"	1050	"	2897	26921,5	0,390
					6	"	1650	"	4553	28577,5	0,420

Portiques Longitudinaux.

Niveau	$\sum F_{jx}$ (kg)	$\sum F_{jy}$ (kg/cm)	$\sum F_{j\theta}$ (kg.cm)	$\sum F_{jy}$ (kg)	Portiques	(kg/cm)	(cm)	$\frac{R_{jx}}{F_{jx}}$	$\frac{R_{jx} + M_{jx}}{R_{j\theta}}$	$\sum T_{i+}$	$\frac{T_{j+}}{R_{jx}}$
2	81408,00	210286,5	50.10 ¹⁰	95214,00	B	70095,5	-580	27136	-993	27136	0,39
					C	"	60	"	103	27239	0,39
					D	"	920	"	1575	28711	0,41
1	123246,00	242864,5	53,9.10 ¹⁰	144147,00	B	80954,85	-580	41082	-1610	41082	0,59
					C	"	60	"	167	41249	0,59
					D	"	920	"	2554	43636	0,622

* Calcul de l'effort tranchant revenant à chaque poteau
 Puisque les portiques sont les mêmes dans chaque sens
 on prend un portique longitudinal et un portique
 transversal. B-B et 6-6.

On a déjà calculé le déplacement relatif de niveau (δ_j) pour
 chaque portique, mais comme les poteaux d'un même niveau
 doivent avoir le même déplacement

donc si on a (m) poteaux par niveau on aura.

$$\delta_j^{(1)} = \delta_j^{(2)} = \dots = \delta_j^{(i)} = \dots = \delta_j^{(m)}$$

$$\text{Donc } \frac{t_j^{(1)}}{r_j^{(1)}} = \frac{t_j^{(2)}}{r_j^{(2)}} = \dots = \frac{t_j^{(i)}}{r_j^{(i)}} = \dots = \frac{t_j^{(m)}}{r_j^{(m)}}$$

avec $t_j^{(i)}$: part de l'effort tranchant revenant au portique (i)
 de l'étage (j)

$r_j^{(i)}$: rigidité corrigée du poteau (i) au niveau (j)

$$\text{donc on a } k_j^{(i)} = \frac{r_j^{(i)}}{R_j} T_j = \frac{r_j^{(i)}}{\sum_{i=1}^m r_j^{(i)}} T_j$$

$$\text{or } r_j^{(i)} = \frac{12E}{h_j^2} \alpha_j^{(i)} K_j^{(i)} \text{ avec } h_j = \text{cte.} \Rightarrow$$

$$t_j^{(i)} = \frac{\alpha_j^{(i)} K_j^{(i)}}{\sum_{i=1}^m \alpha_j^{(i)} K_j^{(i)}} T_j = \frac{\alpha_j^{(i)} K_j^{(i)}}{D_j} T_j$$

$$\boxed{t_j^{(i)} = \frac{\alpha_j^{(i)} K_j^{(i)}}{D_j} T_j}$$

Portique Longitudinal

Portique D-D

	Pot	1	2	3	4	5	6		
Niv	T_j	D_j	$a_j K_j$	300,14	398,4	398,4	398,4	398,4	300,14
2	28711	2193,88	t_j (k_j)	3928	5214	5214	5214	5214	3928
1	43636	2533,76	$a_j K_j$	372,96	446,96	446,96	446,96	446,96	372,96
			t_j (k_j)	6423	7697	7697	7697	7697	6423

Portique transversaux

Portique G-G

Niv	T_j	D_j	$a_j K_j$	528,8	579,42	494,17
2	18923	1602,39	t_j (k_j)	6245	6843	5836
1	28518	1701	$a_j K_j$	562,77	601,4	536,8
			$k_j t_j$	9455	10104	9018
		Pot	B	C	D	

* Calcul des moments dans les poteaux.

La position du point d'inflexion est calculée en fonction des caractéristiques du portique.

$$Z = y \cdot h \quad / \quad y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$

$$M_{sup} = t_j^i (h - Z)$$

$$M_{inf} = t_j^i Z$$

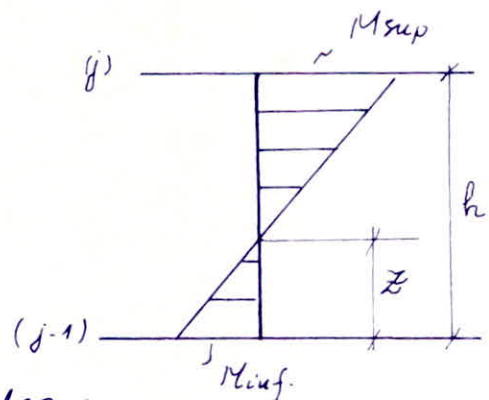
avec :

y_0 : coefficient donné par les abaques

(tableaux) du bulletin N°5 du CTC. (Muto) en

fonction de \bar{n} , du nombre total de niveau, de

portique et du numéro de niveau.



γ_1 : terme de correction dû à la variation de la rigidité linéaire (I/l) des poutres supérieures et inférieures, il est donné par les tableaux en fonction de α_1 et \bar{K}

$$\alpha_1 = \frac{K_1 + K_2 \sim \text{poutres supérieures}}{K_3 + K_4 \sim \text{poutres inférieures}}$$

γ_2 : terme de correction dû à la variation de la hauteur d'étage à la hauteur d'étage supérieure, il est donné en fonction de \bar{K} et de.

$$\alpha_2 = \frac{h_{sup}}{h_{inf}} \quad (\text{pour le dernier niveau } \gamma_2 = 0)$$

γ_3 : terme de correction dû à la variation de la hauteur d'étage à la hauteur d'étage inférieur adjacent, il est donné en fonction de \bar{K} et de.

$$\alpha_3 = \frac{h_i}{h} \quad (\gamma_3 = 0 \text{ pour le premier niveau})$$

Rem: dans notre cas

transv: $h_{tr} = 3,90 \text{ m}$

Long: $h_{pl} = 3,40 \text{ m}$

Portique Longitudinal. D-D

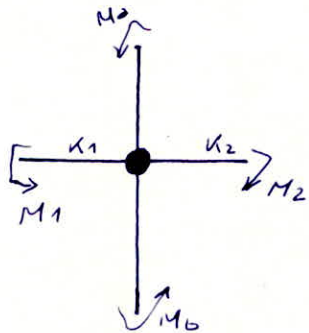
Niv	Pot	t_j (kg)	\bar{x}	y_0	α_1	y_1	$y = \sum y_i$	$z = y \cdot h$ (m)	M_{inf} (t.m)	$(h-z)$ (m)	M_{sup} (t.m)
2	1	3928	2,06	0,45	1	0,00	0,45	1,35	5,303	1,65	6,481
	2:5	5214	4,12	0,45	1	0,00	0,45	1,35	7,039	1,65	8,603
	6	3928	2,06	0,45	1	0,00	0,45	1,35	5,303	1,65	6,481
1	1	6423	2,06	0,55	—	0,00	0,55	1,65	10,598	1,35	8,671
	2:5	7697	4,12	0,55	—	0,00	0,55	1,65	12,700	1,35	10,391
	6	6423	2,06	0,55	—	0,00	0,55	1,65	10,598	1,35	8,671

portique transversal. 1-1

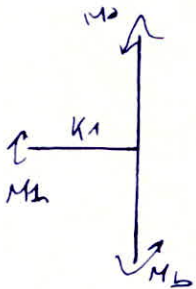
Niv	Pot	t_j (kg)	\bar{x}	y_0 (m)	α_1	y_1 (m)	$y = \sum y_i$	$z = y \cdot h$ (m)	M_{inf} (t.m)	$(h-z)$ (m)	M_{sup} (t.m)
2	B	6245	7,7	0,50	1	0,00	0,50	1,70	10,617	1,70	10,617
	C	6843	13,45	0,50	1	0,00	0,50	1,70	12,633	1,70	11,633
	D	5836	5,75	0,50	1	0,00	0,50	1,70	9,921	1,70	9,921
1	B	9455	7,7	0,55	—	0,00	0,55	1,87	17,681	1,53	14,466
	C	10104	13,45	0,55	—	0,00	0,55	1,87	18,894	1,53	15,459
	D	9018	5,75	0,55	—	0,00	0,55	1,87	16,864	1,53	13,798

* Calcul des moments dans les poutres.

- Dans un nœud, le moment résultant des poteaux aboutissant à ce nœud est réparti entre les poutres proportionnellement à leur rigidité linéaire



$$\Rightarrow \begin{cases} M_1 = \frac{k_1}{k_1 + k_2} (M_a + M_b) \\ M_2 = \frac{k_2}{k_1 + k_2} (M_a + M_b) \end{cases}$$



$$\Rightarrow M_1 = M_a + M_b$$

- moment entravé.

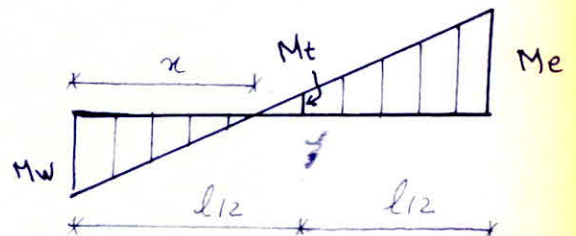
$$\frac{x}{M_w} = \frac{l-x}{M_e}$$

$$\Rightarrow x = \frac{M_w}{M_w + M_e} l \quad (1)$$

$$\frac{x}{M_w} = \frac{\frac{l}{2} - x}{M_e} \Rightarrow M_e = \frac{M_w}{x} \left(\frac{l}{2} - x \right) \quad (2)$$

(1) et (2) donnent

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



- Effort tranchant

à partir des moments dans les poutres, on peut calculer les efforts tranchants pour une travée indépendante (fig de moment), en posant l'équation du moment

$$M = ax + b \quad T = \frac{dM}{dx} = a ; x=0 \Rightarrow b = M_w$$

$$x=l \Rightarrow M_e = a l + M_w \Rightarrow a = - \frac{M_e + M_w}{l}$$

$$\Rightarrow T = - \frac{M_w + M_e}{l}$$

- Effort normal dans les poteaux.

Pour un nœud (i), l'effort dans le poteau sera :

$$N_i = - (T_{i,e} - T_{i,w})$$

Rem: on a pris comme convention de signe $\left\{ \begin{array}{l} N > 0 \text{ compression} \\ N < 0 \text{ traction} \end{array} \right.$

Portique Longitudinale.

Niv	Nœuds	(kg)	(kg)	(kg-m)	(kg-m)	(kg-m)	(kg-m)	(kg-m)	(kg-m)	(kg-m)	kg
		K ₁	K ₂	M _a	M _b	M ₁	M ₂	M _w	M _e	M _t	T
2	1	1220	1220	6481	0	0	6481	////	////	////	////
	2	"	"	8603	0	4301,5	4301,5	6481	4301,5	-1090	-1925
	3	"	"	"	0	"	"	4301,5	"	0	-1536
	4	"	"	"	0	"	"	"	"	0	"
	5	"	"	"	0	"	"	"	"	0	"
	6	"	"	6481	0	6481	0	"	6481	1090	-1925
1	1	1220	1220	8671	5303	0	13974	////	////	////	////
	2	"	"	10391	7039	8715	8715	13974	8715	-2629,5	-4052
	3	"	"	"	"	"	"	8715	"	0	-3113
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	0	"
	5	"	"	"	"	"	"	"	"	0	"
	6	"	"	8671	5303	13974	0	"	13974	2629,5	-4052

efforts normaux dans les poteaux. portique - Long.

Niv	2						1						
	pot	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
N		-1,925	0,389	0	0	-0,389	1,925	-4,052	0,94	0	0	-0,94	4,052
Ncu		1,925	0,389	0	0	-0,389	1,925	-5,977	1,33	0	0	-1,33	5,977

Portique transversal.

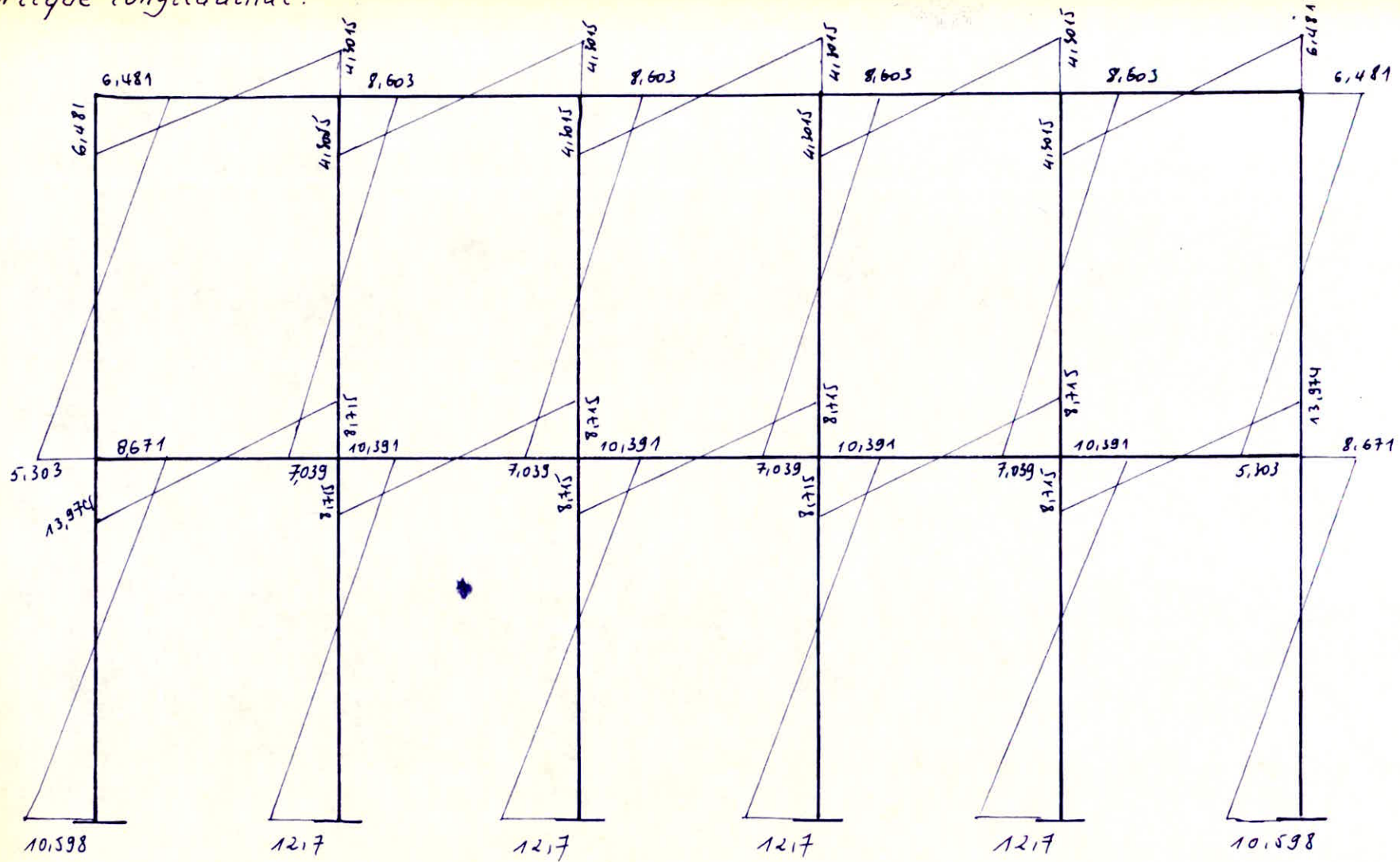
Niv	noeuds	(cm ²) K ₁	(cm ²) K ₂	(kg.-m) M _a	(kg.-m) M _b	(kg.-m) M ₁	(kg.-m) M ₂	(kg.-m) M _w	(kg.-m) M _e	(kg.-m) M _t	(kg.) T
2 ^o	D	3831	—	9921	0	0	9921	9921	4974	-2474	-1816
	C	3831	5128	11633	0	4974	6659				
	B	—	5128	10617	0	10617	0	6659	10617	1979	-2879
1 ^o	D	3831	—	13798	9921	0	23719	23719	11585	-6067	-4305
	C	3831	5128	11633	15459	11585	15507				
	B	—	5128	10617	14466	25083	0	15507	25083	4788	-6765

efforts normaux dans des poteaux portique transversal.

Niv	pot	N (kg)	Ncum (kg)
2 ^o	D	-1816	-1816
	C	-1063	-1063
	B	2879	2879
1 ^o	D	-4305	6121
	C	-2460	-3523
	B	6765	9644

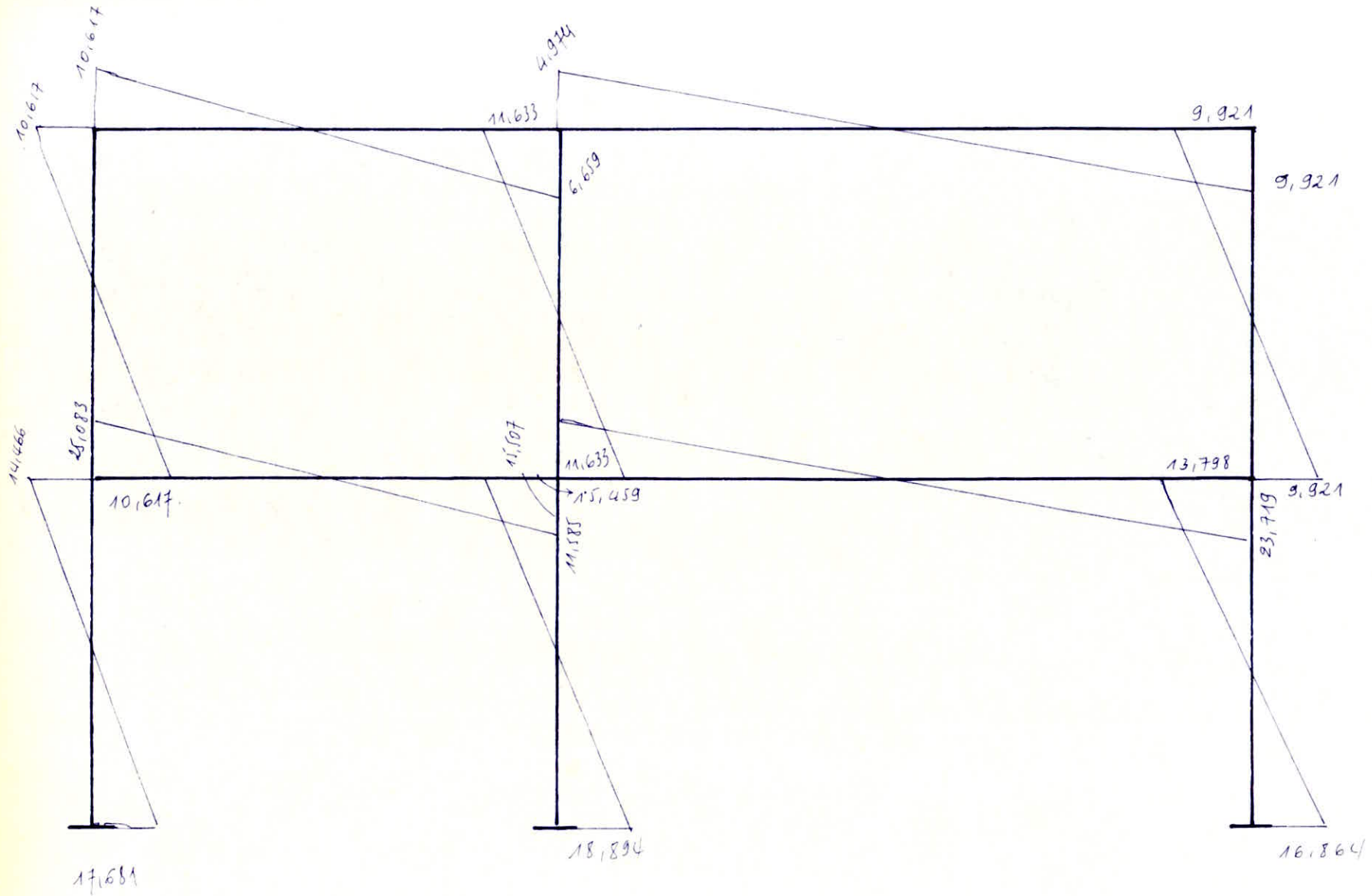
MOMENTS FLECHISSANTS SOUS "SI" en (t.m)

Portique longitudinal:



MOMENTS FLECHISSANTS SOUS "SI"

Portique transversal :



Déformations horizontales

Le calcul des déplacements horizontaux relève du souci d'éviter la procréation du désordre dans les éléments de remplissage, ainsi que l'aggravation des contraintes dans le système de contreventement du fait que les pièces en béton armé sont assez rigide et que seulement une partie de l'énergie est dissipée (dissipée) sous forme d'énergie élastique, ainsi sous les sollicitations horizontales, il y'a lieu d'éviter le heurt de deux constructions voisines affectées de telles déplacements. On voit donc qu'une limitation des déplacements horizontaux est indispensable.

⊗ Détermination des déplacements relatifs d'étages (RPA81. Art. - (3-3-7-1).

Le déplacement calculé à partir des forces latérales doit être multiplié par $(1/2B)$ pour obtenir le déplacement relatif. $(\frac{1}{2B}) \geq 1$.

$$\delta_j = \frac{\bar{E}_j}{R_j \cdot 2B}$$

\bar{E}_j : effort tranchant d'étage j

R_j : rigidité relative " j

B: facteur de comportement de la -

- structure

Les déplacements relatifs d'un étage j par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser $0,0075 h$ (h: hauteur d'étage)

Sens longitudinal.

Sens transversal.

