

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Genie - Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

HALL D'UN MARCHE  
EN IBETON ARME

Proposé par :  
M. CRAINEK

Etudié par :  
SADEK J.  
ABOULTAIF I.

Dirigé par :  
M. CRAINEK



PROMOTION : JUIN 84



## REMERCIEMENTS /

Nous tenons à remercier vivement Monsieur CRAINEK qui nous a aidés et conseillés.

Nous remercions tous les Professeurs de l'E.N.P qui ont contribué à notre Formation.

Nous remercions aussi tous ceux qui ont contribué, de loin ou de près, au succès du projet.

Enfin nous ne saurions oublier la solidarité active que l'ALGERIE à toujours manifesté à l'égard de la Lutte que mène notre Peuple depuis dix ans. Cette solidarité qui s'est concrétisé aussi par l'accueil des centaines d'Etudiants Libanais dans les universités Algériennes afin qu'ils puissent continuer leur Formation dans les meilleurs conditions.

TABLE DES MATIERES.

Chapitre - I -

- Présentation de l'Ouvrage .
- Caractéristiques des Matériaux.

Chapitre - II -

- Théorie de la Membrane.
- 1) Généralités.
- 2) Calcul des Forces de Membrane des Coques  
Cylindriques.

Chapitre - III -

- Calcul des Eléments.
- 1) Calcul de la Coque.
- 2) Calcul de la Poutre Loison.
- 3) Calcul de la Poutre en Arc.
- 4) Calcul du Poteau.
- 5) Calcul du Poteau Fretté.

Chapitre - IV -

- Les Fondations.
- 1) Détermination du Rapport du Sol.
- 2) Calcul des Tassements.
- 3) Calcul des Semelles.

Chapitre - I -

Introduction

- PRESENTATION -

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude et le Calcul des éléments résistants d'un hall d'un marché.

Il sera implanté à Annaba zone de faible sismicité.

L'assutire :

Il sera constitué de voile mince cylindrique d'épaisseur 7 cm et des poutres cloisons et poutres en arc.

Dimension :

La longueur du marché est 40,00 m, sa largeur est 30,00 m, la hauteur totale du niveau 0,00 est 9,00 m.

CARACTERISTIQUES MACANIKUES DES MATERIAUX CONSTITUANT LE B.A.

1) Béton Armé :

Le béton utilisé sera conforme aux règles techniques de conceptions et de calcul des ouvrages en béton armé.

Le béton armé est dosé à 350 kg /m<sup>3</sup> de ciment C.P.A

Il sera implanté à Annaba zone de faible sismicité.

L'assutire :

325/250 avec contrôle atténué. Les règles CC BA fixent les résistances nominales suivantes :

Résistance nominale de compression après 28 jours :  
 $f_{c28} = 275 \text{ kg/cm}^2$ .

Résistance nominale de traction  $f_{t28} = 23,7 \text{ kg/cm}^2$

2) Contrainte admissible de compression :

La contrainte admissible du béton: désignée par  $\sigma'_b$  est une fraction de sa résistance nominale à 28 jours.

$$\sigma'_b = \rho'_b f_{c28} \text{ avec } \rho'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon.$$

$\alpha = 1$  ciment de classe 325.

$\beta = 5/6$  sur le chantier le contrôle atténué

$\gamma$  : dépend des épaisseurs relatives des éléments et de la grosseur des granulats utilisés. On a  $h.m > 4 \text{ Cg} \rightarrow \gamma = 1$ .

$\delta$  : dépend de la distribution des contraintes dans la section.

$\delta = 0,3$  pour la compression simple

$\delta = 0,6$  pour la flexion simple

cas de la flexion composée :

\* L'effort normal est une traction

$$\delta = 0,6$$

\* L'effort normal est une compression

$$\delta = \min \left[ 0,6 ; 0,3 \left( 1 + \frac{e_0}{3e_s} \right) \right]$$

Avec :  $e_0$  = excentricité des forces extérieures par rapport au centre de gravité de la section totale du béton seul.

$e_s$  = distance limite du noyau central au centre de gravité de la section totale du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

$\epsilon$  : dépend de la sollicitation et de la forme de la section.

$\epsilon = 1$  si la sollicitation est une compression simple quelle que soit la forme de la section.

dans les autres cas on attribue à  $\epsilon$  la valeur numérique nominale mais au plus égale à 1, qui soit compatible avec la condition que la contrainte moyenne du béton de la section tendue homogène si elle est entièrement comprimée, ou du béton de la zone comprimée de la section homogène réduite si la première n'est pas entièrement comprimée ne dépasse pas la contrainte admissible pour la compression simple  $0,5 < \epsilon < 1$ .

3) Compression Simple :

$$\bar{\sigma}'_{b0} = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_{28}$$

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

4) Flexion Simple :

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

pour une flexion simple ou flexion composée avec traction pour une section rectangulaire

$$\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

5) Contrainte de traction de référence :

La contrainte de traction de référence est prise égale à une fraction de la résistance à la compression normale " $\sigma'_{28}$ " du béton.

$$\bar{\sigma}'_b = P_b \sigma'_{28} \text{ avec } P_b = \alpha \beta \gamma \theta$$

$\alpha, \beta, \gamma$  ont les mêmes significations que précédemment.

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,018 + \frac{2,1}{275} = 0,0257 \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

6) Aciers :

Les aciers généralement utilisés pour le béton armé sont :

- Aciers doux AD x de nuances Fe E 24.
- Aciers haute adhérence de nuance Fe E 40.

a) Contrainte admissible en traction .

$$\bar{\sigma}_a = \beta_a \sigma_{en}$$

$\beta_a = 2/3$  pour les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre.

$\sigma_{en}$  la limite d'élasticité nominale

a - 1 Aciers doux ou ronds lisses :

$$Fe\ 24 \rightarrow \sigma_{en} = 2400\text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600\text{ kg/cm}^2.$$

a - 2 Aciers à haute adhérence :

$$\emptyset \leq 20\text{mm} \rightarrow \sigma_{en} = 4200\text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800\text{ kg/cm}^2.$$

$$\emptyset > 20\text{mm} \rightarrow \sigma_{en} = 4000\text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2670\text{ kg/cm}^2.$$

a - 3. treillis soudés :

$$\text{pour } \emptyset \leq 6\text{mm} \rightarrow \sigma_{en} = \sigma'_{en} = 5300\text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{pour } \emptyset > 6\text{mm} \rightarrow \sigma_{en} = \sigma'_{en} = 4500\text{ kg/cm}^2$$

7) Contraintes admissibles imposées par les conditions de Fissuration :

Les valeurs à considérer pour  $\bar{\sigma}_a$  sont limitées par la plus grande des valeurs suivantes :

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\emptyset} \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10\tilde{w}_f} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\emptyset} K \bar{\sigma}_b}$$

avec  $K$  = Coefficient des conséquences de fissuration sur le comportement de l'ouvrage.

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

$K = 10^6$  fissuration nuisible

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

$\eta$  = Coefficient de fissuration :

= 1 pour les aciers doux

= 1,6 pour les aciers à haute adhérente.

$\emptyset$  = le diamètre en mm de la plus grande barre tendue

$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f}$  avec A = section totale des barres tendues

$B_f$  = section d'enrobage des barres tendues

$\bar{\sigma}_b$  = contrainte de traction de référence du béton

pour limiter la fissuration on doit avoir :

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max (\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right.$$

Chapitre - II -

THEORIE DE LA MEMBRANE.

I ) Généralité :

Nous appellerons  $h$  l'épaisseur de la coque toujours petite devant ses autres dimensions et devant ses rayons de courbure.

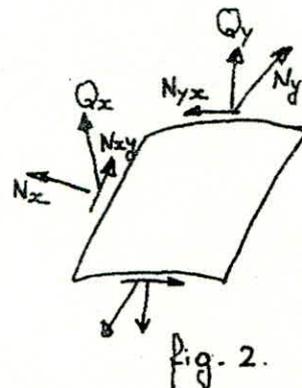
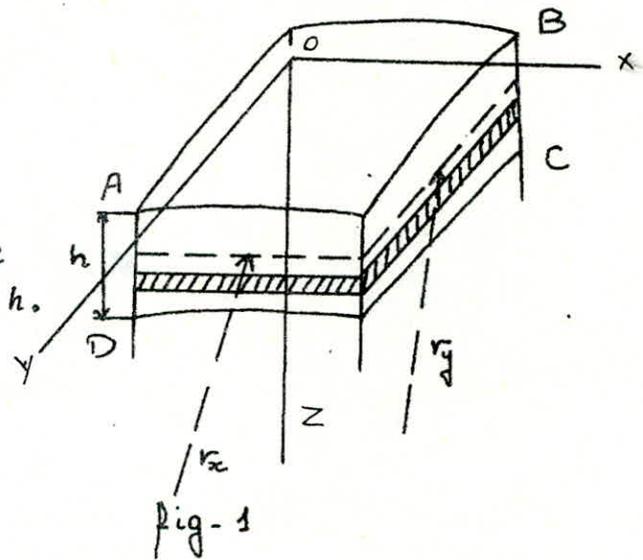
La surface passant au milieu de l'épaisseur de la coque est la surface moyenne.

La coque est géométriquement définie par sa surface moyenne, par son épaisseur  $h$ .

Pour analyser les forces internes nous découperons dans la coque un élément infiniment petit de limite par deux paires de plans voisins, normaux à la surface moyenne et contenant les courbures principales, (fig-1.)

nous prendrons les axes de coordonnées  $x$  et  $y$  tangents en  $O$  aux lignes de courbures principales l'axe  $Z$  étant normal à la surface moyenne.

Les contraintes agissant sur les faces planes de l'élément sont



décomposées suivant les directions des axes de coordonnées et leurs composantes dénommées,  $\overline{\sigma}_x, \overline{\sigma}_y, \overline{\tau}_{xy} = \overline{\tau}_{yx}$ ; les forces résultantes par unité de longueur des sections normales (fig-2), sont :

$$N_x = \int_{-\frac{h}{z}}^{+\frac{h}{z}} \overline{\sigma}_x \left(1 - \frac{z}{y}\right) dz, \quad N_y = \int_{-\frac{h}{z}}^{+\frac{h}{z}} \overline{\sigma}_y \left(1 - \frac{z}{x}\right) dz \quad (1)$$

$$N_{xy} = \int_{-\frac{h}{z}}^{+\frac{h}{z}} \overline{\tau}_{xy} \left(1 - \frac{z}{y}\right) dz, \quad N_{yx} = \int_{-\frac{h}{z}}^{+\frac{h}{z}} \overline{\tau}_{yx} \left(1 - \frac{z}{x}\right) dz \quad (2)$$

$$O_x = \int_{-\frac{h}{z}}^{+\frac{h}{z}} \overline{\tau}_{xyz} \left(1 - \frac{z}{y}\right) dz; \quad O_y = \int_{-\frac{h}{z}}^{+\frac{h}{z}} \overline{\tau}_{yz} \left(1 - \frac{z}{x}\right) dz \quad (3)$$

L'épaisseur  $h$  est très petite devant les rayons  $r_x$  et  $r_y$ , nous négligerons les termes  $z/r_x$  et  $z/r_y$ ,  $N_{xy} = N_{yx}$ .