Niv	\bar{E}_{jx} (kg)	R_{jx} (kg/cm)	δ_{jx} (cm)	$\bar{\delta}_{jx}$ (cm)
2	81408	210236 ¹⁵	0,774	2,7
1	123246	242864 ¹⁵	1,015	2,7

Niv	\bar{E}_{jy} (kg)	R_{jy} (kg/cm)	δ_{jy} (cm)	$\bar{\delta}_{jy}$ (cm)
2	95214	388778 ¹⁴	0,149	2,4
1	144147	412696 ¹²	0,70	2,4

Vérification au renversement

Chaque structure doit être cotée afin de réaliser aux efforts qui provoquent un renversement de la structure

Moment de renversement = M^{\pm} extérieur en console + effort tranchant $\times Z$ (base)

* Moment en console (base)

$$\sum_{i=1}^n F_i x_i = 4F_1 + 8F_2$$

* Effort tranchant de la base: $F_1 + F_2$

* Moment surtotant: $D \sum_{i=1}^n W_i$

- Sens longitudinal

$L = 30,14 \text{ m}$; $T = F_1 + F_2 = 123246 \text{ kg}$

$T \cdot Z = 123246 \times 2 = 246492 \text{ kg.m}$

Moment en console: $81408 \times 8 + 4 \times 41838 = 818616 \text{ kg.m}$

Moment surtotant: $W = 1048344 \text{ kg}$

M^{\pm} surtotant $L/2$: $W = 1512 \cdot 1048344 = 15934829 \text{ kg.m}$

$$\frac{M_{\text{revers}}}{M_{\text{surto}}} = \frac{246492 + 818616}{15934829} = 14,96 > 1,5$$

donc notre bâtiment est très stable vis à vis du renversement dans

de sens

- Sens transversal:

$L = 15,14 \text{ m}$; $b = 0,15 \text{ L} = 7,7 \text{ m}$; $T = 144147 \text{ kg}$

Moment en console: $95214 \times 8 + 48933 \times 4 = 957444 \text{ kg.m}$

$T \cdot Z = 144147 \times 2 = 288294 \text{ kg.m}$

Moment surtotant: $D \sum_{i=1}^n W_i = 7,7 \cdot 1048344 = 8072249 \text{ kg.m}$

$$\frac{M_{\text{revers}}}{M_{\text{surto}}} = \frac{288294 + 288294}{8072249} = 6,48 > 1,5$$

pour ce cas là le bâtiment est stable dans les 2 sens.

CHARGES VERTICALES

EFFORTS DANS LES PORTIQUES ENGENDRES PAR LES FORCES VERTICALES

Le calcul des portiques sous les charges verticales sera fait par la méthode de M^r Coqut exposée en Annexe A du C.C.B.A. 68.

La méthode suppose que les moments d'inerties des poteaux sont constants. De principe consiste à choisir un noeud et à déterminer les moments agissant à gauche et à droite ainsi qu'en haut et en bas, cela en tenant compte que des charges des travées encadrant le noeud considérées notées respectivement :

w : gauche ; e : droite

et la résistance offerte par les tronçons "s" (inférieur) "n" en (haut) des poteaux aboutissant au noeud.

On détache de chaque côté des appuis des travées fictives désignées par (l') et portant en indice la travée considérée déterminée comme suit :

$$l'w = 0,8 lw :$$

$$l'e = 0,8 le$$

$$l'n = 0,8 hn$$

$$l's = 0,8 hs$$

pour les travées intermédiaires

si le noeud considéré n'appartient pas à l'avant dernier plancher.

$l'n = 0,9 hn$ dans le cas contraire.

lw ; le : portées libres des travées gauche et droite

hn , hs : hauteur libre des poteaux respectivement haut et bas

q_w, q_e : charges uniformément réparties par unité de longueur sur le travée gauche et droite

Q_w, Q_e : charges concentrées appliquées sur le travée respectivement gauche et droite à la distance a_w ou a_e du nu de l'appui

on pose: $M_w = q_w \frac{l_w^2}{8,5} + l_w \sum K_w Q_w$

$$M_e = q_e \frac{l_e^2}{8,5} + l_e \sum K_e Q_e.$$

Les valeurs de K_w et K_e sont données en fonction de a_w/l_w et a_e/l_e par une échelle fonctionnelle.

I_w, I_e, I_n, I_s : désignent les moments d'inerties respectivement des éléments formant le nœud.

on pose: $K_w = \frac{I_w}{l_w}$; $K_e = \frac{I_e}{l_e}$; $K_n = \frac{I_n}{h_n}$; $K_s = \frac{I_s}{h_s}$.

$$\text{et } D = K_w + K_e + K_n + K_s.$$

Les moments dans les sections dangereuses (nu de l'appui) sont en valeurs absolues.

- au nu de l'appui (travée gauche) $M_w = M_e \frac{K_w}{D} + M_w' \left(1 - \frac{K_w}{D}\right)$

- " " " " (" droite) $M_e = M_e' \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) + M_w' \frac{K_e}{D}$

- au nu inférieure des poutres dans le poteau inférieure

$$M_s = \frac{K_s}{D} (M_e' - M_w')$$

- au nu supérieur des poutres dans le poteau supérieur

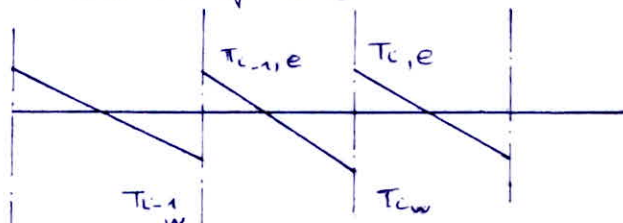
$$M_n = \frac{K_n}{D} (M_e' - M_w')$$

pour les travées (poutres) les moments M_w et M_e sont négatifs
pour les poteaux, le face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues M_e' ou M_w' de face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé

Pour le cas des nœuds voisins de rive, les longueurs fictives de travées sont données en fct₂ d'un coeff X
 Voir CCBA-68 Annexe A.

* Efforts normaux dans les poteaux, ainsi que dans les poutres par simplification, on ne fait pas état, dans les calculs des efforts tranchants dans les poteaux, ni des efforts normaux dans les poutres.

Les efforts normaux dans les poteaux sont engendrés par les efforts tranchants dans les poutres.



Les réactions développées dans les appuis $(i-1)$ et (i) donnent des efforts normaux de compression dans les poteaux, dont les valeurs sont:

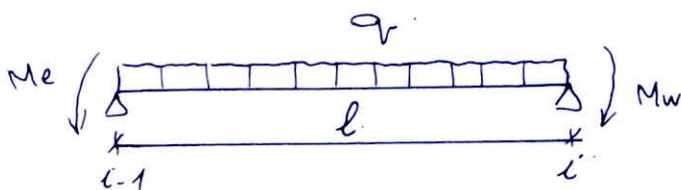
$$N_{i-1} = T_{i-1,e} - T_{i-1,w}$$

$$N_i = T_{i,e} - T_{i,w}$$

$T_{i-1,e}$; $T_{i,e}$; $T_{i-1,w}$; $T_{i,w}$ sont en valeurs algébriques.

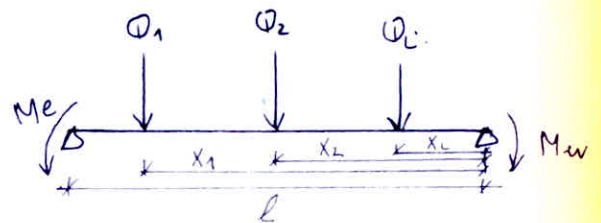
* Efforts tranchants dans les poutres :

Ils sont calculés en considérant la travée indépendante et en faisant état de continuité et de la charge qui lui est appliquée.



$$T_{i-1,e} = q \frac{l}{2} + \frac{M_{i-1,e} - M_{i,w}}{l}$$

$$T_{i,w} = -q \frac{l}{2} + \frac{M_{i-1,e} - M_{i,w}}{l}$$



$$T_{i-1,e} = \frac{1}{l} \sum Q_i x_i + \frac{M_{i-1,e} - M_{i,w}}{l}$$

$$T_{i,w} = \sum Q_i - T_{i-1,e}$$

Niv	noeuds	(m) lw	(m) le	(m) ln	(m) h'g	(m ⁴) Iw.10 ³	(m ⁴) Ie.10 ³	(m ⁴) In.10 ³	(m ⁴) Is.10 ³	(m) Pw	(m) l'e	(m) l'n	(m) h's	Kw.10 ³	Ke.10 ³	Kn.10 ³	Ks.10 ³	D.10 ³
2	1	/	5,6	/	3,4	/	7,2	/	2,13	/	4,48	/	2,72	/	1,61	/	0,78	2,39
	2	5,6	//	/	3,4	7,2	7,2	/	2,13	5,26	//	/	//	1,37	//	/	//	3,76
	3	5,6	//	/	3,4	7,2	7,2	/	2,13	4,48	//	/	//	1,61	//	/	//	4
1	'1	/	//	3,4	3,4	/	7,2	2,13	2,13	/	//	3,06	//	/	1,61	0,70	0,78	3,09
	'2	5,6	//	3,4	3,4	7,2	7,2	2,13	2,13	5,26	//	//	//	1,37	//	0,70	//	4,46
	'3	5,6	//	3,4	3,4	7,2	7,2	2,13	2,13	4,48	//	//	//	1,61	//	0,70	//	4,7

Caracteristiques geometriques des poutres longitudinales.

poutre C-C:

- charges permanentes : $q_p = 0,535 \cdot 1,85 + 2,5 \cdot 0,40 \cdot 0,6 = 1,59 \text{ t/ml}$

- surcharges : $P = 0,500 (1,85 + 0,40) = 1,13 \text{ t/ml}$

poutre D-D:

- charges permanentes : $q_p = 0,535 \cdot \frac{1,85}{2} + 2,5 \cdot 0,4 \cdot 0,6 + 0,300 = 1,395 \text{ t/ml}$

- surcharges : $P = 0,500 \cdot \frac{1,85}{2} = 0,463 \text{ t/ml}$

Portique LONG. c-c.

Sous G.

Niv	nœuds	t.lw q_w	t.lw q_e	t.um M_w	t.um $M'e$	t.um M_w	t.um M_e	t.um M_n	t.um M_s
2	1	1,59	1,59	/	3,75	/	1,22	/	1,220
	2	//	//	5,18	3,75	4,66	4,36	/	-0,300
	3	//	//	3,75	3,75	3,75	3,75	/	0,950
1	1	//	//	/	3,75	/	1,8	0,85	0,950
	2	//	//	5,18	3,75	4,74	4,62	-0,23	-0,25
	3	//	//	3,75	3,75	3,75	3,75	/	/

Sous P.

Niv	nœuds	t.lw q_w	t.lw q_e	t.um $M'e$	t.um M_w	t.um M_w	t.um M_e	t.um M_n	t.um M_s
2	1	1,13	1,13	2,67	/	/	0,87	/	0,87
	2	//	//	2,67	3,68	3,31	3,04	/	-0,21
	3	//	//	2,67	2,67	2,67	2,67	/	/
1	1	//	//	2,67	/	/	1,28	0,605	0,674
	2	//	//	2,67	3,68	3,16	2,98	-0,160	-0,18
	3	//	//	2,67	2,67	2,67	2,67	/	/

Moments et efforts tranchants (poutres)

Efforts normaux dans les poteaux

Portique C-C (LONG).

Sous G

Niv	trav	(m) l	t/m q	(t.m) Mw	(t.m) Me	(t) Tw	(t) Te
2	1-2	5,6	1,59	1,22	4,66	3,84	- 5,064
	2-3	"	"	4,36	3,75	4,56	- 4,34
	3-4	"	"	3,75	3,75	4,452	- 4,452
	4-5	"	"	3,75	4,36	4,34	- 4,56
	5-6	"	"	4,66	1,22	5,064	- 3,84
1	1'-2'	"	"	1,80	4,74	3,93	- 4,98
	2'-3'	"	"	4,62	3,75	4,61	- 4,300
	3'-4'	"	"	3,75	3,75	4,452	- 4,452
	4'-5'	"	"	3,75	4,62	4,300	- 4,61
	5'-6'	"	"	4,74	1,80	4,98	- 3,93

Sous P

Niv	trav	(m) l	t/m q	(t.m) Mw	(t.m) Me	(t) Tw	(t) Te
2	1-2	5,6	1,13	0,87	3,31	2,73	- 3,600
	2-3	"	"	3,04	2,67	3,23	- 3,100
	3-4	"	"	2,67	2,67	3,164	- 3,164
	4-5	"	"	2,67	3,04	3,100	- 3,23
	5-6	"	"	3,31	0,87	3,600	- 2,73
1	1'-2'	"	"	1,28	3,16	2,830	- 3,500
	2'-3'	"	"	2,98	2,67	3,220	- 3,110
	3'-4'	"	"	2,67	2,67	3,164	- 3,164
	4'-5'	"	"	2,67	2,98	3,110	- 3,220
	5'-6'	"	"	3,16	1,28	3,500	- 2,830

Sous G.

Niv	Pot	(t) N	(t) N cumm
2	1	3,84	3,84
	2	9,624	9,624
	3	8,792	8,792
1	1'	3,93	7,77
	2'	9,59	19,214
	3'	8,752	17,544

Sous P

Niv	Pot	(t) N	(t) N cumm
2	1	2,73	2,730
	2	6,83	6,830
	3	6,264	6,264
1	1'	2,83	5,560
	2'	6,72	13,550
	3'	6,274	12,540

portique D-D

Sous G

Niv	noeuds	t(w) q_w	t(w) q_e	(t.m) M_w	(t.m) M_e	(t.m) M_w	(t.m) M_e	(t.m) M_u	(t.m) M_s
2	1	1,395	1,395	/	2,73	/	0,84	/	0,84
	2	"	"	3,78	2,73	3,255	3,255	/	-0,23
	3	"	"	2,73	2,73	2,73	2,73	/	/
1	1'	"	"	/	2,73	/	1,25	0,59	0,66
	2'	"	"	3,78	2,73	3,41	3,10	-0,147	-0,164
	3'	"	"	2,73	2,73	2,73	2,73	/	/

Sous P

Niv	noeuds	t(w) q_w	t(w) q_e	(t.m) M_w	(t.m) M_e	(t.m) M_w	(t.m) M_e	(t.m) M_u	(t.m) M_s
2	1	0,463	0,463	/	0,907	/	0,28	/	0,28
	2	"	"	1,25	0,907	1,08	1,08	/	-0,076
	3	"	"	0,907	0,907	0,907	0,907	/	/
1	1'	"	"	/	0,907	/	0,414	0,196	0,22
	2'	"	"	1,25	0,907	1,13	1,03	-0,048	-0,054
	3'	"	"	0,907	0,907	0,907	0,907	/	/

Moments flexionnants ; efforts tranchants ; efforts normaux :

portique D-D

sous G.

Niv	travées	t.lvl q _p	t.m Mw	t.m Me	t.m Tw	t Te
2	1-2	1,4	0,84	3,255	3,097	- 4,043
	2-3	"	3,255	2,73	3,67	- 3,47
	3-4	"	2,73	2,73	3,57	- 3,57
	4-5	"	2,73	3,255	3,47	- 3,67
	5-6	"	3,255	0,84	4,043	- 3,097
1	1'-2'	"	1,25	3,41	3,15	- 3,99
	2'-3'	"	3,10	2,73	3,64	- 3,50
	3'-4'	"	2,73	2,73	3,57	- 3,57
	4'-5'	"	2,73	3,10	3,50	- 3,64
	5'-6'	"	3,41	1,25	3,99	- 3,15

sous P.

Niv	travées	t.lvl q _p	(t.m) Mw	(t.m) Me	(t) Tw	(t) Te
2	1-2	0,463	0,28	1,08	1,024	- 1,34
	2-3	"	1,08	0,907	1,21	- 1,15
	3-4	"	0,907	0,907	1,18	- 1,18
	4-5	"	0,907	1,08	1,15	- 1,21
	5-6	"	1,08	0,28	1,34	- 1,024
1	1'-2'	0,463	0,414	1,13	1,04	- 1,32
	2'-3'	"	1,03	0,907	1,205	- 1,16
	3'-4'	"	0,907	0,907	1,18	- 1,18
	4'-5'	"	0,907	1,03	1,16	- 1,205
	5'-6'	"	1,13	0,414	1,32	- 1,04

sous G.

Niv	Pot	N	Ncum
2	1	3,097	3,097
	2	7,71	7,71
	3	7,04	7,04
1	1'	3,15	6,25
	2'	7,63	15,34
	3'	7,07	14,11

sous P.

Niv	Pot	N	Ncum
2	1	1,024	1,024
	2	2,55	2,55
	3	2,33	2,33
1	1'	1,04	2,064
	2'	2,53	5,08
	3'	2,34	4,67

Caracteristiques Geométriques

Portiques Transversaux

Niv	noeuds	(m) l _w	(m) l _e	(m) h _w	(m) h _s	(m ⁴) I _w · 10 ⁻³	(m ⁴) I _e · 10 ⁻³	(m ⁴) I _w · 10 ⁻³	(m ⁴) I _s · 10 ⁻³	(m) l' _w	(m) l' _e	(m) h' _w	(m) h' _s	(m ³) K _w · 10 ⁻³	(m ³) K _e · 10 ⁻³	(m ³) K _w · 10 ⁻³	(m ³) K _s · 10 ⁻³	(m ³) D · 10 ⁻³
2	1	/	8,20	/	3,00	/	33,33	/	2,133	/	6,56	/	2,40	/	5,08	/	0,889	5,97
	2	8,20	6,00	/	//	33,33	33,33	/	//	8,00	5,89	/	2,40	4,16	5,66	/	//	10,71
	3	6,00	/	/	//	33,33	/	/	//	4,80	/	/	2,40	6,94	/	/	//	7,83
1	1'	/	8,20	3,00	3,00	/	33,33	2,133	2,133	/	6,56	2,70	2,40	/	5,08	0,79	0,889	6,76
	2'	8,20	6,00	3,00	//	33,33	33,33	2,133	//	8,00	5,68	2,70	2,40	4,16	5,86	0,79	//	11,71
	3'	6,00	/	3,00	//	33,33	/	2,133	//	4,80	/	2,70	2,40	6,94	/	0,79	//	8,67

Portique 1-1.

Sous $G = 3621,1 \text{ kg}$.

Niv	noeuds	$l'w$ (mm)	$l'e$ (mm)	$aw/l'w$	kw	$ae/l'e$	ke	$M'w$ (t.m)	$M'e$ (t.m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Mn (t.m)	Ms (t.m)
2	1	/	6,56	/	/	0,297 0,625 0,953	0,1657 0,1529 0,025	/	14,367	/	2,142	/	2,142
	2	8,00	5,89	0,2434 0,5125 0,7813	0,1525 0,1750 0,1000	0,3268 0,6920	0,173 0,1320	19,914	10,587	16,291	15,516	/	- 0,774
	3	4,80	/	0,401 0,849	0,1805 0,070	/	/	7,065	/	0,803	/	/	- 0,803
1	1	/	6,56	/	/	0,297 0,625 0,953	0,1657 0,1529 0,025	/	14,367	/	3,570	1,879	1,889
	2	8,00	5,68	0,2434 0,5125 0,7813	0,1525 0,175 0,100	0,339 0,717	0,1805 0,1275	19,914	10,130	16,438	15,026	- 0,660	- 0,743
	3	4,8	/	0,401 0,849	0,1805 0,070	/	/	7,065	/	1,410	/	- 0,644	- 0,724

efforts tranchants - moments flechissant sous $G = 3621,1 \text{ kg}$.

Niv	noeuds	Me (t.m)	Mw (t.m)	Te (t)	Tw (t)
	1-2	2,142	16,291	7,806	- 11,257
	2-3	15,516	0,803	9,0732	- 4,169
	1'-2'	3,570	16,438	7,962	- 11,101
	2'-3'	15,026	1,410	8,8902	- 4,352

efforts normaux dans les poteaux sous G

Niv	Pot	N	Ncum
2	1	7,806	7,806
	2	20,330	20,330
	3	4,169	4,169
1	1	7,962	15,768
	2	19,994	40,324
	3	4,352	8,521

Sous P = 3010 kg.

Portique 1-1.

Niv	noeuds	$l'w$ (m)	$l'e$ (m)	$dwl'w$	kw	$d e/l'e$	ke	$M'w$ (t.m)	$M'e$ (t.m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Mw (t.m)	Ms (t.m)
2	1	/	6,56	/	/	0,297 0,625 0,953	0,1657 0,1529 0,025	/	6,785	/	1,011	/	1,011
	2	8,00	5,68	0,2434 0,5125 0,7813	0,1525 0,175 0,100	0,3268 0,692	0,173 0,132	10,294	5,407	8,396	7,99	/	-0,406
	3	4,80	/	0,401 0,849	0,1805 0,070	/	/	3,619	/	0,411	/	/	-0,411
1	1'	/	6,56	/	/	0,297 0,625 0,953	0,1657 0,1529 0,025	/	6,785	/	1,686	0,793	0,892
	2'	8,00	5,68	0,2434 0,5125 0,7813	0,1525 0,175 0,100	0,339 0,717	0,1805 0,1275	10,294	5,266	8,508	7,782	-0,339	-0,382
	3'	4,80	/	0,401 0,849	0,1805 0,070	/	/	3,619	/	0,722	/	-0,330	-0,371

efforts tranchants - moments flechissants - sous P = 3010kg.

Niv	travées	Me (t.m)	Mw (t.m)	Te (t)	Tw (t)
2	1-2	1,011	8,396	3,614	-5,416
	2-3	7,99	0,411	4,273	-1,747
1	1'-2'	1,686	8,508	3,683	-5,347
	2'-3'	7,782	0,722	4,187	-1,833

efforts normaux dans les poteaux sous P.

Niv	Pot	$N(t)$	N_{norm} (t)
2	1	3,614	3,614
	2	9,689	9,689
	3	1,747	1,747
1	1'	3,688	7,252
	2'	9,534	19,223
	3'	1,833	3,580

sous G = 7966 kg.

Portique. 2-2.

Niv	noeuds	$l'w$ (m)	$l'e$ (m)	$a_w/l'w$	k_w	$a_e/l'e$	k_e	$M'w$ (t.m)	$M'e$ (t.m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Mn (t.m)	Ms (t.m)
2	1	/	6,56	/	/	0,297 0,1625 0,953	0,1657 0,1529 0,025	/	23,018	/	3,431	/	3,428
	2	8,100	5,89	0,2434 0,5125 0,7813	0,1525 0,1750 0,1000	0,3268 0,1692	0,173 0,132	34,773	18,392	28,410	27,049	/	-1,36
	3	4,180	/	0,401 0,849	0,1805 0,0700	/	/	12,289	/	1,397	/	/	-1,396
1	1'	/	6,56	/	/	0,297 0,1625 0,953	0,1657 0,1529 0,0250	/	23,018	/	5,720	2,69	3,027
	2'	8,100	5,68	0,2434 0,5125 0,7813	0,1525 0,1750 0,1000	0,3268 0,1692	0,173 0,132	34,773	17,732	28,719	20,424	-1,15	-1,294
	3'	4,180	/	0,401 0,849	0,1805 0,0700	/	/	12,289	/	2,452	/	-1,12	-1,260

efforts tranchants - moments fléchissant sous G

Niv	travées	Me (t.m)	Mw (t.m)	Te (t)	Tw (t)
2	1-2	3,431	28,410	13,000	-19,098
	2-3	27,049	1,397	15,241	-6,6907
1	1'-2'	5,72	28,719	13,244	-10,888
	2'-3'	20,424	2,452	13,961	-7,971

efforts normaux sous G

Niv	pot.	N (t)	N_{norm} (t)
2	1	13,000	13,000
	2	34,339	34,339
	3	6,690	6,690
1	1'	13,244	26,244
	2'	24,849	59,188
	3'	7,971	14,661

Sous P = 6622 kg.

Portique. 2-2.

Niv	noeuds	l'w (m)	l'e (m)	aw/lw	kw	ae/l'e	ke	M'w (t.m)	M'e (t.m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Mu (t.m)	Ms (t.m)
2	1	/	6,56	/	/	0,297 0,625 0,953	0,1657 0,1529 0,025	/	14,926	/	2,225	/	2,222
	2	8,00	5,89	0,2434 0,5125 0,7813	0,1525 0,1750 0,1000	0,3268 0,692	0,173 0,132	22,647	11,896	18,471	17,578	/	-0,892
	3	4,80	/	0,401 0,849	0,1805 0,0700	/	/	7,962	/	0,905	/	/	-0,904
1	1'	/	6,56	/	/	0,297 0,625 0,953	0,1657 0,1529 0,025	/	14,926	/	3,709	1,744	1,963
	2'	8,00	5,68	0,2434 0,5125 0,7813	0,1525 0,1750 0,1000	0,3268 0,692	0,173 0,132	22,647	11,585	18,717	17,120	-0,746	-0,840
	3'	4,80	/	0,401 0,849	0,1805 0,0700	/	/	7,962	/	1,589	/	-0,725	-0,816

efforts tranchants - moments fléchissants sous P = 6622 kg.

Niv	travées	Me (t.m)	Mw (t.m)	Te (t)	TW (t)
2	1-2	2,225	18,471	7,952	-11,914
	2-3	17,578	0,905	9,400	-3,843
1	1'-2'	3,709	18,717	8,102	-11,763
	2'-3'	17,120	1,589	9,21	-4,034

efforts normaux sous P = 6622 kg.

Niv	pot	N (t)	Nnorm (t)
2	1	7,952	7,952
	2	21,315	21,315
	3	3,843	3,843
1	1'	8,102	16,055
	2'	20,97	42,289
	3'	4,034	7,877

Température et retrait

Selon les prescriptions de l'article 4 du CCBA 68 Il doit être tenu compte des effets de température pour les ouvrages qui ne seraient pas librement dilatables.

Dans les calculs relatifs aux bâtiments courants en B.A, tels que le sont le plus souvent les bâtiments d'habitation ou à usage d'habitation, on peut ne pas tenir compte des effets dus aux variations de la température extérieure et au retrait pour les éléments de la construction compris entre des joints de dilatation distants au maximum de:

25 m: dans des départements voisins de la méditerranée;

a) Variation de température:

Dans le cas général on considère que l'ouvrage est à une température uniforme et on admet que le produit de la dilatation relative par le coeff^t d'élasticité du béton armé ($E\epsilon$) varie - 30 ; - 30 bars sous des climats à grands écarts thermiques

b) Retrait

on admet que le produit du raccourcissement relatif dû au retrait par le coeff^t d'élasticité du béton armé c.à.d l'expression $E\epsilon$, a pour valeur:
- 20 bars aux côtes méditerranéennes.

c) Action simultanée de la température et du retrait.

On admet que les effets d'un abaissement de température et ceux produit par le retrait ne s'additionnent pas intégralement et on peut réduire de 10 bars la somme des produits des raccourcis^t relatifs correspondants par le coeff^t d'élasticité du B.

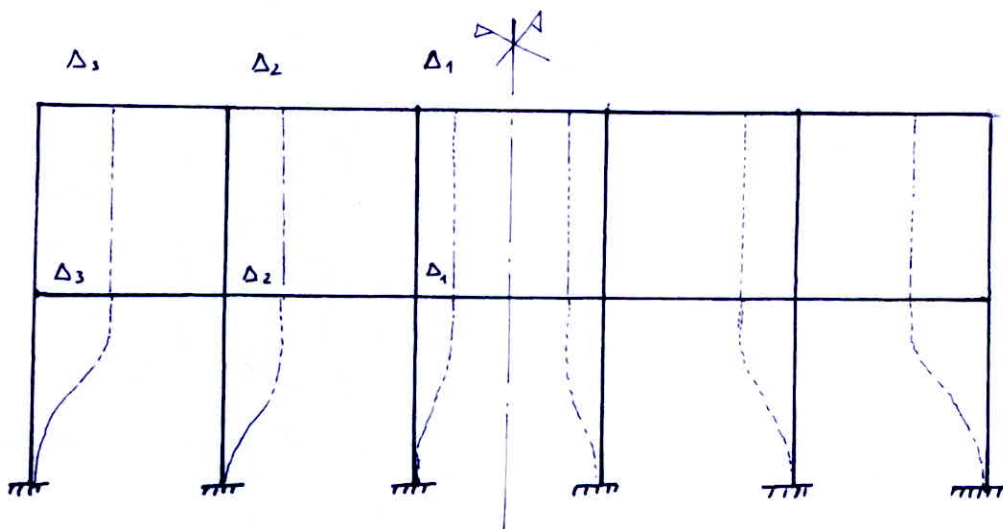
par le coefft d'elasticite du beton

1) cas de l'allongement des poutres.

on prend seul l'effet de la temperature qui est plus favorable ($E\alpha t = 20 \text{ bars}$)

2) cas de raccourcissement des poutres.

on prend simultanement l'effet de la temperature et du retrait (diminué de 10 bars de somme de $(E\alpha t) + (E\varepsilon)$)



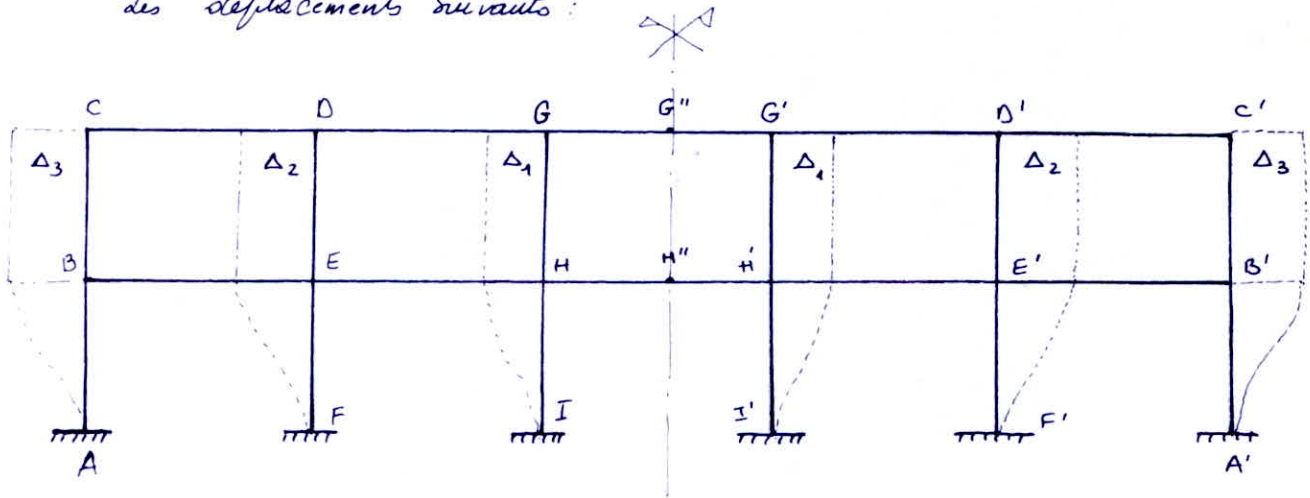
$$\Delta_1 = \frac{l}{2} \alpha t$$

$$\Delta_2 = l \alpha t + \frac{l}{2} \alpha t$$

$$\Delta_3 = 2 l \alpha t + \frac{l}{2} \alpha t$$

$$(E\alpha t = 40 \text{ kg/cm}^2)$$

Le calcul des moments dans les poutres ainsi que dans les poteaux sera fait par la méthode de cross, des noeuds sous l'effet du retrait et de la variation de température subiront des déplacements suivants :



Les noeuds $\left[\begin{array}{l} D \text{ et } B \\ D \text{ et } E \\ G \text{ et } H \end{array} \right.$ subiront le même déplacement deux à deux donc on aura pas de moment dans les barres BC ; DE ; et GH

les points G'' et H'' leur déplacement est nul.

Calcul des déplacements.

$$\Delta_1 = \frac{l}{2} \alpha t \quad ; \quad l = 600 \text{ cm} ; \Rightarrow \Delta_1 = 300 \alpha t$$

$$\Delta_2 = l \alpha t + \frac{l}{2} \alpha t ; \quad l = 600 \text{ cm} ; \Rightarrow \Delta_2 = 900 \alpha t$$

$$\Delta_3 = 2l \alpha t + \frac{l}{2} \alpha t ; \quad l = 600 \text{ cm} ; \Rightarrow \Delta_3 = 1500 \alpha t$$

Calcul des moments d'encastrement

$$M_{AB} = M_{BA} = -6EI \frac{\Delta_3}{h^2} ; \quad h = 400 \text{ cm} ; \quad M_{AB} = M_{BA} = -12 \cdot 10^3 E \alpha t$$

$$M_{EF} = M_{FE} = -6EI \frac{\Delta_2}{h^2} ; \quad h = 400 \text{ cm} ; \quad M_{EF} = M_{FE} = -9200 E \alpha t$$

$$M_{GH} = M_{HG} = -6EI \frac{\Delta_1}{h^2} ; \quad h = 400 \text{ cm} ; \quad M_{GH} = M_{HG} = -2400 E \alpha t$$

$$M_{ij} = f(E \alpha t) \quad \text{kg. cm.}$$

E : module d'élasticité du béton de longue durée

$$E = 7000 \sqrt{\sigma_{28}} ; \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 3 \cdot 10^{-4} \\ t = 30^\circ \end{array} \right.$$

effets de temperature et de retrait

ALLONGEMENTS DES poutres ($E\alpha t = 20$)

Niv	Eras	Mw (t.m)	Me (t.m)	Me (t.m)	Tw (t)	Te (t)
2	1-2	0,1908	-0,0578	0,0665	-0,041	-0,041
	2-3	-0,032	-0,0108	-0,0214	0,00352	0,00352
	3-4	0,018	0,018	0,018	0	
	4-5	-0,0108	-0,032	-0,0214	0,00352	0,00352
	5-6	-0,0578	0,1908	-0,0665	0,041	0,041
1	1'-2'	-1,301	1,299	-0,0013	0,4332	0,4332
	2'-3'	-0,1164	0,209	-0,0463	0,0542	0,0542
	3'-4'	-0,1004	-0,1004	-0,1004	0	0
	4'-5'	0,209	-0,1164	0,0463	-0,0542	-0,0542
	5'-6'	1,2984	-1,301	-0,0013	-0,4332	-0,4332

moments et efforts tranchants

Raccourcissement des poutre ($E\alpha t = 40$)

Niv	Eras	Mw (t.m)	Me (t.m)	Me (t.m)	Tw (t)	Te (t)
2	1-2	-0,3816	0,1156	-0,133	0,08288	0,08288
	2-3	0,064	0,0216	0,0428	-0,00704	-0,00704
	3-4	-0,036	-0,036	-0,036	0	0
	4-5	0,0216	0,064	0,0428	0,00704	0,00704
	5-6	0,1156	-0,3816	0,133	-0,08288	-0,08288
1	1'-2'	2,602	-2,597	0,0026	-0,8664	-0,8664
	2'-3'	0,233	-0,418	0,0926	-0,1084	-0,1084
	3'-4'	0,2008	0,2008	0,2008	0	0
	4'-5'	-0,418	0,233	-0,0926	0,1084	0,1084
	5'-6'	-2,597	2,602	0,0026	0,8664	0,8664

efforts normaux

Niv	pot	N (t)	Ncum (t)
2	1	-0,041	-0,041
	2	0,045	0,045
	3	0,00352	0,00352
	4	0,00352	0,00352
	5	0,045	0,045
	6	0,041	0,041
1	1'	0,433	0,392
	2'	0,487	0,532
	3'	0,054	0,0572
	4'	0,054	0,0572
	5'	0,487	0,532
	6'	0,433	0,475

efforts normaux

Niv	pot	N (t)	Ncum (t)
2	1	0,08288	0,08288
	2	0,076	0,076
	3	-0,00704	-0,00704
	4	0,00704	0,00704
	5	-0,0758	-0,0758
	6	-0,08288	-0,08288
1	1'	-0,8664	-0,784
	2'	-0,975	-0,899
	3'	-0,1084	-0,1154
	4'	0,1084	0,1154
	5'	0,975	0,899
	6'	0,8664	0,784

SUPERPOSITION

Dans les justifications de calculs relatives à l'équilibre statique à la résistance et à la stabilité de forme, on prend en compte les sollicitations totales pondérées définies ci-dessous:

Une sollicitation totale pondérée est définie comme résultant de l'action d'une ou de plusieurs actions simultanées (charge d'exploitation; charge climatique, ... etc) chacune d'entre elles étant multipliée par un coefficient de pondération

- (G) : sollicitation due à la charge permanente.
- (P) : " " aux charges d'exploitation y compris leurs majorations par effet dynamique.
- (V) : la sollicitation due aux charges climatiques normales
- (W) : " " " " " " " " extrêmes
- (T) : " " " " " " " " aux effets de température et retrait
- (SI) : " " " " " " " " aux séismes.

une sollicitation totale pondérée se définit symboliquement par:

$$(S) = \gamma_g (G) + \gamma_p (P) + \gamma_v (V) + \gamma_w (W) + \gamma_t (T) + \gamma_{SI} (SI)$$

Dans notre cas la température est à prendre en compte car la longueur des portiques longitudinaux sont supérieures à 25m.

La sollicitation du 1^{er} genre est prise en compte (G+1,2P+T)

" " " 2^e " " " " " " (G+P+SI+T)

Les combinaisons à considérer sont les suivantes:

Poutres

$$G + 1,2P + T \quad \text{1^{er} genre}$$

$$G + P + SI + T \quad \text{en plus } (0,8G + SI + T) \quad \text{2^e genre}$$

$$\text{Poteaux} \begin{cases} G + 1,2P \mp T & 1^{\text{er}} \text{ genre} \\ G + P \pm 1,2SI \mp T \text{ et } \overleftrightarrow{T} + 0,8G \pm SI \end{cases}$$

Les combinaisons du 2^e genre sont celles données par le RPA81

* Moment en travée des poutres est donné au (CCBA68 - An2)

Ex:

On veut calculer le moment en travée sous $(G + 1,2P + T)$, on

calcul le moment isostatique $M_0 = (G + 1,2P) \frac{l^2}{8}$

- Le moment en travée sera $M_t = M_0 (G + 1,2P) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$

- " " au appuis " $M_a = M_a(G) + 1,2 M_a(P)$

- " " en travée sous SI $M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$

- Donc pour les poutres (moment en travée)

- sous $(G + 1,2P \mp T)$ ---- $M_t = M_0 (G + 1,2P) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2} \mp M_t(T)$

- sous $(G + P \pm SI \mp T)$ ---- $M_t = M_0 (G + P) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2} \pm M_t(SI) \mp M_t(T)$

- sous $(0,8G \pm SI \mp T)$ ---- $M_t = M_0 (0,8G) - \frac{M_w(0,8G) + M_e(0,8G)}{2} \pm M_t(SI) \mp M_t(T)$

- moment aux appuis (M_a)

- sous $(G + 1,2P \mp T)$ ---- $M_a = M_a(G) + 1,2 M_a(P) \pm M_a(T)$

- sous $(G + P \mp SI \pm T)$ ---- $M_a = M_a(G) + M_a(P) \pm M_a(SI) \mp M_a(T)$

- sous $(0,8G \pm SI \mp T)$ ---- $M_a = M_a(0,8G) \pm M_a(SI) \mp M_a(T)$

- Efforts tranchants:

- sous $(G + 1,2P \mp T)$ ---- $T = T(G) + 1,2 T(P) \pm T(T)$

- sous $(G + P \mp SI \pm T)$ ---- $T = T(G) + T(P) \pm T(SI) \mp T(T)$

- sous $(0,8G \mp SI \mp T)$ ---- $T = T(0,8G) \mp T(SI) \mp T(T)$

MOMENTS et travées

Portique LONG. C-C.

NIV	travée	l (m)	(t.m) $\frac{Me+Mw}{2}$ sous G.	G + 1,2P			G + P			0,8 G.		
				q (t/m)	Mo t.m	ME t.m	t/m q	Mo (t.m)	ME (t.m)	q t/m	Mo (t.m)	ME (t.m)
2	1-2	5,6	2,333	2,95	11,56	9,227	2,72	10,66	8,327	1,272	5,00	2,667
	2-3	"	3,410	"	"	8,15	"	"	7,250	"	"	1,590
	3-4	"	3,110	"	"	8,45	"	"	7,550	"	"	1,890
	4-5	"	3,410	"	"	8,15	"	"	7,250	"	"	1,590
	5-6	"	2,333	"	"	9,227	"	"	8,327	"	"	2,667
1	1-2	"	2,654	2,95	11,56	8,906	2,72	10,66	8,006	1,272	5,00	2,346
	2-3	"	3,320	"	"	8,240	"	"	7,340	"	"	1,680
	3-4	"	3,110	"	"	8,450	"	"	7,550	"	"	1,890
	4-5	"	3,320	"	"	8,240	"	"	7,340	"	"	1,680
	5-6	"	2,654	"	"	8,906	"	"	8,006	"	"	2,346

MOMENT DANS Les poutres (t.m.)

Portique LONG-C-C

Niv	trav	$G + 1,2P \pm T$			$G + P + \overrightarrow{SI} + \overleftarrow{T}$			$G + P + \overleftarrow{SI} + \overrightarrow{T}$			$0,8 G + \overrightarrow{SI} + \overleftarrow{T}$			$0,8 G + \overleftarrow{SI} + \overrightarrow{T}$		
		Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me
2	1-2	-2,65	8,69	-8,69	4,58	8,88	-12,7	-8,58	6,70	-3,73	5,70	3,26	-8,09	-7,46	1,02	0,69
	2-3	-8,04	7,55	-6,96	-3,13	6,65	-11,73	-11,73	6,65	-2,16	0,88	0,97	-7,51	-7,79	0,97	1,30
	3-4	-6,99	7,83	-6,99	-2,16	6,93	-10,76	-10,76	6,93	-2,13	1,32	1,25	-7,31	-7,30	1,25	1,30
	4-5	-6,96	7,55	-8,04	-2,13	6,65	-11,73	-11,73	6,65	-3,13	1,32	0,97	-7,83	-7,30	0,97	0,88
	5-6	-8,69	8,75	-2,65	-3,73	6,76	-8,95	-12,70	8,88	4,58	0,69	1,09	-7,84	-8,03	3,26	5,70
1	1-2	-4,64	8,30	-11,13	13,50	10,02	-19,20	-18,56	4,76	2,12	15,14	4,34	-12,52	-15,4	-0,91	7,52
	2-3	-8,31	7,50	-7,37	1,27	6,57	-16,73	-16,43	6,53	2,50	5,25	0,90	-11,72	-12,42	0,90	5,93
	3-4	-7,06	8,01	-7,06	1,35	7,11	-15,24	-15,24	7,11	1,35	5,93	1,43	-11,72	-11,72	1,43	5,93
	4-5	-7,37	7,63	-8,31	2,50	6,53	-16,43	-16,73	6,57	1,12	5,93	0,90	-12,42	-11,72	0,90	5,25
	5-6	-11,13	8,30	-4,64	2,12	4,76	-18,56	-19,20	10,02	13,5	7,52	-0,91	-11,46	-15,52	4,34	15,14

Portique D-D (LONG).

Niv	travées	$G + 1,2P + \overleftarrow{T}$			$G + P + \overrightarrow{SI} + \overleftarrow{T}$			$G + P + \overleftarrow{SI} + \overrightarrow{T}$			$0,8 G + \overrightarrow{SI} + \overleftarrow{T}$			$0,8 G + \overleftarrow{SI} + \overrightarrow{T}$		
		Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me
2	1-2	-1,56	4,40	-4,61	5,36	5,16	-8,64	-7,60	3,05	-0,039	5,81	2,75	-6,90	-7,13	0,633	1,70
	2-3	-4,60	3,42	-3,83	-0,04	3,10	-7,94	-8,64	3,10	0,661	1,70	0,68	-6,50	-6,90	0,680	2,10
	3-4	-3,85	3,66	-3,85	0,66	3,34	-7,94	-7,94	3,30	0,661	2,10	0,93	-6,50	-6,50	0,930	2,10
	4-5	-3,85	3,41	-4,56	0,66	3,10	-8,64	-7,94	3,10	-0,039	2,10	0,68	-6,90	-6,50	0,680	1,70
	5-6	-4,60	4,45	-1,56	-0,04	3,05	-7,60	-8,64	5,16	5,361	1,70	0,63	-7,13	-6,90	2,750	5,81
1	1-2	-3,10	4,04	-7,36	12,32	6,35	-13,26	-15,63	1,10	4,175	12,97	3,94	-11,45	-14,98	-1,310	5,99
	2-3	-4,45	3,50	-4,23	4,59	3,22	-12,36	-12,95	3,22	5,075	6,24	0,82	-10,92	-11,20	0,820	6,52
	3-4	-3,92	3,64	-3,92	5,10	3,92	-12,36	-12,36	3,92	5,075	6,51	1,11	-10,92	-10,92	1,110	6,52
	4-5	-4,23	3,45	-4,45	5,10	3,22	-12,36	-12,36	3,22	5,075	6,51	0,77	-11,20	-10,92	0,766	6,24
	5-6	-7,36	4,04	-3,10	9,44	1,10	-18,10	-13,26	6,35	9,85	5,99	-1,31	-14,98	-11,45	3,940	12,98

MOMENTS en travées Portiques transversaux

portique 2-2.