$N_{xy} = N_{yx}$ .

Les moments de flexion et de torsion, par unité de longueur de section normale, ont pour expression :

$$M_x = \int_{-\frac{h}{z}}^{+\frac{h}{z}} \overline{\sigma}_x z \left(1 - \frac{z}{r_y}\right) dz, \quad M_y = \int_{-\frac{h}{z}}^{+\frac{h}{z}} \overline{\sigma}_y z \left(1 - \frac{z}{r_x}\right) dz \quad (4)$$

$$M_{xy} = \int_{-\frac{h}{z}}^{+\frac{h}{z}} \overline{\tau}_{xy} z \left(1 - \frac{z}{r_y}\right) dz, \quad M_{yx} = \int_{-\frac{h}{z}}^{+\frac{h}{z}} z \left(1 - \frac{z}{r_x}\right) dz \quad (5)$$

En considérant la flexion d'une coque, on suppose que les éléments linéaires tels que AD et BC normaux à la surface

moyenne de la coque, restent droits et deviennent perpendiculaire à la surface moyenne déformée de la coque, et par exemple pour un cas simple où pendant la flexion les faces latérales de l'élément AB CD tournent uniquement par rapport à leurs fibres d'intersection avec la surface moyenne. Si  $r'_x$  et  $r'_y$  sont les valeurs des rayons de courbure après déformation, les allongements unitaires d'une lame mince, à une distance  $z$  de la surface moyenne sont :

$$\epsilon_x = - \frac{z}{1 - \frac{z}{r'_x}} \left( \frac{1}{r'_x} - \frac{1}{r_x} \right)$$

$$\epsilon_y = - \frac{z}{1 - \frac{z}{r'_y}} \left( \frac{1}{r'_y} - \frac{1}{r_y} \right)$$

Si en plus de la rotation, les côtés latéraux de l'élément se déplace parallèlement à eux-même du fait de la tension de la surface moyenne. les allongements unitaires de la surface moyenne dans les directions  $x$  et  $y$ , sont représentés par  $\epsilon_1$  et  $\epsilon_2$ , l'allongement  $\epsilon_x$  de la lame considérée est :

$$\epsilon_x = \frac{l_2 - l_1}{l_1}$$

avec :  $l_1 = ds \left( 1 - \frac{z}{r_x} \right)$

$$l_2 = ds \left( 1 + \epsilon_1 \right) \left( 1 - \frac{z}{r'_x} \right)$$

On obtient :

$$\epsilon_x = \frac{\epsilon_1}{1 - \frac{z}{r_x}} - \frac{z}{1 - \frac{z}{r_x}} \left[ \frac{1}{(1 - \epsilon_1)} - \frac{1}{r_x} \right]$$

On aura une expression identique pour  $\epsilon_y$ .

L'épaisseur  $h$  de la coque est petite par rapport aux rayons de courbure, alors on peut négliger  $z/r_x$  et  $z/r_y$  par rapport à l'unité, on négligera aussi l'influence des allongements  $\epsilon_1$  et  $\epsilon_2$  sur la courbure : nous aurons alors :

$$\varepsilon_x = \varepsilon_1 - \nu \left( \frac{1}{r_x} - \frac{1}{r_z} \right) = \varepsilon_1 - \chi_x \nu$$

$$\varepsilon_y = \varepsilon_2 - \nu \left( \frac{1}{r_y} - \frac{1}{r_z} \right) = \varepsilon_2 - \chi_y \nu$$

où  $\chi_x$  et  $\chi_y$  représentent les variations de la courbure.

Supposant que la contrainte normale  $\sigma_z$  est nulle, les expressions des composantes de la contraintes en fonction des défor sont :

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2} \left[ \varepsilon_1 + \nu \varepsilon_2 - \nu (\chi_x + \nu \chi_y) \right]$$

$$\sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2} \left[ \varepsilon_2 + \nu \varepsilon_1 - \nu (\chi_y + \nu \chi_x) \right]$$

En remplaçant ces expressions dans les formules 1 et 4 nous obtenons :

$$N_x = \frac{E h}{1-\nu^2} (\varepsilon_1 + \nu \varepsilon_2)$$

$$N_y = \frac{E h}{1-\nu^2} (\varepsilon_2 + \nu \varepsilon_1)$$

$$M_x = -D (\chi_x + \nu \chi_y)$$

$$M_y = -D (\chi_y + \nu \chi_x)$$

En admettant qu'aux contraintes normales s'ajoutent les contraintes de cisaillement agissant sur les faces latérales de l'élément. Soient  $\gamma$  l'allongement de la surface moyenne dû au cisaillement, nous obtenons :

$$\tau_{xy} = (\gamma - 2\nu \chi_{xy}) G$$

$$\text{Alors : } N_{xy} = N_{yx} = \frac{\gamma h E}{2(1+\nu)}$$

$$M_{xy} = -M_{yx} = D(1-\nu)\chi_{xy}$$

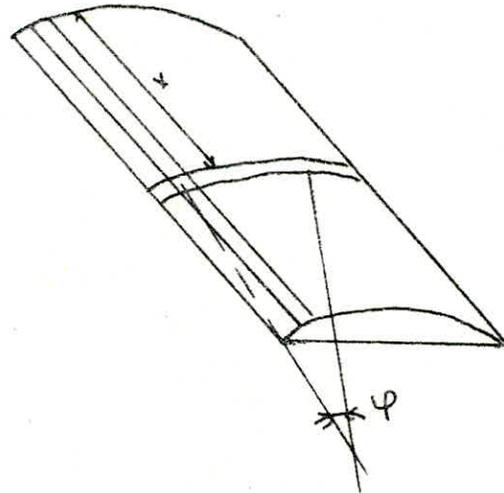
Dans beaucoup de problèmes de déformation de coques on peut négliger les contraintes de flexion et l'on n'a à tenir compte que des contraintes dues aux allongements de la surface moyenne, dans ce cas l'analyse des contraintes se simplifie car les moments résultants et les efforts tranchants résultants s'annulent. Les seules inconnus sont alors  $N_x$ ,  $N_y$ , et  $N_{xy} = N_{yx}$ .