Niv	travées	l (m)	$\frac{(E \cdot m)}{2}$ $\frac{M_e + M_w}{\text{sous } G}$	G + 1,2P		G + P		0,8 G	
				M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)
2	1-2	8,20	15,92	72,00	56,08	66,80	50,98	33,90	17,98
	2-3	6,00	14,22	35,10	20,88	32,61	18,39	16,76	2,54
1	1-2	8,20	17,22	72,00	54,78	66,80	49,58	33,90	16,68
	2-3	6,00	11,44	35,10	23,66	32,61	21,17	16,76	5,32

portique 1-1.

Niv	travées	l (m)	$\frac{(E \cdot m)}{2}$ $\frac{M_e + M_w}{\text{sous } G}$	G + 1,2P		G + P		0,8 G	
				M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)
2	1-2	8,20	9,216	37,40	28,18	34,95	25,74	20,00	10,80
	2-3	6,00	8,160	18,41	10,25	17,26	9,10	10,09	1,93
1	1-2	8,20	10,000	37,40	27,4	34,95	24,95	20,00	10,00
	2-3	6,00	8,220	18,41	10,19	17,26	9,040	10,09	1,87

Moments dans Les poutres pour les portiques transversaux

portique 2-2

Niv	travées	$G+1,2P$			$G+P+\vec{S}I$			$G+P+\overleftarrow{S}I$			$0,8G+\vec{S}I$			$0,8G+\overleftarrow{S}I$		
		Mw (t.m)	Me (t.m)	Me (t.m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Me (t.m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Me (t.m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Me (t.m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Me (t.m)
2	1-2	-6,101	56,08	-50,60	4,27	53,45	-51,86	-15,58	48,51	-41,96	7,18	20,46	-27,70	-12,66	15,512	-17,75
	2-3	-48,14	20,88	-2,48	-38,00	16,41	-12,92	-51,30	20,37	8,32	-14,98	0,561	-11,74	-28,30	4,52	9,50
1	1-2	-10,17	54,78	-51,18	14,29	55,65	-59,02	-33,15	43,52	-55,85	19,14	22,75	-34,56	-28,30	10,62	-11,39
	2-3	-40,97	23,66	-4,36	-22,04	16,38	-29,13	-53,05	25,96	21,04	-0,832	0,532	-27,05	-31,85	10,11	-20,13

portique 1-1

Niv	travées	$G+1,2P$			$G+P+\vec{S}I$			$G+P+\overleftarrow{S}I$			$0,8G+\vec{S}I$			$0,8G+\overleftarrow{S}I$		
		Mw (t.m)	Me (t.m)	Me (t.m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Me (t.m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Me (t.m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Me (t.m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Me (t.m)
2	1-2	-3,36	28,18	-26,37	6,77	28,22	-29,00	-13,074	23,266	-19,72	8,21	13,26	-18,00	-11,64	8,312	-8,06
	2-3	-25,10	10,25	-1,30	-16,85	7,12	-11,83	-30,17	11,08	9,403	-5,75	-0,049	-11,26	-19,07	3,91	9,97
1	1-2	-5,60	27,40	-26,65	18,463	31,02	-36,53	-28,98	18,89	-13,36	20,86	16,07	-24,74	-26,60	3,94	-1,57
	2-3	-24,36	10,19	-2,28	-7,501	4,252	-27,22	-58,32	13,83	22,95	-3,49	-2,92	-26,21	-27,53	6,66	23,96

EFFORTS TRANCHANTS DANS Les. Poutres

Portique LONG. C-C.

Niv	travées	$G + 1,2P + \vec{T}$		$G + P + \overset{\rightarrow}{SI} + \vec{T}$		$G + P + \overset{\leftarrow}{T} + \overset{\leftarrow}{SI}$		$0,8G + \overset{\rightarrow}{SI} + \vec{T}$		$0,8G + \overset{\leftarrow}{SI} + \overset{\leftarrow}{T}$	
		T_w (t)	T_e (t)	T_w (t)	T_e (t)	T_w (t)	T_e (t)	T_w (t)	T_e (t)	T_w (t)	T_e (t)
2	1-2	7,12	- 9,38	4,65	- 6,74	8,50	- 10,60	1,15	- 2,13	5,00	- 5,98
	2-3	7,79	- 8,06	6,25	- 5,90	9,80	- 9,00	2,12	- 1,94	5,20	- 5,02
	3-4	8,24	- 8,24	6,08	- 6,08	9,15	- 9,15	2,03	- 2,03	5,10	- 5,10
	4-5	8,06	- 7,79	5,90	- 6,25	9,00	- 9,30	1,94	- 2,12	5,02	- 5,20
	5-6	9,38	- 7,12	6,74	- 4,65	10,60	- 8,50	2,13	- 1,15	5,98	- 5,00
1	1-2	7,33	- 9,18	2,71	- 4,43	10,71	- 12,53	- 0,908	+ 0,07	6,90	- 8,04
	2-3	8,50	- 8,03	4,72	- 4,30	10,94	- 10,52	0,575	- 0,33	6,80	- 6,55
	3-4	8,25	- 8,25	4,50	- 4,50	10,73	- 10,73	0,450	- 0,45	6,67	- 6,67
	4-5	8,03	- 8,50	4,30	- 4,72	10,52	- 10,94	0,330	- 0,575	6,55	- 6,80
	5-6	9,18	- 7,33	4,43	- 2,71	12,53	- 10,71	- 0,070	+ 0,908	8,04	- 6,90

Portique LONG. D-D

Niv	travées	$G + 1,2P + \vec{T}$		$G + P + \overset{\rightarrow}{SI} + \vec{T}$		$G + P + \overset{\leftarrow}{SI} + \overset{\leftarrow}{T}$		$0,8G + \overset{\rightarrow}{SI} + \vec{T}$		$0,8G + \overset{\leftarrow}{SI} + \overset{\leftarrow}{T}$	
		T_w (t)	T_e (t)	T_w (t)	T_e (t)	T_w (t)	T_e (t)	T_w (t)	T_e (t)	T_w (t)	T_e (t)
2	1-2	4,33	- 5,65	2,195	- 7,325	5,656	- 3,864	0,964	- 4,766	4,425	- 1,305
	2-3	5,12	- 4,89	3,344	- 6,156	6,146	- 3,084	1,364	- 4,316	4,436	- 1,244
	3-4	5,00	- 5,00	3,214	- 6,286	6,286	- 3,214	1,324	- 4,396	4,396	- 1,324
	4-5	4,89	- 5,12	3,084	- 6,416	6,156	- 3,344	1,244	- 4,436	4,316	- 1,364
	5-6	5,65	- 4,33	3,864	- 5,656	7,325	- 2,195	1,305	- 4,425	4,766	- 0,964
1	1-2	4,40	- 5,60	0,148	- 9,362	7,313	- 2,197	0,593	- 6,313	6,572	- 0,852
	2-3	5,10	- 4,90	1,687	- 7,773	7,963	- 1,547	0,213	- 5,913	6,013	- 0,313
	3-4	5,00	- 5,00	1,637	- 7,863	7,863	- 1,637	0,253	- 5,973	5,973	- 0,253
	4-5	4,90	- 5,10	1,547	- 7,963	7,773	- 1,687	0,313	- 6,013	5,913	- 0,213
	5-6	5,60	- 4,40	2,197	- 7,313	9,362	- 0,148	0,852	- 6,572	6,313	- 0,852

EFFORTS Tranchants dans Les poutres.

Portique transv. 2.2.

Niv	travées	$G+1,2P$		$G+P+\overleftarrow{SI}$		$G+P+\overrightarrow{SI}$		$0,8G+\overleftarrow{SI}$		$0,8G+\overrightarrow{SI}$	
		T_w (t)	T_e (t)	T_w (t)	T_e (t)	T_w (t)	T_e (t)	T_w (t)	T_e (t)	T_w (t)	T_e (t)
2	1-2	22,54	-33,40	19,14	-32,83	22,77	-29,20	8,58	-17,10	12,22	-15,46
	2-3	26,52	-11,30	21,76	-13,41	27,52	-7,66	9,31	-8,23	15,07	-2,472
1	1-2	22,97	-25,00	11,04	-26,97	25,65	-18,35	5,59	-13,02	14,90	-4,41
	2-3	25,013	-12,81	16,41	-18,77	29,924	-3,54	4,40	-13,14	17,93	0,90

Portique transv 1-1.

Niv	travées	$G+1,2P$		$G+P+\overleftarrow{SI}$		$G+P+\overrightarrow{SI}$		$0,8G+\overleftarrow{SI}$		$0,8G+\overrightarrow{SI}$	
		T_w (t)	T_e (t)	T_w (t)	T_e (t)	T_w (t)	T_e (t)	T_w (t)	T_e (t)	T_w (t)	T_e (t)
2	1-2	12,14	-17,76	9,604	-18,49	13,236	-14,86	4,43	-10,82	8,061	-7,19
	2-3	14,20	-6,30	10,47	-8,78	16,23	-3,037	4,38	-6,21	10,14	-0,456
1	1-2	12,38	-17,52	7,34	-20,75	15,95	-12,14	2,065	-13,19	10,67	-4,60
	2-3	13,914	-9,57	6,312	-12,95	19,85	0,58	0,347	-10,25	13,877	3,28

EFFORTS NORMAUX Dans Les poteaux

Portique LONG. D-D

Niv	poteaux	$G + 1,2P + \overset{\uparrow}{T}$		$G + P + 1,2SI + \overset{\uparrow}{T}$		$G + P + 1,2SI + \overset{\downarrow}{T}$		$0,8G + \overset{\downarrow}{SI} + \overset{\uparrow}{T}$		$0,8G + \overset{\downarrow}{SI} + \overset{\downarrow}{T}$	
		N	Ncum	N	Ncum	Ncum	Ncum	N	Ncum	N	Ncum
2	1	4,30	4,30	1,811	1,811	6,43	6,43	0,55	0,55	4,40	4,40
	2	10,77	10,77	10,73	10,73	9,79	9,79	6,56	6,56	5,6	5,60
	3	9,84	9,84	9,37	9,37	9,37	9,37	5,63	5,63	5,63	5,63
	4	9,84	9,84	9,37	9,37	9,37	9,37	5,63	5,63	5,63	5,63
	5	10,77	10,77	9,79	9,79	10,73	10,73	5,23	5,23	6,00	6,00
	6	4,30	4,30	6,43	6,43	1,811	1,811	4,4	4,40	0,55	0,55
1	1	4,40	8,70	-0,670	-0,670	15,48	9,05	-1,53	-0,98	6,60	11,00
	2	10,70	21,50	11,30	22,03	18,82	9,103	7,04	13,60	5,16	18,76
	3	9,88	19,72	9,41	18,80	18,80	9,141	5,66	11,29	5,66	14,66
	4	9,88	19,72	9,41	18,80	18,80	9,141	5,66	11,29	5,66	14,66
	5	10,70	21,50	9,03	18,82	22,03	11,30	5,16	10,39	7,04	13,04
	6	4,40	8,70	9,05	15,48	0,67	4,55	6,60	11,00	-1,53	-0,98

Portique LONG. C-C.

Niv	poteaux	$G + 1,2P + \overset{\uparrow}{T}$		$G + P + 1,2SI + \overset{\uparrow}{T}$		$G + P + 1,2SI + \overset{\downarrow}{T}$		$0,8G + \overset{\downarrow}{SI} + \overset{\uparrow}{T}$		$0,8G + \overset{\downarrow}{SI} + \overset{\downarrow}{T}$	
		N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum
2	1	7,12	7,12	4,26	4,26	8,88	8,88	1,15	1,15	5,00	5,00
	2	17,82	17,82	16,92	16,92	15,98	15,98	8,08	8,08	7,30	7,30
	3	16,30	16,30	15,00	15,00	15,00	15,00	7,04	7,04	7,04	7,04
	4	16,30	16,30	15,00	15,00	15,00	15,00	7,04	7,04	7,04	7,04
	5	17,82	17,82	16,00	16,00	16,90	16,90	7,30	7,30	8,08	8,08
	6	7,12	7,12	17,37	17,37	12,75	12,75	5,00	5,00	5,10	5,10
1	1	7,33	14,44	1,90	6,16	11,62	20,50	-0,91	0,24	7,20	12,2
	2	17,70	35,5	17,44	34,36	15,20	31,20	8,62	16,70	6,74	14,04
	3	16,3	32,6	15,03	30,03	15,03	30,03	7,00	14,04	7,00	14,04
	4	16,3	32,6	15,03	30,03	15,03	30,03	7,00	14,04	7,00	14,04
	5	17,7	35,6	15,18	31,18	17,30	34,20	6,74	14,04	8,62	16,70
	6	7,33	14,44	10,00	27,37	10,20	22,95	7,20	12,20	2,95	8,05

Portique 1-1.

EFFORTS - NORMAUX DANS Les poteaux.

Niv	Poteaux	$G+1,2P$		$G+P+\vec{S}I_{1,2}$		$G+P+\overleftarrow{S}I_{1,2}$		$0,8G+\vec{S}I$		$0,8G+\overleftarrow{S}I$	
		N (t)	Ncum (t)	N (t)	Ncum (t)	N (t)	Ncum (t)	(t) N	(t) Ncum	(t) N	(t) Ncum
2	1	12,14	12,14	9,241	9,241	13,60	13,60	4,429	4,429	8,061	8,061
	2	32,00	32,00	28,74	28,74	31,295	31,295	15,20	15,20	17,361	17,361
	3	6,30	6,30	8,795	8,795	2,461	2,461	6,214	6,214	0,586	0,586
1	1	12,33	24,47	6,434	6,434	16,766	30,366	2,065	6,494	10,675	18,736
	2	31,44	63,44	26,576	26,576	32,48	63,775	13,535	28,735	18,455	35,781
	3	6,55	12,85	14,303	23,10	0,400	2,861	10,247	16,461	-3,283	-2,697

Portique 2-2

Niv	Poteaux	$G+1,2P$		$G+P+\vec{S}I$		$G+P+\overleftarrow{S}I$		$0,8G+\vec{S}I$		$0,8G+\overleftarrow{S}I$	
		N (t)	Ncum (t)	N (t)	Ncum (t)	N (t)	Ncum (t)	N (t)	Ncum (t)	N (t)	Ncum (t)
2	1	22,54	22,54	18,73	18,73	23,10	23,10	8,58	8,58	12,2	12,2
	2	59,90	59,90	54,40	54,40	56,95	56,95	26,41	26,41	28,54	28,54
	3	11,30	11,30	14,00	14,00	7,09	7,09	8,23	8,23	2,47	2,47
1	1	22,96	22,96	16,18	34,91	26,51	49,61	6,29	14,87	14,90	27,10
	2	50,05	2x50,05 =110	42,90	97,30	48,80	106,00	17,42	43,83	22,34	50,88
	3	12,80	2x12,80 =24,10	20,122	34,12	3,89	11,00	13,14	21,37	-0,39	2,08

Moments Dans des poteaux

Portique LONG. C-C.

Niv	poteaux	$G + 1,2P + \vec{T}$		$G + P + 1,25\vec{I}_1 + \vec{T}$		$G + P + 1,25\vec{I}_2 + \vec{T}$		$0,8G + \vec{S}_1 + \vec{T}$		$0,8G + \vec{S}_2 + \vec{I}$	
		M _{sup} (t.m)	M _{inf} (t.m)	M _{sup} (t.m)	M _{inf} (t.m)	M _{sup} (t.m)	M _{inf} (t.m)	M _{sup} (t.m)	M _{inf} (t.m)	M _{sup} (t.m)	M _{inf} (t.m)
2	1	-2,26	1,58	5,70	-4,90	-9,90	7,82	5,50	-4,62	-7,50	5,98
	2	-0,55	0,422	-10,83	8,89	9,81	-8,06	-8,84	7,22	8,36	-6,86
	3	0	0	-10,32	8,45	10,32	-8,45	-8,603	7,04	8,603	-7,04
	4	0	0	-10,32	8,45	10,32	-8,45	-8,603	7,04	8,603	-7,04
	5	-2,26	0,422	-10,83	8,89	9,81	-8,06	-8,84	7,12	8,36	-6,86
	6	-0,55	1,58	-9,90	7,82	5,70	-4,90	-7,70	5,98	5,26	-4,62
1	1	-1,75	0,88	8,80	-11,91	12,00	13,53	7,91	-10,22	-9,43	10,98
	2	-0,47	0,24	-12,10	15,34	12,05	-14,90	-10,60	12,70	10,60	-12,50
	3	0	0	-12,48	15,12	12,48	-15,12	-10,40	12,60	10,40	-12,60
	4	0	0	-12,48	15,12	12,48	-15,12	-10,40	12,60	10,40	-12,60
	5	-0,47	0,24	-12,05	15,34	12,91	-14,90	-10,60	12,70	10,60	-12,50
	6	-1,75	0,88	-14,10	13,53	10,86	-11,81	-11,16	10,98	9,64	-10,22

Portique LONG. D-D.

Niv	poteaux	$G + 1,2P + \vec{T}$		$G + P + 1,25\vec{I}_1 + \vec{T}$		$G + P + 1,25\vec{I}_2 + \vec{T}$		$0,8G + \vec{S}_1 + \vec{T}$		$0,8G + \vec{S}_2 + \vec{I}$	
		M _{sup} (t.m)	M _{inf} (t.m)	M _{sup} (t.m)	M _{inf} (t.m)	M _{sup} (t.m)	M _{inf} (t.m)	M _{sup} (t.m)	M _{inf} (t.m)	M _{sup} (t.m)	M _{inf} (t.m)
2	1	-1,18	0,83	6,66	-6,16	-8,90	6,56	5,81	-4,83	-7,15	5,77
	2	-0,32	0,21	-10,63	8,5	10,00	-8,40	-8,80	7,16	8,4	-6,92
	3	0	0	-10,32	8,45	10,32	-8,45	-8,603	7,04	8,603	-7,04
	4	0	0	-10,32	8,45	10,32	-8,45	-8,603	7,04	8,603	-7,04
	5	-0,32	0,21	-10,63	8,5	10,00	-8,40	-8,80	7,16	8,40	-6,92
	6	-1,18	0,83	-8,90	6,56	6,66	-6,16	-7,15	4,63	5,80	-4,83
1	1	-0,93	0,47	9,63	12,28	-11,70	13,16	8,14	-10,33	9,20	10,87
	2	-0,23	0,12	-12,70	15,23	12,26	-15,00	-10,53	13,20	10,27	-12,00
	3	0	0	-12,48	15,12	12,48	-15,12	-10,40	12,60	10,40	-12,60
	4	0	0	-12,48	15,12	12,48	-15,12	-10,40	12,60	10,40	-12,60
	5	-0,23	0,12	-12,70	15,23	12,26	-15,00	-10,53	13,20	10,27	-12,00
	6	-0,93	0,47	-10,63	12,92	11,60	-12,70	-10,93	10,87	9,87	-10,33

Moments Dans Les poteaux:

Portique trans - 2-2.

Niv	poteaux	$G+1,2P$		$G+P+1,2\vec{S}_I$		$G+P+1,2\overleftarrow{S}_I$		$0,8G+\vec{S}_I$		$0,8G+\overleftarrow{S}_I$	
		M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}
2	1	-6,10	4,78	6,25	-7,47	-17,57	7,47	7,18	-7,77	-12,66	12,08
	2	-2,43	2,046	-16,21	15,86	11,71	-12,06	-12,72	12,55	10,55	-10,71
	3	-2,48	1,99	-15,04	14,59	10,44	-10,90	-11,74	11,51	9,49	-9,72
1	1	-5,38	2,69	11,57	-17,74	21,55	22,73	11,40	-15,66	-16,20	18,10
	2	-2,30	1,15	-20,69	23,74	16,42	-21,60	-16,49	19,41	14,43	-18,40
	3	-2,24	1,12	-19,44	22,26	15,28	-20,18	-15,47	18,19	14,50	-17,17

Portique trans 1-1.

Niv	poteaux	$G+1,2P$		$G+P+1,2\vec{S}_I$		$G+P+1,2\overleftarrow{S}_I$		$0,8G+\vec{S}_I$		$0,8G+\overleftarrow{S}_I$	
		M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}
2	1	-3,25	2,63	8,76	-9,43	-15,06	14,40	8,21	-8,58	-11,63	11,26
	2	-2,38	1,07	-15,14	14,96	12,78	-12,96	-12,25	12,16	11,00	-11,11
	3	-1,30	1,04	-13,96	13,72	11,52	-11,76	-11,26	11,13	9,98	-10,10
1	1	-2,96	1,48	13,78	-18,86	-19,34	21,62	12,30	-16,11	-15,31	17,62
	2	-1,20	0,598	-19,70	23,23	17,43	-22,12	-16,05	19,20	14,86	-18,60
	3	-1,17	0,590	-17,45	21,76	16,27	-20,67	-15,05	17,97	13,89	-17,59

FERRAILLAGE DES PORTIQUES

Prescriptions (RPA 81)

notre bâtiment étant constitué par une ossature autoportante, toutes les prescriptions relatives à ce type d'ossature en zone II doivent être respectées.

Article 4-2 RPA 81 :

A) poutres :

A-1) Armatures longitudinales.