Les forces  $N_x$ ,  $N_y$  et  $N_{xy}$  ainsi obtenues sont appelées forces de membrane et la théorie des coques, basée sur l'omission des contraintes de flexion s'appelle théorie de la membrane.

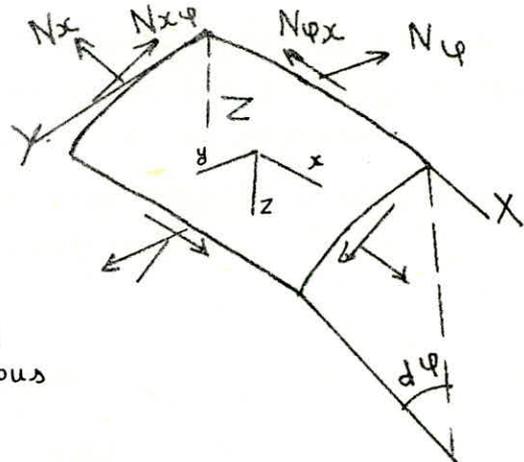
II Utilisation de la Théorie de Membrane pour le Calcul des Forces de Membrane des Coques Cyllindriques :

Nous supposons que ses génératrices sont horizontales et parallèles à l'axe des  $x$ .

On découpe un élément dans la coque par deux génératrices adjacentes et deux sections transversales perpendiculaires à l'axe des  $x$  et de position définie par la coordonnée  $x$  et l'angle  $\varphi$ .



Les forces agissant sur les côtés de l'élément sont indiquées sur la (fig - 3). En outre la surface de l'élément supporte une charge dont les composantes sont  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$ .



En écrivant que la somme des forces appliquées à l'élément est nulle nous obtenons l'équation vectorielle :

fig - 3 -

$$\frac{\partial}{\partial \varphi} (N_x \vec{i} + N_{x\varphi} \vec{j}) d\varphi + \frac{\partial}{\partial x} (N_{\varphi x} \vec{i} + N_{\varphi} \vec{j}) dx + (X\vec{i} + Y\vec{j} + Z\vec{k}) \rho d\varphi dx = 0$$

$$\text{Or } \frac{\partial \vec{i}}{\partial x} = 0, \quad \frac{\partial \vec{i}}{\partial \varphi} = 0, \quad \frac{\partial \vec{j}}{\partial x} = 0, \quad \frac{\partial \vec{j}}{\partial \varphi} = \frac{\vec{k}}{\rho}$$

L'équation précédente est équivalente aux trois équations scalaires :

$$\frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial N_x \varphi}{\partial \varphi} = -x$$

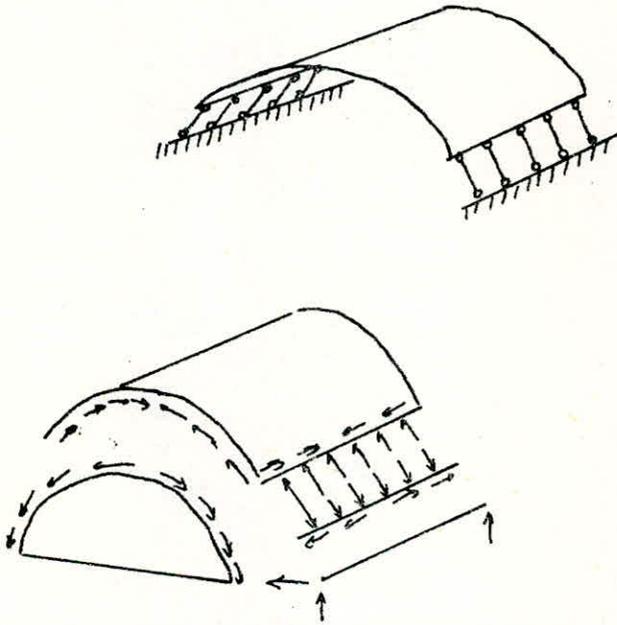
$$\frac{\partial N_x \varphi}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial N_x \varphi}{\partial \varphi} = -y.$$

- A -

$$N \varphi = -z \rho.$$

qui sont les équations d'équilibre de la coque.

En particulier les bords ne peuvent plus être libres et il est nécessaire de prévoir un tympan pour reprendre les efforts du type  $\tau$  qui existent.



Chapitre - III -

CALCUL DES ELEMENTS

1) Calcul de la Coque.

On a une coque cylindrique supportée par leurs extrimités ...  
tandis que les bords sont libres  
On peut donc employer les équations (A) pour calculer les contraintes de membrane de ce coque.