- * le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre doivent être de 0,3% pour les aciers à H.A et de 0,15% pour les aciers doux
- * le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux doivent être de 2,5%.
- * les poutres supportant les charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes supérieures et inférieures d'une section minimale indiquée sur la figure suivante (fig 1).
- * les jonctions par recouvrement doivent pouvoir équilibrer la force de traction maximale des barres

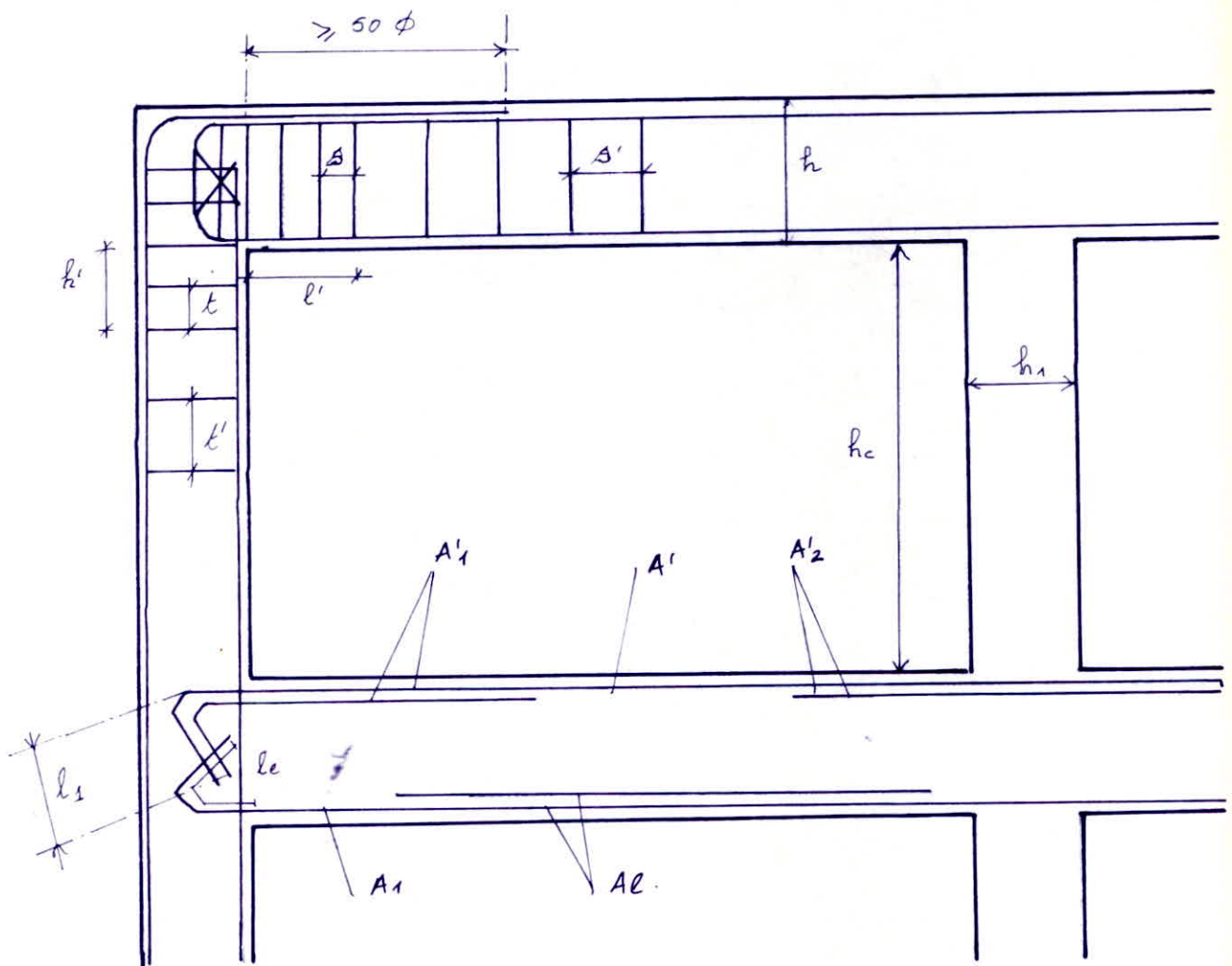
A-2) Armatures transversales (rectificatif de l'Art 4-23-22)

la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par la formule $A_t = 0,003 S \cdot b$

l'espacement maximum entre les armatures transversales doit être déterminé comme suit :

- * Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires $S \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right)$
- * en dehors de la zone nodale $S' \leq \frac{h}{2}$

La valeur de ϕ à prendre est le plus petit diamètre calculé, et dans le cas d'une section entraitée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des armatures comprimées.



avec : $l' = 2h$; $h' = \max \left(\frac{h_c}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right)$

$t \leq \min (10\phi, 15 \text{ cm})$ en zone II $s \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi \right)$

$t' \leq 12\phi$ en zone II $s' \leq \frac{h}{2}$

$A' \geq \max \left(\frac{A_1'}{4}, \frac{A_2'}{4}, 3 \text{ cm}^2 \right)$

$A_1 \geq \max \left(A_1/2 ; \frac{A_2}{4} ; 3 \text{ cm}^2 \right)$

En appliquant RPA plus CCBA 68 on a :

Zône courante : $s' \leq \min \left\{ \frac{h}{2}, \max (\bar{\epsilon}_1, \bar{\epsilon}_2) \right\}$.

Zône nodale : $s \leq \min \left\{ \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi \right), \max (\bar{\epsilon}_1, \bar{\epsilon}_2) \right\}$

B/ poteaux.

B-1) Armatures longitudinales:

- Les armatures longitudinales doivent être des barres à H.A. droites et sans crochets
- Le pourcentage minimum d'armatures longitudinales est de 1% en zone II sans toutefois dépasser 4% en toutes sections
- Le diamètre minimal est de 14 mm en zone II
- La longueur de recouvrement est de 50ϕ en zone II
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I et II
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si c'est possible à l'extérieur des zones des nœuds.

B-2) Armatures transversales:

Les armatures des poteaux sont calculées par la formule:

$$\frac{A_t}{S} = \frac{1,25 T}{h_1 b_{en}}$$

où $T = \begin{cases} 2T = 2 \text{ fois l'effort tranchant de calcul si l'élanement} \\ \text{dans la direction considérée est supérieur à } 15 \\ 3T = 3 \text{ fois l'effort tranchant de calcul si l'élanement} \\ \text{dans la direction considérée est inférieur à } 15 \end{cases}$

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par

$$A_t = 0,004 S b_1 \text{ en zone II.}$$

L'espacement maximum est donné par:

- Dans la zone nodale: $S \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ zone II
- " " " courante $S \leq 12\phi_l$ zone II

ϕ_l : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Pourcentage des aciers longitudinaux (RPA 81)

- poutres transversales :

- sur appuis : $0,3\% \leq A \leq 2,5\%$ $12\text{ cm}^2 \leq A \leq 100\text{ cm}^2$.

- en travée : $0,3\% \leq A \leq 2,5\%$ $12\text{ cm}^2 \leq A \leq 100\text{ cm}^2$

$$b = 40\text{ cm} \quad h_t = 100\text{ cm}.$$

- poutres Longitudinales :

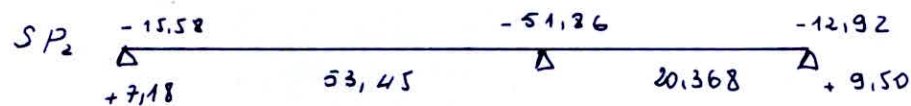
- Sur appuis : $0,3\% \leq A \leq 2,5\%$ $7,2 \leq A \leq 60\text{ cm}^2$

- Sur travées $0,3\% \leq A \leq 2,5\%$ $7,2 \leq A \leq 60\text{ cm}^2$.

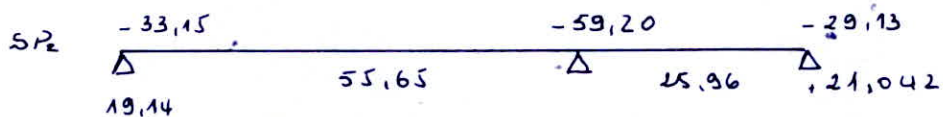
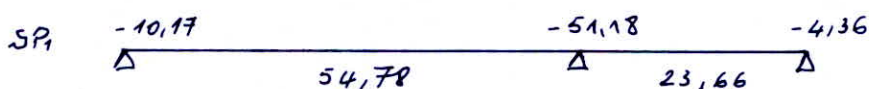
$$b = 40\text{ cm} ; \quad h_t = 60\text{ cm}.$$

PRESENTATION DES MOMENTS

Portique 2-2. (Niv 2)

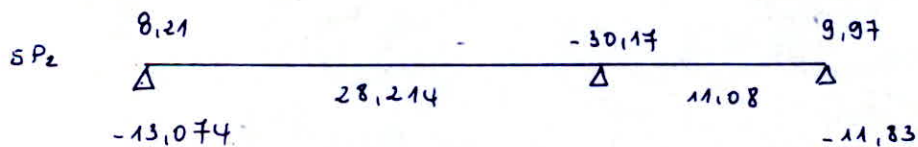
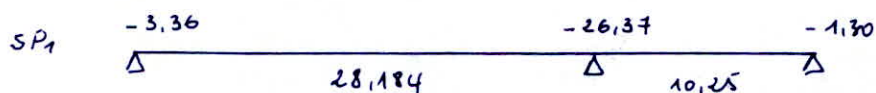


Niv 1

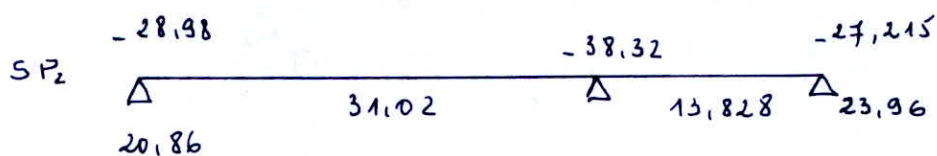
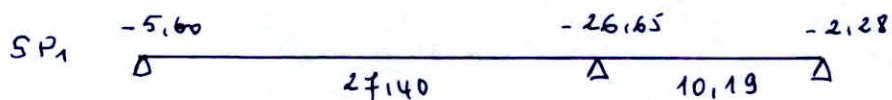


Portique 1-1

Niv 2.

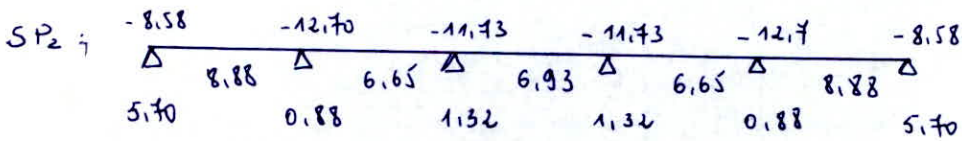
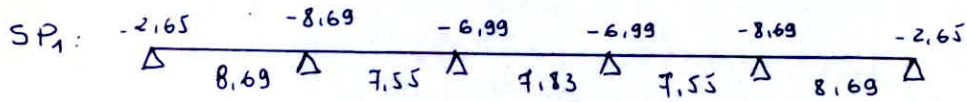


Niv 1.

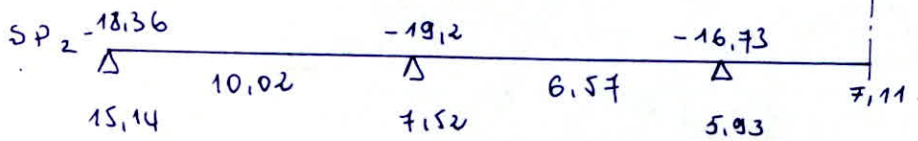
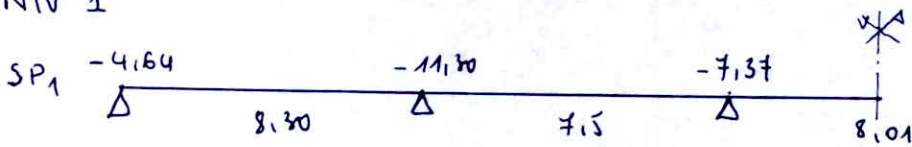


* Portique C-C

Niv 2.

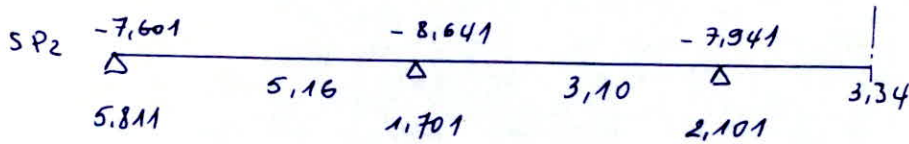
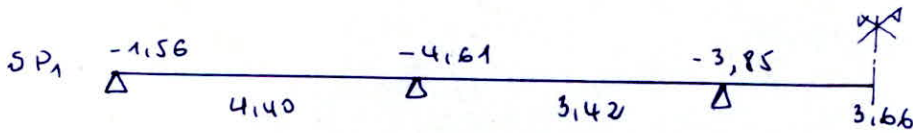


Niv 1

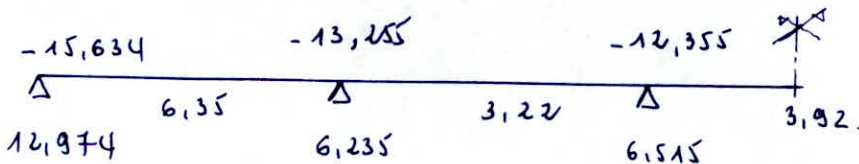
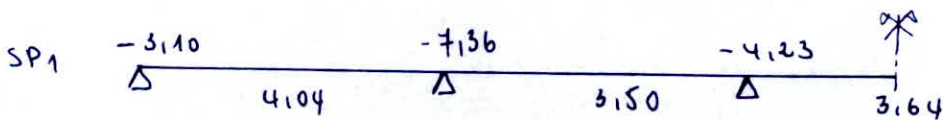


* Portique D-D

Niv 2.



Niv 1.



Portique transv. 1-1.

Armatures sur appuis: $h = 94\text{cm}$ $b = 40\text{cm}$

Niv	App	solicit	M (t.m)	μ	Σ	K	σ_b (kg/cm ²)	A calcul (cm ²)	A adop (cm ²)	ϕ
2	1	SP ₂	-13,074	0,0132	0,9488	82,75	50,76	3,49	6,78	6T12
	2	SP ₁	-26,37	0,0400	0,9150	43,8	63,93	10,95	11,31	10T12
	3	SP ₂	-11,83	0,0120	0,9510	87	48,28	3,15	6,78	6T12
1	1	SP ₂	-28,98	0,0293	0,9259	52,5	80	7,93	9,05	8T12
	2	SP ₁	-26,65	0,0404	0,9147	43,6	64,22	11,07	11,31	10T12
	3	SP ₂	-27,215	0,0275	0,9281	54,5	77,06	7,43	9,05	8T12

Armatures en travées

Niv	Travées	solicit	M (t.m)	μ	Σ	K	σ_b (kg/cm ²)	A calcul (cm ²)	A adop (cm ²)	ϕ
2	1-2	SP ₁	28,184	0,0427	0,9124	42,1	66,5	11,74	11,31	10T12
	2-3	SP ₁	10,250	0,0155	0,9449	75,75	36,96	4,12	6,78	6T12
1	1-2	SP ₁	27,40	0,0415	0,9135	42,8	65,42	11,40	11,31	10T12
	2-3	SP ₁	10,19	0,0155	0,9449	75,75	36,96	4,10	6,78	6T12

Armatures inferieures sur appuis

Niv	Appuis	solicit	M (t.m)	μ	Σ	K	σ_b (kg/cm ²)	A calcul (cm ²)	A adop (cm ²)	ϕ
2	1	SP ₂	8,21	0,00830	0,9590	107	39,25	2,17	6,78	6T12
	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3	SP ₂	9,97	0,0101	0,9550	96	43,75	2,65	6,78	6T12
1	1	SP ₂	20,86	0,0211	0,9363	63,5	66,15	5,64	6,78	6T12
	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3	SP ₂	23,96	0,0242	0,9322	58,75	71,50	6,51	6,78	6T12

Portique 2-2. (transv)

Armatures Supérieures sur appuis

NIV	Appuis	sollie	M (t.m)	N	ϵ	K	σ'_b kg/cm ²	A _{cole} cm ²	A _{adopt} cm ²	ϕ
2	1	SP ₂	-15,58	0,0157	0,9446	75,25	55,81	4,18		6T12
	2	SP ₁	-50,6	0,0767	0,8872	29,55	95,73	21,67		10T14 + 6T12
	3	SP ₂	-12,92	0,0131	0,9490	83	50,61	3,45		6T12
1	1	SP ₂	-33,15	0,0335	0,9214	48,6	86,42	9,11		6T12 + 2T14
	2	SP ₁	-51,18	0,0776	0,8866	29,1	96,22	21,93		10T14 6T12
	3	SP ₂	-29,13	0,0294	0,9259	52,5	80	7,97		6T12 + 2T14

Armatures en travée

NIV	trav	sollie	M (t.m)	N	ϵ	K	σ'_b kg/cm ²	A _{cole} cm ²	A _{adopt} cm ²	ϕ
2	1-2	SP ₁	56,08	0,0850	0,8821	27,5	101,8	24,16		6T12 + 2T14
	2-3	SP ₁	20,88	0,0316	0,9234	50,3	55,67	8,59		6T12 2T14
1	1-2	SP ₁	54,78	0,0830	0,8834	27,9	100,4	23,56		6T12 + 2T14
	2-3	SP ₁	23,66	0,0359	0,9188	46,6	60,09	9,78		6T12 + 2T14

Armatures inférieures sur appuis

NIV	Appuis	sollie	M (t.m)	N	ϵ	K	σ'_b	A _{cole} cm ²	A _{adopt} cm ²	ϕ
2	1	SP ₂	7,18	0,00726	0,9615	115	36,52	1,89	6,78	6T12
	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3	SP ₂	9,5	0,00960	0,9573	102	41,18	2,51	6,78	6T12
1	1	SP ₂	19,14	0,01934	0,9390	67	62,69	5,16	6,78	6T12
	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3	SP ₂	21,042	0,02126	0,9361	63,25	66,40	5,69	6,78	6T12

Verification des contraintes

Portique transvers. 1-1

Niv	section A (cm ²)	M _{max} (t.m)	h (cm)	$\tilde{\omega}$	σ_a kg/cm ²	σ_b kg/cm ²	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm ²
2	6,78	10,25	97,3	0,174	1667	28,52	2800	162
	11,31	28,184	96,7	0,292	2816,4	64,30	2800	162
1	6,78	23,96	97,3	0,174	3897	66,6	4200	243
	9,05	28,98	96,9	0,233	5582	72,22	4200	243
	11,31	27,40	96,7	0,292	2738	62,51	2800	162

Portique transvers 2-2

Niv	section A (cm ²)	M _{max} (t.m)	h (cm)	$\tilde{\omega}$	σ_a kg/cm ²	σ_b kg/cm ²	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm ²
2	6,78	15,58	97,3	0,174	2534	43,32	4200	243
	22,17	50,6	95,8	0,579	2685	91,6	2800	162
	9,86	20,88	97,1	0,254	2371	50,0	"	"
	25,26	56,08	95,4	0,662	2601	80,8	"	"
1	9,86	23,66	97,1	0,254	2686	56,7	"	"
	25,26	54,78	95,4	0,662	2522	78,96	"	"
	22,17	51,18	95,8	0,579	2716	92,65	2800	162
	6,78	21,042	97,3	0,174	3422	58,5	4200	243

Portique LONG. (C-C).

Niv	section A (cm ²)	M _{max} (t.m)	h (cm)	$\tilde{\omega}$	σ_a kg/cm ²	σ_b kg/cm ²	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm ²
2	4,52	8,58	57,3	0,197	3569	65,49	4200	243
	6,78	8,69	57,1	0,297	2456	56,85	2800	162
1	4,52	7,52	57,3	0,197	3128	57,40	4200	243
	6,78	8,30	57,1	0,297	2345	54,30	2800	162
	9,05	19,20	56,1	0,403	4191	115,8	4200	243

Portique LONG. D-D.

Niv	section A (cm ²)	M _{max} (t.m)	h (cm)	$\tilde{\omega}$	σ_a kg/cm ²	σ_b kg/cm ²	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm ²
2	4,52	8,641	57,3	0,197	3595	65,96	4200	243
1	4,52	6,515	57,3	0,197	2710	49,7	"	"
	6,78	13,255	57,1	0,297	3745	86,7	"	"
	9,05	15,634	56,1	0,403	3413	94,3	"	"

Portique LONG. D-D

* condition de non fissuration

$$\phi = 12 \text{ mm} \quad \sigma_2 = 2840 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{fissuration verifiée.}$$

* condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 b l \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{bc}} = 0,69 \times 40 \times 57,13 \times \frac{7}{4200} = 2,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 4,52 \text{ cm}^2 > 2,64 \text{ cm}^2.$$

* condition de non écrasement du béton

$$r = 10 \phi = 10 \cdot 1,2 = 12 \text{ cm}$$

* condition aux appuis.

- béton

$$c \gg \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_{bc}} = \frac{2 \cdot 7,33 \cdot 10^3}{40 \times 81 \times 1,5} = 3 \text{ cm} = c_0.$$

$$c = a - (d + r) = 40 - (5 + 12) = 23 \text{ cm} \Rightarrow c > c_0 \text{ Verifiée.}$$

- aciers. (Armoatures inferieures.)

Niv	sections	1 et 2	Niv 1 + Niv 2	2,5	Niv 1 + Niv 2	3,4	Niv 1 + Niv 2
2	M (t.cm)	5,811	5,360	1,701	1,701	2,101	0,660
	T (t)	0,964	2,195	1,694	1,364	1,324	3,214
	$\frac{T}{\bar{\sigma}_s} + \frac{M}{\bar{\sigma}_b}$	2,99	3,07	1,21	1,13	1,81	0,768
	cm ² Aralle	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52
1	M (t.cm)	12,974	12,132	6,235	5,985	6,515	5,075
	T (t)	0,593	0,148	0,213	0,852	0,313	1,637
	$\frac{T}{\bar{\sigma}_s} + \frac{M}{\bar{\sigma}_b}$	6,30	5,88	3,01	3,05	3,09	2,80
	A' aralle cm ²	6,78	6,78	4,52	4,52	4,52	4,52

* Pourcentage minimale: $7,20\% < A < 60\% >$ Verifiée.

* Verification de non entrainement des barres.

Niv	sections	T (t)	np (cm)	$\bar{\sigma}_{ol}$ (kg/cm ²)
2	1,6	4,33	15,072	5,73
	2,5	5,65	"	7,48
	3,4	5,00	"	6,62
1	1,6	4,40	"	7,68
	2,5	5,50	"	7,28
	3,4	5,00	"	6,62

$$\bar{\sigma}_{ol} = 21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T_{\text{max}}}{np \cdot f}$$

$$\bar{\sigma}_{ol} < \bar{\sigma}_{ol}$$

* Armatures transversales :

NIV	T max (t)	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm ²	A _t cm ²	S (cm)	S adopté (cm)	
							14	25
2	5,65	35,18	2,82	24,5	3,01	42,7	14	25
1	5,50	47,97	2,75	24,5	3,01	43,7	zone nodale	zone courante

S admissible.

- Zone nodale: $S \leq \min \left\{ \left(\frac{l}{4}, 12\phi_e \right), \max(\bar{E}_1, \bar{E}_L) \right\} = 14,4 \text{ cm}$

- Zone courante $S \leq \min \left\{ \frac{l}{2}, \max(\bar{E}_1, \bar{E}_L) \right\} = 28,5 \text{ cm}$

A_t min $\begin{cases} 1,68 \text{ cm}^2 & \text{zone nodale} \\ 3 \text{ cm}^2 & \text{zone courante} \end{cases} \Rightarrow A_t = 3,01 \text{ cm}^2 > A_{t \text{ min}}$

Portique long. C-C

* condition de non fissuration

$\phi = 12 \text{ mm}$ $\sigma_s = 2840 > \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ fissuration vérifiée
($\kappa = 1,5 \cdot 10^6$)

* condition de non fragilité

$A \geq 0,69 b l \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{br}} = 0,69 \cdot 40 \cdot 57,3 \cdot \frac{7}{4200} = 2,64 \text{ cm}^2$
 $A_{\text{min}} = 4,52 \text{ cm}^2 > 2,64 \text{ cm}^2$

* condition de non écrasement du béton.