La coque de portée  $l$ , l'origine des axes étant choisi dans la section médiane (fig.4)

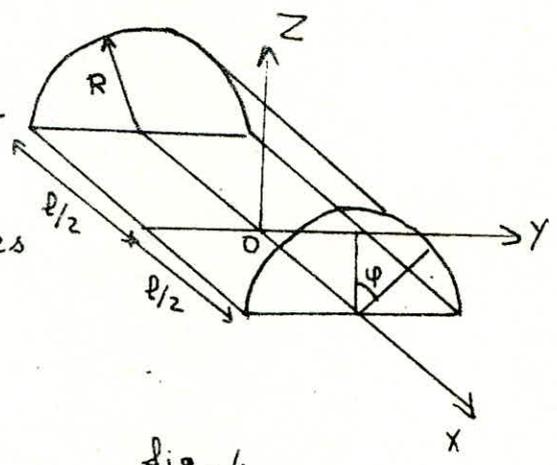
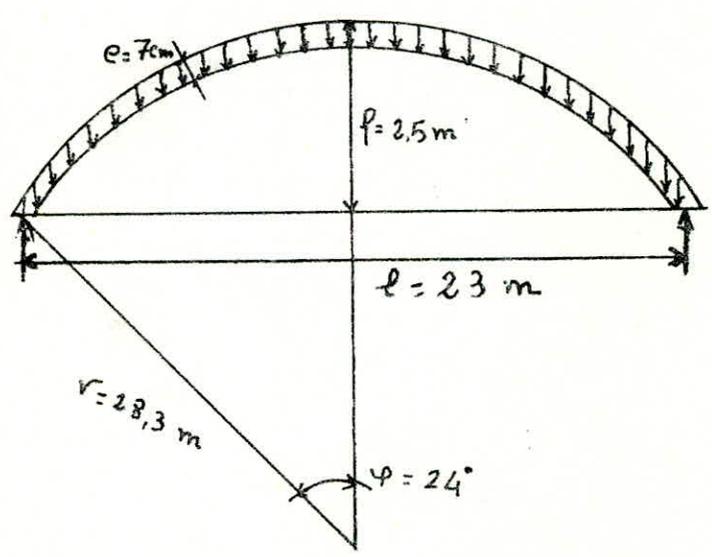


fig - 4

1°) Pour le poids propre :



L'épaisseur de la coque est de 7 cm.

Poids propre de la coque :  $0,07 \times 2500 \text{ ---} = 175 \text{ kg/m}^2$

Étanchéité, isolation ----- 44 -

Chape de 2 cm :  $0,02 \times 2200 \text{ -----} = 15 \text{ -}$

Total:  $G = 234 \text{ kg/m}^2$ .

Les équations (A) donnent avec

$$x = 0, \quad y = G \sin \varphi, \quad z = G \cos \varphi$$

$$N_\varphi = -G r \cos \varphi.$$

$$N_{x\varphi} = - \int_0^x \left( y + \frac{1}{r} \frac{\partial N_\varphi}{\partial \varphi} \right) dx + C_1(\varphi)$$

$$N_x = - \int_0^x \left( x + \frac{1}{r} \frac{\partial N_{x\varphi}}{\partial \varphi} \right) dx + C_2(\varphi)$$

$C_1(\varphi)$  et  $C_2(\varphi)$  sont déterminés par rapport aux conditions aux limites.

$$x = \pm l ; \quad N_x = 0$$

$$x = 0 ; \quad N_{x\varphi} = 0$$

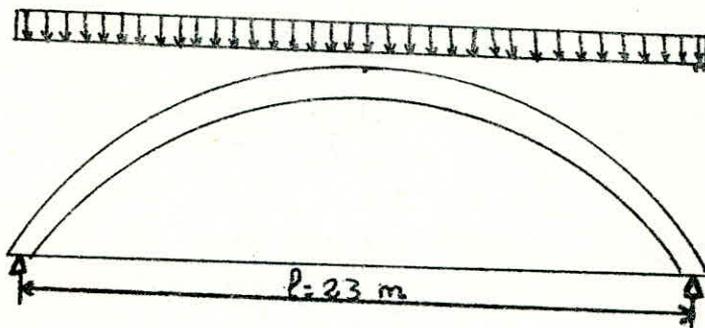
Alors on obtient :

$$N_{x\varphi} = -2 G x \sin \varphi$$

$$N_x = - \frac{G}{4r} \cos \varphi [l^2 - 4x^2]$$

$$N_\varphi = -G r \cos \varphi.$$

2°) Pour la neige :



La construction se trouve à Annaba

$$P = 30 \text{ kg / m}^2$$

Nous avons avec :

$$X = 0, Y = P \sin \varphi \cos \varphi, Z = - P \cos^2 \varphi$$

$$N_{\varphi} = - p \pi \cos^2 \varphi$$

$$N_{x\varphi} = - 3 p x \sin \varphi \cos \varphi$$

$$N_x = - \frac{3 p (l^2 - 4x^2)}{8 \pi} (\cos^2 \varphi - \sin^2 \varphi)$$

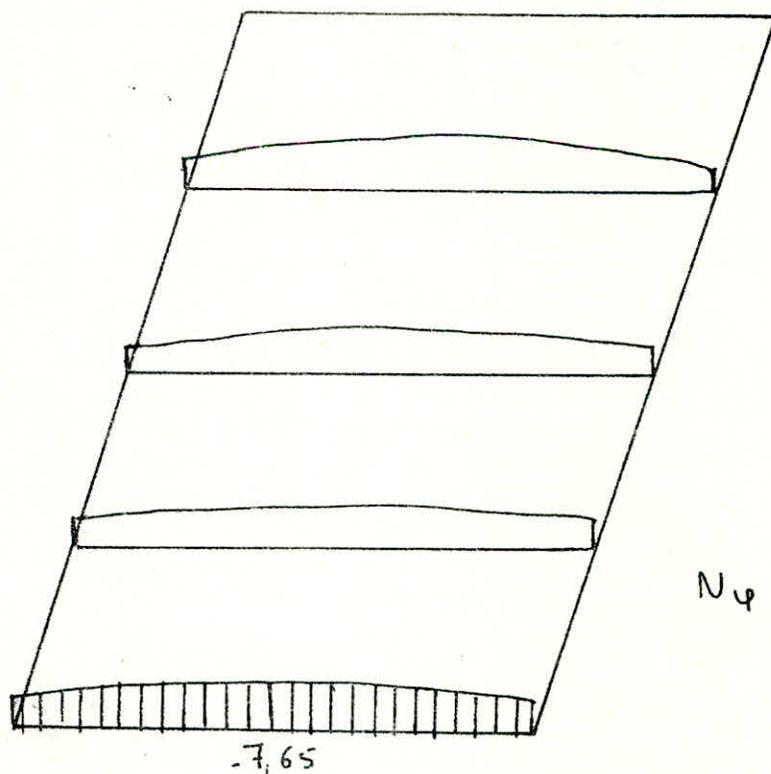
On dresse le tableau suivant :