$r \geq 0,1 \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} \left(1 + \frac{\phi}{d} \right) \sqrt{}$; $r = 10\phi = 12 \text{ cm}$.

* condition aux appuis.

Aciers. (vérification des armatures inférieures.)

NIV	Sections	1 et 6 Niv 1 + Niv 2	2,5 Niv 1 + Niv 2	3,4 Niv 1 + Niv 2
2	M (t.m)	5,7	4,58	0,88
	T (t)	5	8,5	5,20
	$\frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{\sigma_{br}}$	1,19	4,20	1,66
	Arçelle (cm ²)	4,52	4,52	4,52
1	M (t.m)	15,14	13,50	7,52
	T (t)	7,2	10,71	2,04
	$\frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{\sigma_{br}}$	8,93	8,96	5,48
	Arçelle (cm ²)	9,05	9,05	4,52

on doit vérifier

que $A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{\sigma_{br}}$

cette condition $A > \frac{T}{\bar{\sigma}_s} + \frac{M}{\gamma \bar{\sigma}_s}$ n'est pas vérifiée pour les appuis 2, 5 pour les 2 niveaux ou augmente la section d'acier ou prendra 6T12 ($A = 6,78 \text{ cm}^2$).

* Bâton :

$$c \gg \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_{b0}} = c_0 = \frac{2 \cdot 7,12 \cdot 10^3}{40 \times 81} = 4,40 \text{ cm}$$

$$c = a - (d + r) = 40 - (5 + 12) = 23 \text{ cm} \Rightarrow c > c_0 \text{ vérifiée.}$$

* Condition de non entraînement des barres :

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T^{\max}}{n \cdot \rho} < \bar{\sigma}'_d = 21 \text{ kg/cm}^2$$

NIV	sections	n p (cm)	T (t)	$\bar{\sigma}_d$ kg/cm ²
2	1.6	15,072	7,12	9,42
	2.5	"	9,38	12,41
	3.4	"	8,24	10,90
1	1.6	"	7,33	6,05
	2.5	"	9,18	9,24
	3.4	"	8,50	8,56

$$\bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}'_d$$

* Armatures transversales :

NIV	T ^{max} (t)	$\bar{\sigma}'_b$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}'_{b0}$ kg/cm ²	A _t (cm ²)	S (cm)	Sadopté (cm)	
							zone nodale	zone courante
2	9,38	56,85	4,68	24,50	3,01	25,7	14	25
1	9,18	66,92	4,02	24,50	3,01	26,2	14	25

\bar{S} admissible :

- zone nodale. $S \leq \min \{ (h/4, 12 \phi_e), \max(\bar{E}_1, \bar{E}_2) \} = 14,4 \text{ cm}$

- zone courante $S \leq \min \{ \frac{h}{2}, \max(\bar{E}_1, \bar{E}_2) \} = 28,5 \text{ cm}$

$$A_{t \min} \begin{cases} 1,68 \text{ cm}^2 & \text{en zone nodale} \\ 3,00 \text{ cm}^2 & \text{" " Courante} \end{cases}$$

$$A_t = 3,01 \text{ cm}^2 > A_{t \min}$$

Portique transvers. 1-1

* Vérification de la fissuration :

$$\phi = 12 \text{ mm} \quad \sigma_2 = 2840 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 2840 > \bar{\sigma}_c$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6 \quad \text{la fissuration est vérifiée.}$$

* Condition de non fragilité.

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad ; \quad b = 40 \quad ; \quad h = 97,3 \text{ cm} \quad ; \quad \bar{\sigma}_b = 7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\max} = 6,78 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 40 \cdot 97,3 \frac{7}{4200} = 4,47 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{O.K.}$$

* Condition de non écrasement du béton (CCBA68 Art 38-62)

$$r \geq 0,1 \phi \frac{\bar{\sigma}_2}{\bar{\sigma}'_{bc}} \left(1 + \frac{\phi}{\alpha} \right) \nu = 0,1 \times 1,2 \frac{2800}{81} \left(1 + \frac{1,2}{5} \right) \nu = 5,14 \nu$$

$$r_{\min} = 5,5 \phi = 5,5 \cdot 1,2 = 6,6 \text{ cm}$$

$$\nu = 1 \quad r \geq 5,14 \text{ cm}$$

$$\nu = 7/3 \quad r \geq 11,99 \text{ cm} \Rightarrow r_{\max} \geq 11,99 \text{ cm} \Rightarrow r = 10 \phi = 12 \text{ cm}$$

$$\nu = \frac{5}{3} \quad r \geq 8,57 \text{ cm}$$

* Condition aux appuis

$$\text{- béton : } c \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_{bc}} = c_0 \quad ; \quad c_0 = \frac{2 \cdot 19,85 \cdot 10^3}{40 \cdot 81 \cdot 1,5} = 8,17 \text{ cm}$$

$$c = a - (\alpha + r) = 40 - (5 + 12) = 23 \text{ cm} \Rightarrow c > c_0 \text{ Vérifiée}$$

* Vérification des armatures inférieures. $(A \bar{\sigma}_s \geq T + \frac{M}{Z})$.

NIV	Sections	1 NIV 1 NIV 2		2 NIV 1 NIV 2		3 NIV 1 NIV 2	
		2	M (t.m)	8,21	6,77	-30,17	-8,06
	T (t)	4,13	9,604	16,23	7,19	0,456	3,167
	$T \bar{\sigma}_s + \frac{M}{Z}$	3,33	4,112	< 0	< 0	2,91	3,42
	Arrière (cm ²)	6,78	6,78	11,31	11,31	6,78	6,78
1	M (t.m)	20,86	18,463	-38,32	-1,57	23,96	22,95
	T (t)	2,065	7,43	19,85	4,60	3,28	0,58
	$T \bar{\sigma}_s + \frac{M}{Z}$	6,34	6,94	< 0	1,53	7,50	6,56
	Arrière (cm ²)	9,05	9,05	11,31	11,31	9,05	9,05

$$A \bar{\sigma}_s > T + \frac{M}{Z} \quad \text{donc toutes les sections sont vérifiées.}$$

* Pourcentage d'Acier :

La section totale d'acier tout le long de la poutre est comprise

$$12 \text{ cm}^2 \leq A \leq 100 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

* condition de non entraînement des barres:

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T^{\max}}{12 p z} < \bar{\sigma}_d = 3 \bar{\sigma}_b$$

NIV	sections	n_p (C_y)	T(t)	$\bar{\sigma}_d$ (kg/cm^2)
2	1	22,6	12,14	6,32
	2	"	17,76	9,23
	3	"	6,3	3,28
1	1	"	12,38	6,42
	2	"	17,52	9,106
	3	"	9,57	4,99

* Average des armatures dans les poteaux:

$$l_1 \geq 20 \phi \Rightarrow l_1 = 24 \text{ cm}$$

$$l_2 \geq \max(3\phi, 50 \text{ cm}) \Rightarrow l_2 = 50 \text{ cm}$$

* Armatures Transversales.

on calcul les armatures transversales pour T^{\max} pour chaque niveau.

NIV	T ^{max} (t)	σ'_b kg/cm^2	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm^2	$\bar{\sigma}_d$ kg/cm^2	A _t (C_y^2)	S (C_y)	s adopté (C_y)	
							zone nodale	zone courante
2	17,76	63,93	5,23	24,5	4,01	30	14	30
1	17,52	64,22	5,16	24,5	4,01	30	14	30

\bar{S} admissible:

- zone nodale: $s \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{4}, 12 \phi_l \right), \max(\bar{E}_1, \bar{E}_2) \right\} = 14,14 \text{ cm}$

- zone courante $s \leq \min \left\{ h/2; \max(\bar{E}_1, \bar{E}_2) \right\} = 48,5 \text{ cm}$.

section d'acier transversale minimum.

$$A_{t \min} = \begin{cases} 1,68 \text{ cm}^2 & \text{zone nodale} \\ 3,6 \text{ cm}^2 & \text{courante} \end{cases}$$

$$A_{t v} = 4,01 \text{ cm}^2 > A_{t \min}$$

on a pris un cadre + 2 étriers + 1 cadre de $\phi 8$.

Portique transv 2-2.

* Vérification de la fissuration

$$\phi = 14 \text{ mm} \quad \sigma_2 < \bar{\sigma}_c \quad ; \quad \text{pour } \sigma_1 > \bar{\sigma}_c \Rightarrow \bar{\omega}_f > \bar{\omega}_{f0} = 0,0195$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2 \cdot d \cdot b} > 0,0195 \Rightarrow A > 0,0195 \cdot 2 \cdot 41,2 \cdot 40 = 6,552 \text{ cm}^2$$

Or la section la plus petite est $A = 9,11 \text{ cm}^2 > 6,552 \text{ cm}^2$ vérifiée.

* Condition de non fragilité:

$$A > 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 40 \times 97,3 \times \frac{7}{4200} = 4,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 6,78 \text{ cm}^2 > 4,47 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

* Condition de non écrasement du béton.

$$\tau > 5,31 \text{ dy} \quad \tau_{min} = 5,5 \phi = 5,5 \cdot 1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

$$v = 1 \Rightarrow \tau > 5,31 \text{ cm}$$

$$v = 5/3 \Rightarrow \tau > 8,85 \text{ cm} \quad \Rightarrow \tau = 9 \phi = 12,6 \text{ cm}$$

$$v = 7/3 \Rightarrow \tau > 12,39 \text{ cm}$$

* Condition aux appuis.

- béton.

$$c > \frac{2 T}{b_0 \bar{\sigma}'_0} = c_0 = \frac{2 \cdot 22,54 \cdot 10^3}{40 \cdot 81} = 13,91 \text{ cm}$$

$$c = a - (d + \tau) = 40 - (5 + 12,6) = 22,4 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée.}$$

* Vérification des armatures inférieures

Niv	sections	1. Niv 1 + Niv 2		2. Niv 1 + Niv 2		3. Niv 1 + Niv 2.	
2	M (k.m)	7,18	4,27	-51,86	-14,98	9,5	8,32
	T (t)	8,58	19,136	32,83	9,31	21,72	7,66
	$\frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{2 \bar{\sigma}_a}$	4,05	5,75	< 0	< 0	3,25	4,15
	Arrière (cm ²)	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78
1	M (k.m)	19,14	14,29	-59,2	-0,832	21,042	20,13
	T (t)	5,59	11,04	26,956	5,24	3,54	0,90
	$\frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{2 \bar{\sigma}_a}$	6,69	6,63	< 0	2,01	6,73	5,85
	Arrière (cm ²)	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78

$$A > \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{2 \bar{\sigma}_a} \quad \text{Vérifiée.}$$

* Pourcentage d'acier sur tout le long de la poutre vérifié

$$12 < A < 100 \text{ cm}^2$$

* Ancrage des armatures sous les poteaux:

$$l_1 \geq 20\phi \Rightarrow l_1 \geq 28 \text{ cm}$$

$$l_2 \geq \max(3\phi, 50 \text{ cm}) \Rightarrow l_2 \geq 50 \text{ cm}$$

* vérification de non entraînement des barres.

NIV	section	n_p (cm)	T (t)	$\bar{\sigma}_d$ (kg/cm ²)
2	1	22,6	22,54	11,71
	2	"	33,40	17,36
	3	"	11,30	5,87
1	1	"	22,97	11,93
	2	"	25,013	13,00
	3	"	12,81	6,66

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T^{\max}}{n_p \cdot z}$$

$$\bar{\sigma}_d = 21 \text{ kg/cm}^2$$

Vérifiés.

* Armatures transversales

On calcule les A_t pour T^{\max} pour chaque niveau.

NIV	T max (t)	σ'_b (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	A_t (cm ²)	S (cm)	S adopté (cm)	
							zone nodale	zone courante
2	33,40	91,60	9,96	23,6	4,01	16,10	15	30
1	25,013	92,65	7,465	23,6	4,01	21,5	15	30

\bar{S} admissible:

- zone nodale: $S \leq \min \left\{ (h/4, 12\phi), \max(\bar{E}_1, \bar{E}_2) \right\} = 16,8 \text{ cm}$

- zone courante: $S \leq \min \left\{ \frac{h}{2}, \max(\bar{E}_1, \bar{E}_2) \right\} = 48,5 \text{ cm}$

$$A_{t \min} \begin{cases} 1,8 \text{ cm}^2 & \text{en zone nodale} \\ 3,6 \text{ cm}^2 & \text{" " courante} \end{cases}$$

ou \bar{S} pris 2 lattes + 2 étriers.

ferraillage des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, efforts tranchants, et des moments fléchissants dans le sens transversal et dans le sens longitudinal, le calcul sera fait sous les 3 combinaisons de SP₂ et la section choisie sera vérifiée sous SP₁, on distingue 3 types d'efforts ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$) ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$), ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Méthode de calcul.

I) Armatures Longitudinales

on peut rencontrer 2 cas de sollicitations

1° Flexion composée

contrainte admissible du béton

$$\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si } e_0 > \frac{h_t}{2}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si } e_0 < \frac{h_t}{2}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} ; \quad e_1 = \frac{h_t}{6}$$

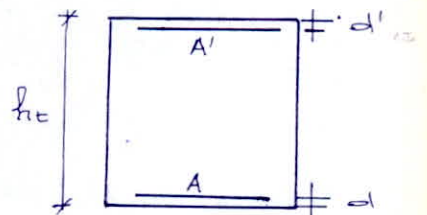
-a- section partiellement comprimée ($e_0 > e_1$)

on utilise à l'aide mémoire B. Armé (Victor-Davidovici) tab. 4-49

$$K_e = \frac{N}{M} h_t ; \quad K_a = \frac{M}{b h_t^2 \bar{\sigma}_a} \Rightarrow A' = A (\text{arm. sym}) = \frac{\bar{\omega} b h_t}{100}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{1}{K} \bar{\sigma}_a$$

$$d = d' = 0,10 h_t$$



-b- section entièrement comprimée

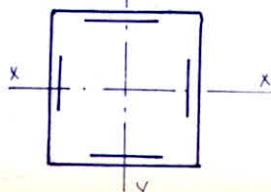
on a trouvé les sections sous SP₁, on a donc vérifié les contraintes en prenant la section d'acier trouvée sous SP₂

$$\sigma'_{b1} = \frac{N}{B'} + \frac{M}{I} \sigma$$

B': section homogénéisée

$$\sigma'_{b2} = \frac{N}{B'} - \frac{M}{I} \sigma > 0$$

I: moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport x-x ou y-y

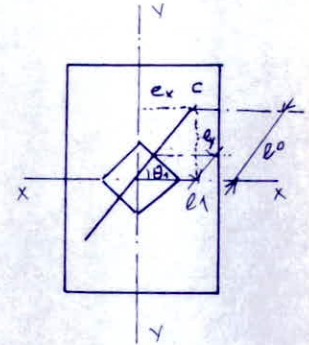


2° Flexion composée déviée

Le poteau est soumis dans ce cas simultanément au 2 moments M_x, M_y et à l'effort normal N .

La contrainte admissible de compression dans le béton est donnée:

$$\begin{cases} \bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b0} & \text{si } e_0 \geq 3e_1 \\ \bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}'_{b0} & \text{si } e_0 < 3e_1. \end{cases}$$



$$e_1 = \frac{ht}{6} (\cos \theta_1 + \sin \theta_1) \quad ; \quad \tan \theta_1 = e_y / e_x$$

- a. section partiellement comprimée ($e_0 > e_1$)

on a utilisé les obliques établies par M.A. ROUSSOPOULOS (trouvé le livre de R. Chambaud. et P. Le Belle. (formulaire de B.A).

Domaine d'application:

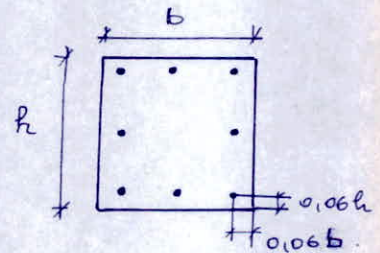
ces obliques sont relatifs aux sections rectangulaires, le nombre d'acier (barres) est le \bar{m} pour les 4 faces du poteau, la distance de la face extérieure du poteau au milieu de l'armature est prise égale à $0,06h$.

- Mode d'emploi des obliques:

C: centre de gravité de coordonnées (e_x, e_y) .

$$e_x = \frac{M_y}{N} \quad ; \quad e_y = \frac{M_x}{N}$$

$$\text{ou calcul} \quad \Sigma_x = \frac{e_x}{b} \quad ; \quad \Sigma_y = \frac{e_y}{h}$$



l'oblique correspondant au nombre de barres / faces et au pourcentage d'acier choisie donne au pt de coordonnées (Σ_x, Σ_y) , les valeurs des paramètres γ et χ , les contraintes seront données par:

$$\sigma'_b = \frac{N}{\gamma b h} \quad \sigma'_a = 15 \chi \bar{\sigma}'_b$$

on vérifie les contraintes $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}_b$ et $\sigma'_a \leq \bar{\sigma}_a$

on se trouve des cas où ces obliques ne sont pas applicables (Σ_x ou $\Sigma_y > 2,5$) dans ce cas on considère le section du poteau soumis dans un sens à une F.C. et dans l'autre sens à une flexion simple, les contraintes

- cumulé (FC + F.S) doivent être inférieures aux contraintes admissibles.

b/ section entièrement comprimée ($e_0 \leq e_1$)

On trouve ces sections sous S_{P1} on vérifie les contraintes en utilisant la formule de RDM.

$$\sigma_b = \frac{N}{B'} + \frac{M_x}{I_x} \frac{h}{2} + \frac{M_y}{I_y} \frac{h}{2}$$

B' : section homogénéisée

I_x : moment d'inertie de la section homogénéisée / x-x

I_y : " " " " " " / y-y

On vérifie que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Poteau D-1.

NIV	Section	$G + 1,2P + T$			$G + P + 1,2\vec{S}I_e + T$			$G + P + 1,2\overleftarrow{S}I_e + T$			$G + P + 1,2\vec{S}I_e + T$		
		M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N
2	T	3,25	2,56	16,44	3,15	6,66	13,227	3,15	8,90	17,85	8,76	1,50	13,362
	B	2,63	1,91	18,04	2,47	6,16	14,827	2,47	6,56	19,45	9,43	1,86	14,962
1	T	2,96	2,76	33,17	2,78	9,63	24,16	2,78	11,30	38,50	13,78	2,77	23,99
	B	1,48	3,76	34,77	1,39	12,28	25,76	1,39	13,16	40,10	18,86	3,79	25,60

NIV	Section	$G + P + 1,2\vec{S}I_e + T$			$0,8G + \vec{S}I_e + T$			$0,8G + \overleftarrow{S}I_e + T$			$0,8G + \vec{S}I_e + T$			$0,8G + \vec{S}I_e + T$		
		M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N
2	T	15,06	1,50	17,72	1,711	5,81	6,79	1,711	7,15	10,65	8,21	0,863	6,91	11,63	1,06	10,54
	B	14,40	1,86	19,32	1,34	4,83	8,39	1,34	5,77	12,25	8,58	1,007	8,51	11,26	1,54	12,14
1	T	19,34	2,77	38,68	1,51	8,14	11,63	1,51	9,20	11,63	12,80	3,12	11,50	15,31	3,12	23,73
	B	21,62	3,79	40,28	0,76	10,33	13,23	0,76	10,87	13,23	16,11	3,90	13,10	17,62	3,90	25,336

Poteau D-2

NIV	Section	$G + 1,2P + T$			$G + P + 1,2\vec{S}I_e + T$			$G + P + 1,2\overleftarrow{S}I_e + T$			$G + P + 1,2\vec{S}I_e + T$		
		M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N
2	T	6,10	0,35	33,31	5,651	10,63	31,68	5,651	10,10	30,74	6,25	0,332	29,10
	B	4,78	0,24	34,91	4,434	8,50	33,28	4,434	8,40	32,34	7,47	0,221	30,16
1	T	5,38	2,636	67	4,99	12,70	64,33	4,99	12,26	61,11	11,57	3,09	55,33
	B	2,69	2,750	68,6	2,50	15,23	65,93	2,50	15,10	62,71	17,74	2,98	56,93

NIV	Section	$G + P + 1,2\vec{S}I_e + T$			$0,8G + \vec{S}I_e + T$			$0,8G + \overleftarrow{S}I_e + T$			$0,8G + \vec{S}I_e + T$			$0,8G + \vec{S}I_e + T$		
		M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N
2	T	17,57	0,332	33,36	2,74	8,80	16,96	2,74	8,40	16,10	7,18	0,21	14,75	12,66	0,21	18,40
	B	7,47	0,221	34,96	2,15	7,16	18,56	2,15	6,92	17,6	7,77	0,154	16,35	12,08	0,154	20,100
1	T	21,55	3,09	70,03	2,43	10,53	34,60	2,43	10,27	31,76	11,40	3,000	27,14	16,20	3,000	39,40
	B	22,73	2,98	71,63	1,21	13,2	36,20	1,21	12,100	33,36	15,66	2,940	28,742	18,10	2,940	40,97

Poteau C-1.

Niv	Section	$G+1,2P+T$			$G+P+1,2\bar{S}I_e+T$			$G+P+1,2\bar{S}I_e+T$			$G+P+1,2\bar{S}I_e+T$		
		M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N
2	T	2,38	2,45	39,12	1,18	5,70	34,30	1,18	9,90	38,90	15,14	2,28	37,86
	B	1,07	2,115	40,72	1,00	4,90	35,90	1,00	7,82	40,50	14,96	1,99	39,50
1	T	1,20	3,58	77,88	1,125	8,80	65,71	1,125	12,00	80,05	19,70	3,45	77,11
	B	0,60	3,35	79,48	0,563	11,91	67,31	0,563	13,53	81,65	23,23	3,42	78,41

Niv	Sections	$G+P+1,2\bar{S}I_e+T$			$0,8G+\bar{S}I_e+T$			$0,8G+\bar{S}I_e+T$			$0,8G+\bar{S}I_e+T$			$0,8G+\bar{S}I_e+T$		
		M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N
2	T	12,78	2,28	35,31	0,62	5,50	17,41	0,62	7,5	21,26	12,25	1,17	18,27	11	1,17	20,40
	B	12,06	1,99	36,91	0,528	4,62	19,01	0,528	5,98	22,86	12,16	1,22	29,87	11,11	1,22	22,00
1	T	17,43	3,45	68,65	0,595	7,91	32,50	0,595	9,43	44,46	16,05	2,70	34,95	14,86	2,70	34,76
	B	22,20	3,42	70,26	0,297	10,22	34,10	0,297	10,98	46,06	19,20	3,85	36,55	18,60	3,85	36,36

Poteau c-2.