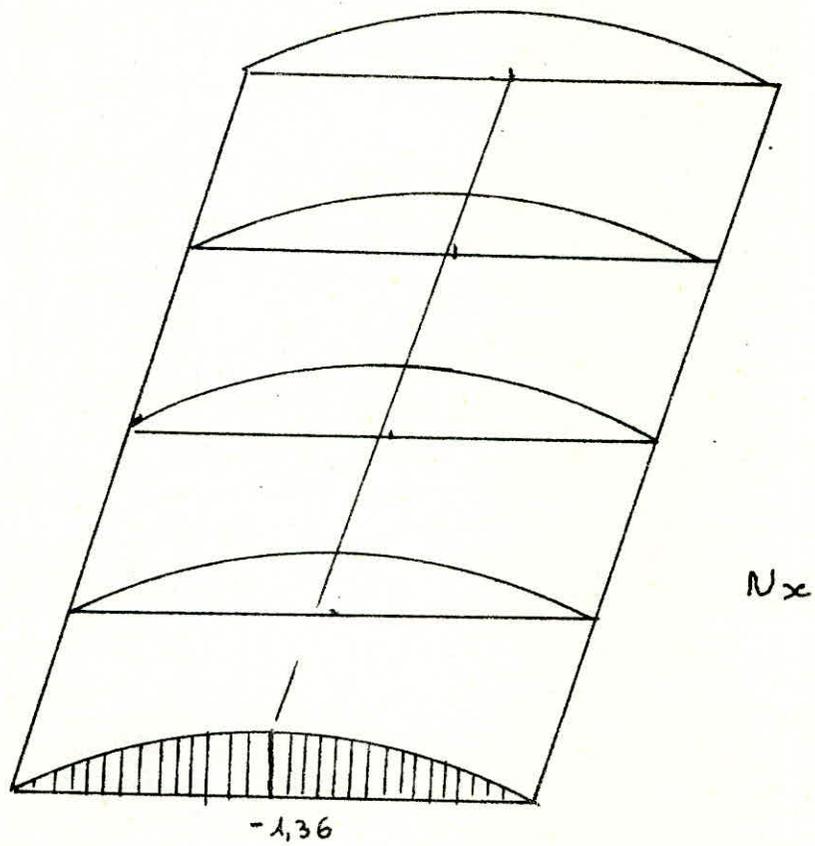
	G			N		
x (m)	Ny	Nx	Nxy	Ny	Nx	Nxy
0	- 6,63	- 1,10	- 0	- 0,849	-0,21	0
2,3	- 6,60	- 1,05	- 0,10	- 0,842	-0,19	-0,02
4,6	- 6,52	- 0,91	- 0,38	- 0,823	-0,17	-0,07
6,9	- 6,40	- 0,68	- 0,84	- 0,792	-0,12	-0,16
9,2	- 6,24	- 0,37	- 1,45	- 0,750	-0,06	-0,18
11,5	- 6,05	0	- 2,19	-0,710	0	-0,39

- G + 1,2 N.

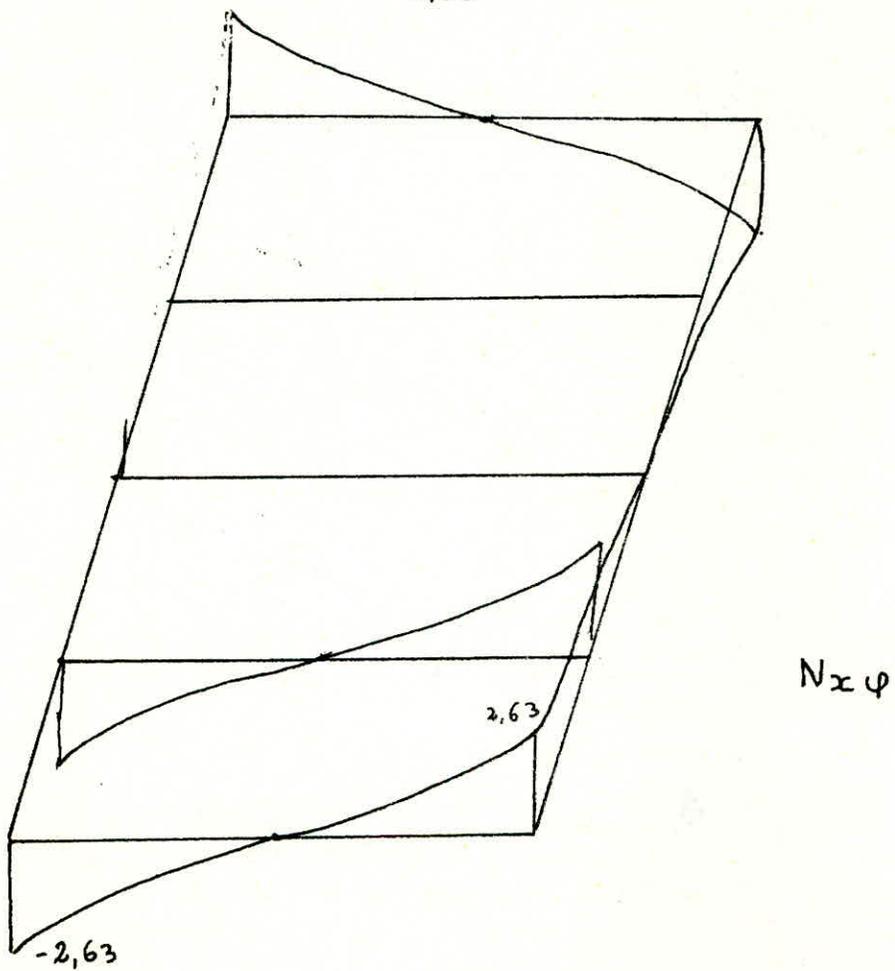
x (m)	N	Nx	Nx
0	- 7,65	- 1,36	0
2,3	- 7,61	- 1,28	- 0,13
4,6	- 7,51	- 1,12	- 0,47
6,9	- 7,35	- 0,83	- 1,10
9,2	- 7,14	- 0,45	- 1,67
11,5	- 6,902	0	- 2,63