Niv	Section	$G+1,2P+T$			$G+P+1,2\bar{S}I_e+T$			$G+P+1,2\bar{S}I_e+T$			$G+P+1,2\bar{S}I_e+T$		
		M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N
2	T	2,43	0,58	77,72	2,252	16,21	72,573	2,252	11,71	71,63	16,21	0,53	70,85
	B	2,046	0,47	79,32	1,896	15,86	74,17	1,896	12,06	73,23	15,86	0,41	72,45
1	T	0,300	2,396	145,5	2,134	20,69	135,83	2,134	16,42	132,6	20,69	2,436	130,06
	B	1,15	2,63	147,1	1,07	23,74	137,43	1,07	21,60	134,2	23,74	2,650	131,66

Niv	Sections	$G+P+1,2\bar{S}I_e+T$			$0,8G+T+\bar{S}I_e$			$0,8G+T+\bar{S}I_e$			$0,8G+\bar{S}I_e+T$			$0,8G+\bar{S}I_e+T$		
		M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N
2	T	11,71	0,53	73,4	1,09	12,72	35,54	1,09	10,55	34,77	12,72	0,27	34,11	10,55	0,27	36,24
	B	12,06	0,41	75,00	0,92	12,55	37,14	0,92	10,71	36,37	12,55	0,21	35,71	10,71	0,21	37,84
1	T	16,42	2,436	138,76	1,04	16,49	64,05	1,04	14,43	61,39	16,49	2,67	59,20	14,43	2,67	66,30
	B	21,60	2,65	140,36	0,52	19,41	65,65	0,52	18,40	63,00	19,41	2,77	60,80	18,40	2,77	67,87

Niv	sections	Poteau C-1						Poteau C-2								
		SP ₁	SP ₂				SP ₁	SP ₂								
			N _{max}	M _{corr}	N _{min}	M _{corr}		M _{max}	N _{corr}	N _{max}	M _{corr}	N _{min}	M _{corr}	M _{max}	N _{corr}	
2	T	N	39,12	38,9	37,86	17,27	17,41	38,90	37,86	77,72	72,573	73,40	34,11	34,77	35,54	70,85
		M _x	2,38	1,18	15,14	12,25	0,620	1,18	15,14	2,43	2,252	11,71	12,72	1,09	1,09	16,24
		M _y	2,45	9,90	2,28	1,17	5,50	9,90	2,28	0,580	16,21	0,53	0,27	10,55	12,72	0,53
		e _x	6,26	25,40	6,02	6,40	31,59	25,44	6,02	0,746	22,33	0,72	0,79	30,34	35,79	0,748
		e _y	6,08	3,03	39,99	67,05	3,56	3,033	39,99	3,13	3,10	15,95	37,29	3,13	3,07	22,88
		e	8,73	25,58	40,44	67,35	31,79	25,62	40,44	3,22	22,54	15,97	37,30	30,50	35,92	22,89
		e ₀	4,72	6,00	5,86	6,11	6,03	6,00	5,86	5,54	5,91	6,39	6,53	6,075	6,16	6,45
	$\bar{\sigma}_6$	131,15	243	243	243	243	243	243	96,69	243	229,7	243	243	243	243	
	B	N	40,72	40,5	39,5	19,01	22,86	40,5	39,5	79,32	74,17	75,00	36,37	35,71	37,14	72,45
		M _x	1,07	1,00	14,96	0,528	0,528	1,00	14,96	2,046	1,896	12,06	0,92	12,55	0,92	15,86
		M _y	2,115	7,82	1,99	4,62	5,98	7,82	1,99	0,47	15,86	0,41	10,71	0,21	12,55	0,41
		e _x	5,19	19,30	5,04	24,30	26,16	19,30	5,04	0,59	21,38	0,547	29,45	0,588	33,79	0,566
		e _y	2,63	2,47	37,87	2,78	2,31	2,47	37,87	2,58	2,56	16,08	2,53	35,14	2,48	21,90
		e	5,81	19,46	38,20	24,46	26,26	19,46	38,21	2,165	21,53	16,07	29,56	35,15	33,78	21,91
e ₀		4,95	5,96	5,93	6,02	6,15	5,96	5,94	5,57	6,00	6,44	6,16	6,57	6,23	6,50	
$\bar{\sigma}_6$	112,93	243	243	243	243	243	243	93,85	243	222,6	243	243	243	243		
1	T	N	77,88	80,05	77,11	32,5	34,95	80,05	77,11	145,5	138,76	135,83	61,39	59,20	64,05	130,06
		M _x	1,20	1,125	19,70	0,595	16,05	1,125	19,70	0,30	16,42	2,134	1,04	16,49	1,04	20,69
		M _y	3,58	12,00	3,45	7,91	2,70	12,00	3,45	2,396	2,436	20,69	14,43	2,67	16,49	2,436
		e _x	4,60	14,99	4,47	24,34	7,73	14,99	4,47	1,65	1,76	15,23	23,51	4,51	25,75	1,87
		e _y	1,54	1,41	25,54	1,83	45,92	1,41	25,55	0,206	11,83	1,57	1,69	27,86	1,62	15,90
		e	4,85	15,06	25,93	24,41	46,57	15,06	25,93	1,663	11,96	15,31	23,57	28,22	25,80	16,00
		e ₀	5,27	6,12	5,76	6,22	5,79	6,12	5,76	5,97	5,87	6,075	6,24	5,81	6,28	6,00
	$\bar{\sigma}_6$	105,84	221,2	243	243	243	238,2	243	88,52	204	223,6	243	243	243	229,5	
	B	N	79,48	81,65	78,71	34,10	36,55	81,65	36,36	147,1	137,43	140,36	63	60,8	65,65	131,66
		M _x	0,60	0,563	23,23	0,297	19,20	0,563	18,60	1,15	1,07	21,60	0,52	19,41	0,52	23,74
		M _y	3,35	13,53	3,42	10,22	3,85	13,53	3,85	2,63	23,74	2,65	18,40	2,77	19,41	2,65
		e _x	4,20	0,689	4,35	29,97	10,53	0,689	10,60	1,79	17,30	1,89	29,21	4,56	29,57	2,012
		e _y	0,75	16,57	29,51	0,771	52,53	16,57	51,16	0,782	0,78	15,4	0,83	31,90	0,792	18,03
		e	4,27	16,58	29,83	29,98	53,58	16,59	52,25	1,953	17,32	15,52	29,22	32,24	29,58	18,14
e ₀		5,75	6,404	5,87	6,481	5,66	6,41	5,64	5,063	6,39	5,98	6,48	5,90	6,49	6,04	
$\bar{\sigma}_6$	101,05	226,35	243	243	243	226,35	243	137,12	231,30	226,53	243	243	243	243		

NIVEAU	sections	Poteau C-1						Poteau C-2							
		S _R						S _R							
2	T	N	38,90	37,186	18,27	17,41	38,90	37,186	72,573	73,40	34,11	34,77	35,54	70,85	
		M _x	1,18	15,14	12,25	0,620	1,18	15,14	2,252	11,71	12,72	1,09	1,09	16,21	
		M _y	9,90	2,28	1,17	5,50	9,90	2,28	16,21	0,53	0,27	10,55	12,72	0,53	
		e _x	25,40	6,02	6,40	31,59	25,44	6,02	22,33	0,72	0,79	30,34	35,79	0,748	
		e _y	3,03	39,99	67,05	3,56	3,033	39,99	3,10	15,95	37,29	3,13	3,07	22,88	
		solli	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C
		$\bar{\omega}\%$	1	2	2	1	1	2	1	1	1	1	1	1	1
		E _x	0,636	0,151	0,160	0,790	0,636	0,151	0,560	0,018	0,020	0,760	0,890	0,019	
		E _y	0,1076	1,07	1,68	0,086	1,00	0,078	0,40	0,93	0,078	0,078	0,078	0,078	0,572
		Y	0,186	0,150	0,10	0,131	0,186	0,150	0,20	0,30	0,138	0,150	0,14	0,20	
	X	1,091	1,15	1,40	1,43	1,091	1,15	0,95	0,61	1,50	1,30	1,43	1,08		
	σ_x	130,71	157,75	114,20	83,06	130,71	157,75	226,8	152,92	154,5	144,9	158,7	221,4		
	σ_y	2139,1	2721,2	2398,2	1781,6	2139	2721	3231	1400	3476	2825	3403	3587		
	B	N	40,5	39,5	19,01	22,86	40,50	39,50	74,17	75,00	36,37	35,71	37,14	72,45	
		M _x	1,00	14,96	0,528	0,528	1,00	14,96	1,896	12,06	0,92	12,55	0,92	15,86	
		M _y	7,82	1,99	4,62	5,98	7,82	1,99	15,86	0,41	10,71	0,21	12,55	0,41	
		e _x	19,3	5,04	24,30	26,16	19,30	5,04	21,38	0,547	29,45	0,588	33,79	0,566	
		e _y	2,47	37,87	2,78	2,31	2,47	37,87	2,56	16,08	2,53	35,14	2,48	21,90	
		solli	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	
		$\bar{\omega}\%$	1	2	1	1	1	2	1	1	1	1	1	1	
E _x		0,48	0,126	0,61	0,654	0,48	0,126	0,54	0,014	0,270	0,015	0,310	0,014		
E _y		0,06	0,95	0,07	0,058	0,06	0,95	0,064	0,402	0,063	0,880	0,062	0,550		
Y		0,25	0,167	0,190	0,185	0,25	0,167	0,22	0,246	0,39	0,145	0,36	0,23		
X	0,825	1,09	1,06	1,11	0,825	1,09	0,825	0,705	0,30	1,45	0,41	0,975			
σ_x	101,25	147,18	62,53	77,23	101,25	147,18	210,7	190,5	58,29	153,92	64,50	196,9			
σ_y	1253	2417	994,3	1286	1253	2417	2608	2014,5	262,3	3348	396,7	2879			

suite de ce niveau. (Niv 1 poteau $\begin{cases} C-1 \\ C-2 \end{cases}$)

Niv	Sections	Suite Poteau C-1.						Suite Poteau C-2.							
		SP						SP							
1	T	N	80,05	77,11	32,15	34,95	80,05	77,11	138,76	135,83	61,39	59,20	64,05	130	
		Mx	1,125	19,70	0,595	16,05	1,125	19,70	16,42	2,134	1,04	16,49	1,04	20,69	
		My	12,10	3,45	7,91	2,70	12,00	3,45	2,436	20,69	14,43	2,67	16,49	2,436	
		Ex	14,99	4,47	24,34	7,73	14,99	4,47	1,76	15,23	23,51	4,51	25,75	1,87	
		Ey	1,410	25,54	1,83	45,92	1,41	25,54	11,83	1,57	1,69	27,86	1,62	15,90	
		solli	P.C	P.C	PC	PC	P.C	PC	Pc	PC	PC	PC	PC	PC	PC
		ω%	1	2	1	2	1	2	2	2	1	2%	1	2	
		Zx	0,137	0,11	0,608	0,19	0,137	0,11	0,044	0,381	0,590	0,113	0,664	0,05	
		Zy	0,035	0,639	0,046	1,15	0,035	0,639	0,296	0,040	0,042	0,700	0,041	0,040	
		Y	0,325	0,240	0,220	0,15	0,325	0,240	0,450	0,386	0,200	0,242	0,189	0,370	
	X	0,56	0,880	0,975	1,21	0,56	0,880	0,300	0,425	1,04	0,920	1,14	0,450		
	σ _b	153,9	200,8	92,33	145,63	153,9	200,8	192,72	219,93	191,84	152,9	211,8	219,6		
	σ _a	1293,1	2650	1350	2643	1293	2650	867,25	1402	2992	2110	3622	1317,6		
	B	N	81,65	78,71	34,10	36,55	81,65	36,36	137,43	140,36	63	60,8	65,65	131,66	
		Mx	0,563	23,23	0,297	19,2	0,563	18,60	1,07	21,60	0,52	19,41	0,52	23,74	
		My	13,53	3,42	10,22	3,85	13,53	3,85	23,74	2,65	18,4	2,77	19,41	2,65	
		Ex	16,57	4,35	29,97	10,53	16,57	10,60	17,30	1,89	29,21	4,56	29,57	2,012	
		Ey	0,689	29,51	0,871	52,53	0,689	51,16	0,780	15,40	0,83	31,9	0,792	18,03	
		sollic	Pc	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	
		ω%	1	2	1	2	1	2	2	2	2	2	2	2	
Zx		0,017	0,11	0,750	0,26	0,017	0,265	0,433	0,0473	0,731	0,114	0,740	0,05		
Zy		0,1410	0,738	0,022	1,31	0,1410	1,30	0,020	0,385	0,021	0,80	0,020	0,450		
Y		0,30	0,222	0,172	0,114	0,300	0,110	0,379	0,370	0,242	0,225	0,239	0,400		
X	0,594	0,92	1,30	1,243	0,594	1,240	0,500	0,466	0,885	1,00	0,896	0,386			
σ _b	170,1	221,6	123,91	200,4	170,1	206,6	226,7	237	162,7	168,9	171,7	205,7			
σ _a	1616,7	3058	2416,3	3736,2	1616,7	3843	1700	1657	2160	2533,3	2307,4	1191			

Niveau	Section	Poteau D-1						Poteau D-2						
		SP ₂						SP ₂						
2	T	N	17,85	17,72	6,79	6,91	17,85	17,72	33,26	31,68	14,75	16,00	31,67	33,26
		M _x	3,15	15,06	1,711	8,21	3,15	15,06	17,57	5,651	7,18	2,74	5,651	17,57
		M _y	8,90	1,50	5,81	0,863	8,90	1,50	0,332	10,63	0,21	8,40	10,63	0,332
		e _x	49,86	8,46	86,00	12,50	49,86	8,47	0,998	33,56	1,42	52,50	33,55	0,995
		e _y	17,65	88,04	25,20	118,8	17,65	84,99	52,83	17,84	48,68	17,10	17,84	52,70
		sollec	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
		$\bar{\omega}\%$	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2
		Σx	1,25	0,21	2,15	0,313	1,25	0,21	0,025	0,839	0,0355	1,31	0,839	0,025
		Σy	0,441	2,20	0,63	2,97	0,44	2,12	1,32	0,446	1,22	0,43	0,446	1,32
		\bar{y}	0,07125	0,0538			0,07125	0,0538	0,125	0,143	0,143	0,10	0,143	0,143
		X	1,50	1,90			1,50	1,90	1,20	1,02	1,27	1,30	1,02	1,27
		σ'_x	156,6	205,86			156,6	205,86	166,3	138,5	64,47	100	138,5	64,47
		σ_x	3523	3911			3523	3911	2993	2120	1228	1950	2120	1228
		N	19,45	19,32	8,39	8,51	19,45	19,32	34,96	32,34	16,35	17,60	18,56	30,60
		M _x	2,47	14,40	1,34	8,58	2,47	14,40	7,47	4,43	7,77	2,15	2,15	7,47
		M _y	6,56	1,86	4,83	1,007	6,56	1,86	0,221	8,40	0,154	6,92	7,16	0,221
e _x	33,7	9,63	57,57	11,83	33,73	9,63	0,632	25,97	0,942	39,32	38,60	0,722		
e _y	12,70	74,53	15,97	100,82	12,70	74,53	21,36	13,70	47,52	12,22	11,58	24,41		
sollec	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC		
$\bar{\omega}\%$	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
Σx	0,843	0,241	1,44	0,800	0,843	0,241	0,016	0,650	0,024	0,983	0,965	0,0181		
Σy	0,32	1,86	0,40	2,52	0,32	1,86	0,534	0,343	1,19	0,806	0,290	0,610		
\bar{y}	0,109	0,080	0,065		0,109	0,080	0,289	0,114	0,117	0,100	0,100	0,200		
X	1,30	1,625	1,600		1,30	1,625	0,925	1,100	1,630	1,40	1,40	1,08		
σ'_x	111,53	150,94	80,67		111,53	150,94	91,42	177,13	87,34	110	110	95,63		
σ_x	2174,74	3679,2	1936,2		2174,74	3679,2	1268,5	2925,5	2135,4	2310	2310	1549		

Niveau	Sections	Suite poteau D-1						Suite poteau D-2						
		SP2						SP2.						
1	T	N	38,68	38,50	11,63	11,50	38,50	38,68	70,03	64,33	29,14	31,76	61,11	39,4
		Mx	19,34	2,78	1,51	12,30	2,78	19,34	21,55	4,09	11,40	2,43	4,99	16,20
		My	2,77	11,80	9,20	3,12	11,80	2,77	3,09	12,70	3,00	10,27	12,26	3,00
		ex	7,16	29,35	79,10	27,13	29,85	7,16	4,41	19,74	11,05	32,30	20,06	7,67
		ey	50	7,22	12,98	106,95	72,21	50	20,77	7,76	42,00	7,65	8,165	41,10
		sollic	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
		$\tilde{w}\%$	2	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2
		Ex	0,179	0,73	1,98	0,68	0,73	0,179	0,11	0,49	0,28	0,81	0,50	0,19
		Ey	1,25	0,181	0,325	2,27	1,81	1,25	0,77	0,194	1,05	0,191	0,204	1,03
		γ	0,139	0,143	0,059	0,060	0,143	0,139	0,20	0,254	0,143	0,175	0,25	0,15
	X	1,27	1,20	1,80	1,40	1,20	1,27	0,95	0,708	1,13	1,00	0,710	1,12	
	σ_b	173,92	168,30	123,2	119,9	168,30	173,92	219	158,30	119	113,4	152,8	164,2	
	σ_s	3313,2	3029	3326,4	2516	3029	3316	3119	1681	2010,6	1701,4	1627	2760	
	B	N	34,77	40,28	13,23	13,10	25,76	25,60	71,63	65,93	28,742	33,36	62,71	40,97
		Mx	1,39	21,62	0,76	16,11	1,39	18,86	22,73	2,50	15,66	1,21	2,50	1,81
		My	13,16	3,79	10,87	3,90	12,28	3,79	2,98	15,23	2,94	12,00	15,00	2,94
		ex	32,82	9,41	82,16	29,77	47,6	14,8	4,16	23,10	10,23	35,97	23,92	7,18
		ey	3,47	53,67	5,74	122,98	5,40	73,80	31,73	3,79	54,48	3,63	3,99	41,42
		sollic	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
		$\tilde{w}\%$	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Ex		0,821	0,235	1,75	0,744	1,19	0,37	0,104	0,58	0,256	0,900	0,600	0,180	
Ey		0,087	1,34	0,144	2,80	0,135	1,845	0,793	0,095	1,362	0,091	0,100	0,111	
γ		0,200	0,117	0,0925	0,590	0,116	0,100	0,200	0,320	0,114	0,175	0,269	0,560	
X	1,03	1,20	1,40	1,40	1,183	1,37	1,00	0,625	1,26	1,06	0,773	0,071		
σ_b	108,7	210,2	84,8	140,1	138,8	160	223,8	56,14	157,6	119,15	145,7	45,73		
σ_s	1680	3784	1781	2943	2463	3288	3358	526,32	2978,2	1894,4	1689,4	48,70		

Pour les valeurs de Σx ou Σy supérieures à 2,5 les abaque de Roussin polars ne donne pas de valeur de χ et ν . on déterminera les contraintes dans ce cas en considérant une flexion composée dans un sens et une flexion simple dans l'autre sens.

NIVEAU	Section	Poteau D1 FLEXION COMPOSÉE		
2	T	N	6,79	6,91
		M	5,81	8,21
		$\tilde{\omega}'$	0,5%	0,50
		K_b	0,14	0,14
		K	28,38	30,34
		σ_b'	64,84	91,63
		σ_b	1840,3	2780
		B	N	8,51
	M		8,58	
	ω'		0,5%	
	K_b		0,14	
	K		29,35	
	σ_b		95,76	
	1	T	N	11,50
M			12,30	
ω'			0,50	
K_b			0,14	
K			29,16	
σ_b'			127,3	
σ_b			3712	

NIV	Sections	Poteau D2 F.S	Poteau D2 F.S		
		M	1,711	0,863	
		$\tilde{\omega}$	0,5%	0,50	
		K	31,90	31,90	
		Z	0,8934	0,8934	
		σ_a	664,8	335,41	
		σ_b	20,80	10,51	
			M	1,007	
			$\tilde{\omega}$	0,50	
	K		31,90		
	Z		0,8934		
		M	3,12		
		$\tilde{\omega}$	0,50		
K		31,90			
Z		0,8934			
	σ_b	12,12			

* Contraintes cumulées :

	cte F.C	cte F.S	cte cumulée
σ_b'	64,84	20,80	85,64
σ_a	1840,3	664,8	2505,1
σ_b'	91,63	10,51	102,14
σ_a	1780	335,41	3115,4
σ_b'	95,76	12,12	108,03
σ_a	2810	391,4	3201,4

* Détermination des contraintes sous S.P.I.

- Section P.C.