Diagrammes de  $N_{\varphi}$ ,  $Nx_{\varphi}$ ,  $NX$ .





$N_x$



$N_x \varphi$

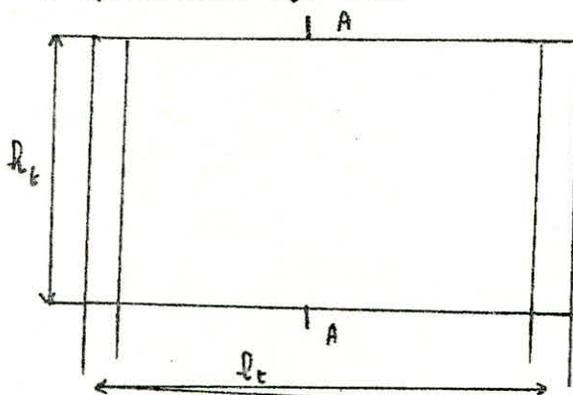
CALCUL DE LA POUTRE CLOISON /

1) Définition :

Les poutres dont la hauteur soit de l'ordre de grandeur de la portée,  $ht$  comprise entre  $\frac{l_t}{2}$  et  $l_t$  (fig. 6) ou même supérieure à  $l_t$ , et dont l'épaisseur  $h_0$  est faible, s'appellent poutres cloisons.

elles constituent, en général, les parois d'une construction et ces parois sont en même temps des éléments porteurs.

Les poutres cloisons se rencontrent dans certains murs de bâtiments, dans les parois de silos, et dans les poutres de retombée des voûtes minces recouvrent les halls.



A - A.  
fig. 6.

2) Essais de poutres de section rectangulaire et d'épaisseur  $b$  :

Si l'on dispose des jauges de contraintes sur des poutres isostatiques de différentes hauteurs Soumise par exemple à une charge uniformément répartie on constate à mi-portée, pour la poutre homogène :

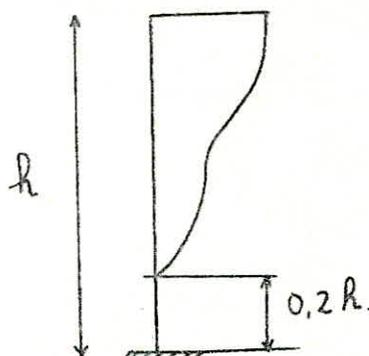
a) dont la hauteur est telle que :

$$\frac{l}{h} = 2 .$$

$$\sigma' = 1,9 \frac{T}{h} .$$

$$\sigma = 0,6 \frac{T}{h} .$$

$$\sigma' = 1,9 T/h .$$

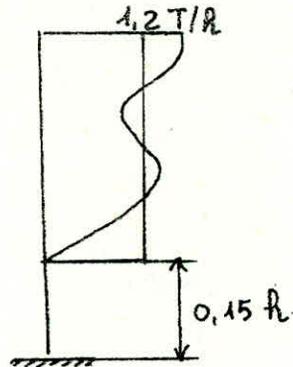


T : Résultante des contraintes de traction.

b) dont la hauteur est-telle que :

$$\frac{P}{h} \leq 1,5$$

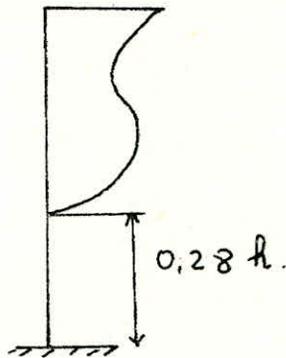
$$\sigma' = - \sigma = 1,2 \frac{T}{h}$$



(2)