	Poteau D-1.				Poteau D-2.			Poteau C-1
N	16,144	18,104	33,17	34,77	33,31	34,91	67	39,12
M _x	3,25	2,63	2,96	1,48	6,10	4,78	5,38	2,38
M _y	2,56	1,91	2,76	3,76	0,350	0,124	2,636	2,45
e _x	15,60	10,60	8,32	10,81	1,05	0,687	3,93	6,26
e _y	19,8	14,60	8,92	4,26	18,31	13,69	8,03	6,08
$\bar{\omega}$	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%
Σx	0,39	0,265	0,208	0,27	0,026	0,0172	0,098	0,157
Σy	0,495	0,365	0,223	0,107	0,458	0,342	0,200	0,152
\bar{y}	0,143	0,200	0,310	0,350	0,270	0,350	0,420	0,500
\bar{x}	1,00	0,770	0,480	0,410	0,750	0,510	0,240	0,140
σ'_b	77,85	56,140	66,88	62,10	77,11	62,34	99,70	48,90
σ_a	1078	651,42	482	382	867,4	476,9	359	102,70

- Section entièrement comprimée :

les contraintes sont déterminées à l'aide des formules de RDM

(section homogène).

$$\sigma'_{b1} = \frac{N}{B' + nA} + \frac{M_x \vartheta'_y}{I_{xx'}} + \frac{M_y \vartheta'_x}{I_{yy'}} ; \quad \sigma'_{b2} = \frac{N'}{B' + nA} - \frac{M_x \vartheta'_y}{I_{xx'}} - \frac{M_y \vartheta'_x}{I_{yy'}}$$

$$\vartheta'_y = \vartheta'_x = \frac{h}{2} = 20 ;$$

$$I_{x-x'} = 40 \times \frac{40^3}{12} + 2 \times 15 \times 32 \times 16^2 = 4,59 \cdot 10^5 = I_{y-y'}$$

$$\frac{\vartheta'_y}{I_{x-x}} = \frac{\vartheta'_x}{I_{y-y}} = \frac{20}{4,59 \cdot 10^5} = 4,36 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^3 ; \quad B' + nA = 1600 + 15 \times 32 =$$

$$B_0 = B' + nA = 2080 \text{ cm}^2.$$

	Poteau D-2		Poteau C-2.				Poteau C-1			
N	67	68,6	77,72	79,32	145,50	147,10	39,12	40,72	77,88	79,48
M _x	5,38	2,69	2,43	2,046	0,300	1,15	2,38	1,07	1,20	0,600
M _y	2,636	2,75	0,580	0,147	2,396	2,63	2,45	2,115	3,58	3,350
σ'_{b1}	67,16	56,70	50,50	49,89	81,71	87,20	39,87	33,46	58,28	55,43
σ'_{b2}	< 0	9,26	24,24	26,38	58,20	54,24	< 0	5,69	16,60	20,99
soll:	P.C	EC	EC	EC	EC	EC	PC	EC	EC	EC

Toutes les contraintes calculées sont inférieures aux contraintes admissibles

* Choix des sections d'aciers :

On adoptera le même ferrailage pour tous les poteaux

$w = 2\%$ $A = 32 \text{ cm}^2$ (8T25 $A = 39,27 \text{ cm}^2$)

on majore la quantité d'acier obtenue en que les
obques utilisées donne les distances d'enrobage
de $2,4 \text{ cm}$ alors que il est égal à $3,35 \text{ cm}$.



* Calcul des armatures transversales :

espacement maximum

RPA 81 ,

CCBA 68

$$\left\{ \begin{array}{l} s < \min (10 \phi_e, 15 \text{ cm}) \quad \text{Zone nodale.} \\ s < 12 \phi_e \quad \text{Zone courante.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} s < \dots (k_1, k_2) \quad \text{Zone courante} \\ \gamma \geq 3 \\ \gamma \geq 0,4 \frac{\phi_e^2 \sigma_{en,1}}{\phi_e^2 \sigma_{en,t}} \quad \text{Zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

Niveau	Poteau.	S CCBA 68		S RPA 81		S adopté		$T(t)$	$A_{t \text{ min}}$		$A_{t \text{ adopté}}$	
		Zone nodale	Zone courante	Z N	Z C	Z N	Z C		Z N	Z C	Z N	Z C
2	D1	$\gamma = 3$	60,8	15	24	15	20	15,30	2,4	3,2	3,14	3,14
	D2	$\gamma = 3$	64,9	"	"	"	"	17,48	"	"	"	"
	C1	$\gamma = 3$	56,15	"	"	"	"	14,78	"	"	"	"
	C2	$\gamma = 3$	52,05	"	"	"	"	15,76	"	"	"	"
1	D1	$\gamma = 3$	64,94	15	24	15	20	21,00	2,4	3,2	3,14	3,14
	D2	$\gamma = 3$	55,15	"	"	"	"	22,60	"	"	"	"
	C1	$\gamma = 3$	52,00	"	"	"	"	21,05	"	"	"	"
	C2	$\gamma = 3$	32,44	"	"	"	"	21,81	"	"	"	"

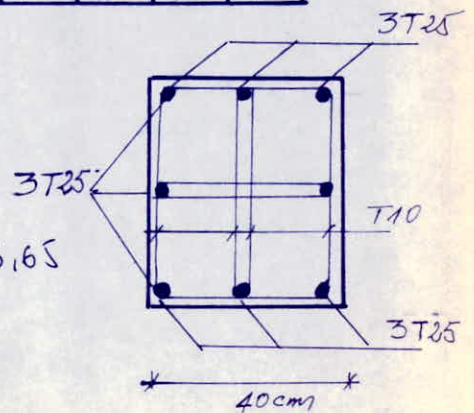
* Résistance à l'effort tranchant

$\sigma_b = n \frac{T_{col}}{b \cdot z} < \bar{\sigma}_b = 0,15 \sigma_{28}$

$(n T_{col})_{\text{max}} = 22,60 \cdot 10^3$; $b \cdot z = 40 \times \frac{7}{8} \times 36,65$

$\sigma_b = 17,62 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 40,5 \text{ kg/cm}^2$

vérifié.



LONGRINES

Les longrines seront calculées conformément à l'article 4-2-3-3 du RPA81

Les longrines doivent pouvoir équilibrer une force axiale de traction ou de compression au moins égale à 10% de la grande charge verticale.

Dans notre cas $N^{\max} = 140,36 \text{ t} \Rightarrow N = \frac{N^{\max}}{10} = 14,04 \text{ t}$

on prendra des longrines $30 \times 40 \text{ cm}^2$

$$A' = \frac{N - B \bar{\sigma}_{b0}}{15 \bar{\sigma}'_{b0}} < 0$$

$$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{14,04 \cdot 10^3}{2800} = 5,01 \text{ cm}^2$$

on prendra 6 T12 $A = 6,78 \text{ cm}^2$

Armatures transversales 1 couche + 1 épingle $\phi 8$ tous les 20 cm

condition de non fissuration

$$\sigma_2 = 2840 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \quad \text{vérifié}$$

condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 \times 30 \times 35 \times \frac{5,9}{2800} = 1,53 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

FONDACTIONS

1°/ Données du rapport du sol

a/ pour la détermination de la charge portante

sol: argile rouge forcée humide dure granuleuse

densité sèche $\gamma_d = 1,76 \text{ g/cm}^3$

teneur en eau $w = 19,5\%$

cohésion non consolidée non drainée $c_u = 3 \text{ kN/m}^2$

angle de frottement interne non drainée $\phi_u = 27^\circ$

ces données ont été déterminées à partir de l'essai triaxial

b/ pour l'évaluation du tassement

pression de préconsolidation $f_c = 1,20 \text{ kg/cm}^2$

indice de compressibilité $c_c = 0,07$

indice des vides initial $e_0 = 0,58$

$\gamma_d = 1,76 \text{ g/cm}^3$

ces valeurs ont été déterminées à partir de l'essai oedométrique

2°/ Type de pieux.

Les pieux que nous allons étudier sont des pieux isolés. Ce type de pieu a été choisi car que les poteaux sont suffisamment espacés et que la contrainte admissible dépasse 2 bars; on n'a pas à craindre l'interférence de 2 pieux voisins

3°/ Calcul

Le calcul se fait pour S_{P1} et vérifié pour S_{P2} . La pieu est soumise à un effort Normal Q et à 2 moments M_L et M_B .

a/ Dimensionnement des pieux.

$$\left. \begin{array}{l} B \times L \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_s} \\ B = L \end{array} \right\} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{Q}{\bar{\sigma}_s}} \quad h: \text{hauteur utile} \geq \frac{B-b}{4}$$

$$e \geq 6\phi + 6$$

$$e \geq \frac{ht}{3} = \frac{ht}{2}$$

b/ Vérification du poinçonnement de la pieu

$$\frac{1,5(Q-Q_1)}{P_c h t} < 1,2 \bar{\sigma}_b$$

P_c = périmètre d'un contour homothétique de celui du poteau prise à mi-épaisseur de la pieu et à une distance $\frac{ht}{2}$ de ce dernier

Q_1 = réaction du sol appliquée sur l'axe délimitée par P_c .

c/ Détermination de la contrainte admissible

pour déterminer les contraintes au niveau du sol on tient deux compte du poids des terres au-dessus des fondations, du poids de la fondation. La contrainte admissible est déterminée à partir de la formule du DTU

$$\bar{\sigma}_s = \gamma_1 D + \frac{P \gamma_1 N_0 + D(N_0 - 1) \gamma_1 + (1 + 0,3 B'/L) C N_c}{F_s}$$

$$\gamma_1 : \text{densité humide du sol} = \gamma_d(1+w)$$

$$\begin{cases} N_s : \text{tensé de surface} = 13,9 \\ N_q : \text{tensé de profondeur} = 13,2 \\ N_c : \text{de cohésion} = 24 \end{cases}$$

$$\beta = \frac{B'}{2(1 + \frac{B'}{L})} \quad \begin{array}{l} B \text{ et } L \text{ sont les} \\ \text{dimensions utiles de} \\ \text{la seuille} \end{array}$$

$$D : \text{ancrage} = 2m$$

$$\begin{aligned} L' &= L - 2e_L \\ B' &= B - 2e_B \end{aligned}$$

d/ Détermination de la contrainte dans le sol.

* si le centre de pression se trouve à l'intérieur du noyau central ($\frac{B}{6}, \frac{L}{6}$)
Les contraintes sont données:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B \times L} \left(1 \pm \frac{6e_L}{L} \pm \frac{6e_B}{B} \right)$$

Il faudra vérifier que

$$\textcircled{1} \begin{cases} \sigma_1 < 1,33 \bar{\sigma}_s & \text{sous } SP_1 \\ \sigma_1 < (1,33)^2 \bar{\sigma}_s & \text{sous } SP_2 \end{cases}$$

$$\textcircled{2} \begin{cases} \sigma(\frac{L}{4}, \frac{B}{4}) < \bar{\sigma}_s & \text{sous } SP_1 \\ \sigma(\frac{L}{4}, \frac{B}{4}) < 1,33 \bar{\sigma}_s & \text{sous } SP_2 \end{cases}$$

$$\sigma(\frac{L}{4}, \frac{B}{4}) = \frac{Q}{B \times L} + \frac{M_L \times B/4}{I_L} + \frac{M_B \times L/4}{I_B}$$

* si le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, la contrainte maximale au coin est donnée par l'abaque trouvé dans le formulaire de béton armé de M. CHAMBAUD et LEBELLE

En fonction de $\frac{e_L}{L}$ et $\frac{e_B}{B}$, on détermine le coefficient K qui est le rapport de la contrainte maximale à la contrainte moyenne $\frac{Q}{B \times L}$

$$\sigma_{\max} = K \frac{Q}{B \times L}, \text{ il faudra vérifier que } \sigma_{\max} < 1,33^2 \bar{\sigma}_s.$$

e/ Détermination de la section d'armatures:

Pour les sections entièrement comprimées on appliquera la méthode des Brillès

Pour les sections partiellement tendues on appliquera la méthode des consoles on ne tiendra pas compte du poids de la fondation et du poids des terres au dessus de la fondation

Il n'est pas nécessaire de calculer la section d'acier pour SP_2 si $Q(SP_2) < Q(SP_1) \times 1,5$

4°/ Evaluation des tassements.

o/ on suppose que:

- La répartition des contraintes en profondeur suit la théorie de Boussinesq
- Le matériau se comporte vis à vis du tassement selon les courbes oedométriques
- Le tassement se calcule en utilisant la formule:

$$\Delta h = h c_c \log \left(1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma_0} \right)$$

pour avoir une bonne précision du tassement de la seuille en son centre on découpera le sol en tranches horizontales depuis la cote 0 sous la seuille jusqu'à une profondeur telle que l'écartissement des contraintes devient

negligeable

Le tassement Δs_i de la couche d'épaisseur H_i est égal à $H_i c_c \log\left(1 + \frac{\Delta \sigma_{vi}}{\sigma_{vi}}\right)$

Le tassement total $= \sum_{i=1}^n \Delta s_i = s$

Le tassement admissible est de l'ordre de 5cm.

b/ Tassements différentiels.

$$\delta = \frac{\Delta s}{L}$$

Δs : variation du tassement entre 2 semelles d'une même file

L : distance entre ces 2 semelles

$$\delta < \frac{1}{500}$$

Détermination des contraintes et des armatures (sous S_{P1}).

	semelle 1	semelle 2	semelle 3	semelle 4	semelle 5	semelle 6
$Q(t)$	72,30	43,7	79,48	147,1	201,51	113,02
$M_L (tm)$	6,13	6,13	0,6	1,15	2,69	1,48
$M_B (tm)$	9,38	9,24	3,35	2,63	7,04	10,34
$B = L (cm)$	280	280	200	250	300	280
$h (cm)$	55	55	40	55	65	60
$h_t (cm)$	60	60	45	60	70	65
$e (cm)$	20	20	15	25	25	25
$Q_T = Q + \pi(f + r)$	117,67	89,07	98,33	177	246,33	152,02
$e_L (cm)$	5,21	10,37	0,610	0,650	1,092	0,974
$e_B (cm)$	7,97	14,03	3,41	1,49	2,86	6,80
$L' (cm)$	269,60	259,30	198,80	248,7	297,82	278,06
$B' (cm)$	264,06	251,94	193,20	247,02	294,28	266,04
$\bar{\sigma}_s (kg/cm^2)$	3,11	3,07	2,92	3,05	3,16	3,11
$\sigma_1 (kg/cm^2)$	1,93	1,73	2,75	2,98	2,95	2,26
$\sigma_2 (kg/cm^2)$	1,08	0,542	2,16	2,69	2,52	1,61
$\sigma(1/4, B/4)$	1,72	1,43	2,60	2,91	2,84	2,69
$1,33 \bar{\sigma}_s$	4,14	4,08	3,88	4,06	4,20	4,14
Q'	96,51	74	85,85	156,4	210,8	160,14
A_L	17,45	12,61	15,33	26,66	37,64	28,59
A_B	17,45	12,61	15,33	26,66	27,5	20,26
$A_L \text{ adpté}$	18,08 (16T12)	13,56 (12T12)	15,82 (14T12)	27,74 (18T14)	38,50 (25T14)	29,26 (19T14)
$A_B \text{ adpté}$	18,08 (16T12)	13,56 (12T12)	15,82 (14T12)	27,74 (18T14)	27,72 (18T14)	21,56 (14T14)
P_c	500	500	340	400	440	420
$1,5 \frac{Q - Q_c}{P_c K}$	3,94	2,185	7,79	7,35	8,14	6,21
$1,2 \bar{\sigma}_B$	8,4	8,4	8,4	8,4	8,4	8,4

Determination des contraintes et des cumatues, mms SP₂

	semelle 1	semelle 2	semelle 3		semelle 4	
Q _T	99,53	68,47	97,16	58,4	90,66	167,3
M _L	9,38	9,24	3,42	3,85	2,77	1,07
M _B	72,82	70,0	23,3	19,2	19,41	23,74
e _L	9,42	13,44	3,52	6,95	3,06	0,64
e _B	73,16	102,2	23,90	32,88	21,41	14,20
L'	261,16	253,12	192,96	186,1	243,9	248,7
B'	133,68	95,6	152,2	134,26	207,2	221,6
$\bar{\sigma}_s$	2,90	2,74	2,85	2,81	2,98	3,00
σ_1			4,43		2,30	3,53
σ_2			0,431		0,6	1,62
$\sigma(4,8/4)$			3,43		1,875	3,05
σ_{max}	3,56	4,99		3,18		
$1,33\bar{\sigma}_s$	3,86	3,64	3,79	3,73	3,96	4,06
$(1,33)^2\bar{\sigma}_s$	5,13	4,85	5,04	4,91	5,271	5,4
A _L	17,76	23,76	< A(SP ₁)	< A(SP ₁)	< A(SP ₁)	< A(SP ₁)
A _B	17,76	23,76	< A(SP ₁)	< A(SP ₁)	< A(SP ₁)	< A(SP ₁)
A _{L adopté}	16 T12 (18,08)	22 T12 (24,86)				
A _{B adopté}	16 T12 (18,08)	22 T12 (24,86)				
e _{L/L}	0,031	0,048		0,035		
e _{B/L}	0,241	0,365		0,16		
K	2,8	5,722		2,18		

Les semelles 5 et 6 sont liés respectivement à 2 poteaux, Les semelles sont centrées mms la résultante Q(SP₁) des charges apportés par les poteaux, Les efforts Q(SP₂) sont excentrés de e_L et e_B qui sont les distances entre les frontonis de Q(SP₁) et Q(SP₂)
 l'excentricité totale sera $\begin{cases} e_L = e'_L (\text{moment}) + e_{L0} \\ e_B = e'_B (\text{moment}) + e_{B0} \end{cases}$

	semelle 5	semelle 6
Q _T	192	150,3
M _L	1,21	10,37
M _B	78,33	87,49
e _{L0}	0	0
e _L	6,48	3,13
e _B	46,58	61,45
L'	293,54	266,2
B'	206,84	157,1
$\bar{\sigma}_s$	3,01	2,90
σ_1	4,26	
σ_2	0,0081	
$\sigma(4,8/4)$	3,19	
σ_{max}		4,93
$1,33\bar{\sigma}_s$	4,0	3,77
$(1,33)^2\bar{\sigma}_s$	5,4	5,13
A _{L; A_B}	< A(SP ₁)	< A(SP ₁)
e _{B/B}		0,22
e _{L/L}		0,0246
K		2,57

Evaluation du tassement

a/ semelle 1:

La contrainte supplémentaire apportée au sol par la fondation = $\sigma - \sigma_D = 1,5 - 0,42 = 1,1 \text{ kg/cm}^2$

Où tant $\frac{Q_T}{B \times L}$

$$B = 280 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{supplémentaire}} = 1,1 = \Delta \sigma_s$$

z_i (m)	$\alpha_i = \frac{z_i}{B}$	K_{oi}	$4 K_{oi}$	$\Delta \sigma_i$ (kg/cm ²)	σ_{oi} (kg/cm ²)	Δs_i (cm)
1	0,714	0,210	0,839	0,923	0,63	1,00
3	2,14	0,077	0,308	0,339	1,05	0,60
5	3,57	0,036	0,144	0,158	1,47	0,400
7	5	0,020	0,08	0,088	1,89	0,180

$$\Delta s_{\text{total}} = \sum \Delta s_i = 2,18 \text{ cm}$$

b/ semelle 2

$$B = 280$$

$$\Delta \sigma = 0,72 \text{ kg/cm}^2$$

z_i	$\alpha_i = \frac{z_i}{B}$	K_{oi}	$4 K_{oi}$	$\Delta \sigma_i$ (kg/cm ²)	σ_{oi} (kg/cm ²)	Δs_i (cm)
1	0,714	0,210	0,839	0,604	0,63	0,107
3	2,14	0,077	0,308	0,22	1,05	0,218
5	3,57	0,036	0,144	0,104	1,47	0,263
7	5	0,020	0,08	0,0576	1,89	0,116

$$\Delta s = 0,704 \text{ cm}$$

c/ semelle 3

$$B = 200$$

$$\Delta \sigma = 2,04$$

z_i	α_i	K_{oi}	$4 K_{oi}$	$\Delta \sigma_i$	σ_{oi}	Δs_i
1	1	0,175	0,70	1,43	0,63	2,08
3	3	0,045	0,18	0,37	1,05	0,64
5	5	0,020	0,08	0,16	1,47	0,397
7	7	0,010	0,04	0,082	1,89	0,103

$$\Delta s = 3,22 \text{ cm}$$

d/ semelle 4

$$B = 250$$

$$\Delta \sigma = 2,4 \text{ kg/cm}^2$$

z_i	α_i	K_{oi}	$4 K_{oi}$	$\Delta \sigma_i$	σ_{oi}	Δs_i
1	0,8	0,203	0,812	1,95	0,63	2,64
3	2,4	0,064	0,256	0,61	1,05	1,14
5	4,0	0,027	0,108	0,26	1,47	0,614
7	5,6	0,0158	0,063	0,15	1,89	0,194

$$\Delta s = 4,6 \text{ cm}$$

e/ semelle 5

$$B = 280 \quad \Delta \sigma = 1,52$$

z_i	α_i	K_{oi}	$4 K_{oi}$	$\Delta \sigma_i$	σ_{oi}	Δs_i
1	0,714	0,210	0,839	1,28	0,63	1,79
3	2,14	0,077	0,309	0,468	1,05	0,904
5	3,57	0,036	0,144	0,219	1,47	0,534
7	5	0,020	0,08	0,122	1,89	0,241

$$\Delta s = 3,47 \text{ cm}$$

seuille 5

$$B = 300 \quad \Delta\sigma = 2,32 \text{ kg/cm}^2$$

γ_i	d_i	K_{oi}	$4K_{oi}$	σ_{oi}	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma_i$
1	0,667	0,215	0,860	0,63	2,00	2,70
3	2	0,084	0,336	1,05	0,780	1,32
5	3,33	0,0391	0,156	1,47	0,362	0,647
7	4,67	0,0223	0,089	1,89	0,206	0,238

$$\Delta\sigma_{\text{total}} = 4,905 \text{ cm}$$

Tous les tassements calculés sont inférieurs à 5 cm (tassement admissible)

* Tassements différentiels:

$$\bar{\delta} < \frac{1}{250} \text{ selon Terzaghi.}$$

seuilles	L (cm)	$\Delta\sigma$ (cm)	$\delta = \Delta\sigma/L$
1 et 2	600	1,476	1/406
3 et 4	600	1,38	1/434
5 et 6	600	1,436	1/417
5 et 1	2000	2,725	1/733
5 et 4	860	0,365	1/2356
2 et 6	2000	2,765	1/723
6 et 4	860	0,249	1/3453

$$\delta < \bar{\delta} = \frac{1}{250} \text{ vérifié}$$

$\Delta\sigma$ est la différence entre les tassements des 2 seuilles

BIBLIOGRAPHIE

- Regles techniques CCBA 68
- Regles parasismiques RPA 81
- Bulletin du CTC n°5 1980
- Le calcul et la verification des ouvrages en Beton arme (Ichaum)
- cours de Beton III Belazougchi
- traité de Beton armé tome 4 GUERRIN
- Aide memoire du beton armé Davidovici
- Calcul pratique des ossatures en Beton armé (A FUETES)
- FORMULAIRE de beton armé CHAMBAUD et LEBELLE
- Fondations et ouvrages en terre Philliponnat