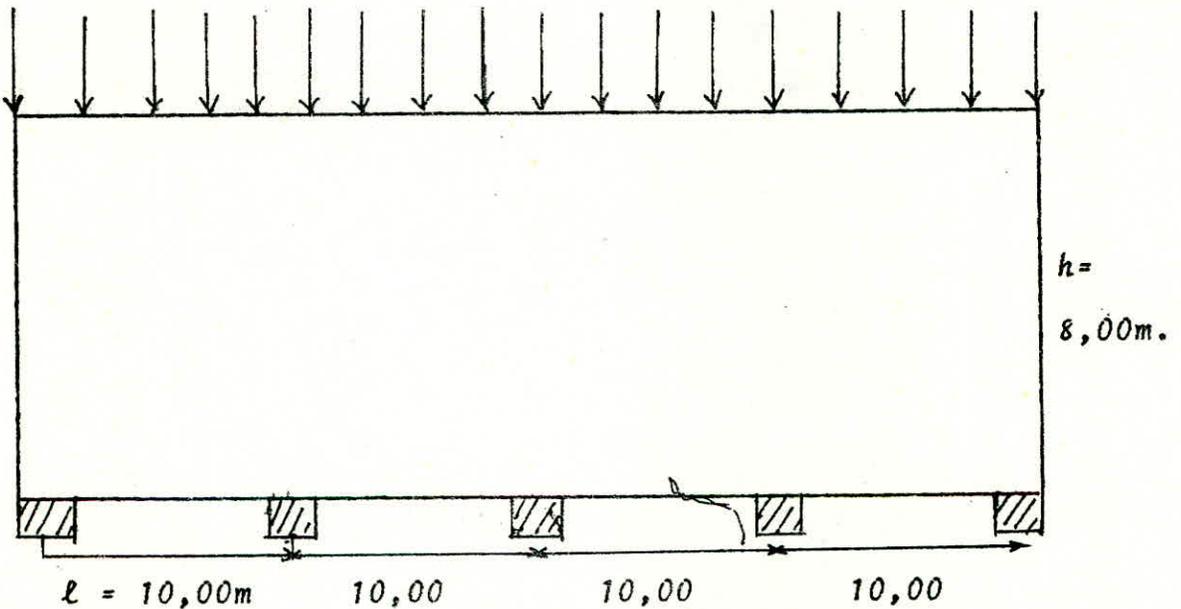
c) dont la hauteur est-telle que :

$$l = h.$$



(3)

2) Calcul de la poutre cloison .



Poids propre de la poutre :

$$0,15 \times 2500 \times 8 = 3000 \text{ kg/m} = 3 \text{ t/m}$$

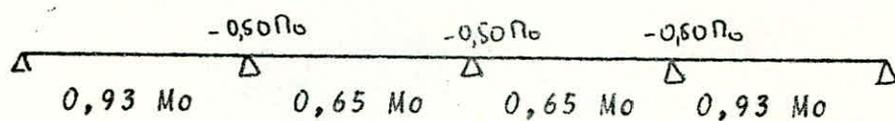
Effet de la coque sur la poutre

$$N_{sp} = 7,65 \text{ t/m}$$

$$q = 3 + 7,65 = 10,65 \text{ t/m}$$

$$\approx 11 \text{ t/m.}$$

Les moments de flexions à prendre en compte en travée et sur appuis peuvent être déterminés à partir de  $M_0$ , qui est le moment isostatique de la travée considérée, par application de la méthode dite forfaitaire.



Dans ces conditions nous avons :

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = \frac{11 \times 10^2}{8} = 137,5 \text{ t.m}$$

$$T_0 = q \frac{l}{2} = \frac{11 \times 10}{2} = 55 \text{ t.}$$

Moment en travée pour les travées extrêmes :

$$M_{t_1} = 0,93 M_0 = 0,93 \times 137,5 = 127,875 \text{ t.m}$$

$$\text{soit } M_{t_1} = 128 \text{ t.m}$$

Moment en travée pour les travée intermédiaires :

$$M_{t_2} = 0,65 M_0 = 0,65 \times 137,5 = 89,375 \text{ t.m}$$

$$\text{soit } M_{t_2} = 90 \text{ t.m}$$

Moment sur appui

$$M_a = 0,5 M_0 = 0,5 \times 137,5 = 68,75 \text{ t.m}$$

$$\text{soit } M_a = 69 \text{ t.m}$$

X) Section d'armatures pour les travées extrêmes :

$$M_{t_1} = 128 \text{ t.m}$$

$$\frac{l}{h} = \frac{10}{8} = 1,25 > 1 \rightarrow \beta = 0,5 h$$

Soit  $\beta = 4,00 \text{ m}$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}, \text{ Acier doux Fe E 24}$$

$$\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2; \bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M t_1}{\beta \bar{\sigma}_a} = \frac{128 \times 10^5}{400 \times 1600} = 20 \text{ cm}^2$$

$$A = 20 \text{ cm}^2$$

soit  $12 \text{ } \emptyset 14 + 1 \text{ } \emptyset 16 = 20,49 \text{ cm}^2$

$\beta$ ) Section d'armatures pour les travées intermédiaires :

$$M t_2 = 90 \text{ t.m}; \beta = 4 \text{ m}$$

$$A = \frac{90 \times 10^5}{400 \times 1600} = 14,06 \text{ cm}^2$$

soit  $12 \text{ } \emptyset 14 = 18,48 \text{ cm}^2$

$\gamma$ ) Section d'armatures pour les appuis :

$$M a = 69 \text{ t.m}; \beta = 4 \text{ m}$$

$$A = \frac{69 \times 10^5}{400 \times 1600} = 10,78 \text{ cm}^2$$

soit  $8 \text{ } \emptyset 14 = 12,31 \text{ cm}^2$

Calcul de la contrainte tangentielle :

$$h < l \Rightarrow \tau = \frac{T_0}{b \cdot h} \quad b = 15 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{55 \cdot 10^3}{15 \cdot 800} = 4,58 \text{ Kg/cm}^2 \quad h = 800 \text{ cm}$$

$$\tau < 2,5 \times 5,9 = 14,75 \text{ Kg/cm}^2$$

Vérification de l'épaisseur de la paroi-poutre :

$$b \geq \frac{T_0 \cdot 10 \sqrt{2}}{h \cdot \sigma'_b} \Rightarrow 15 > 7,09$$

Condition vérifiée.

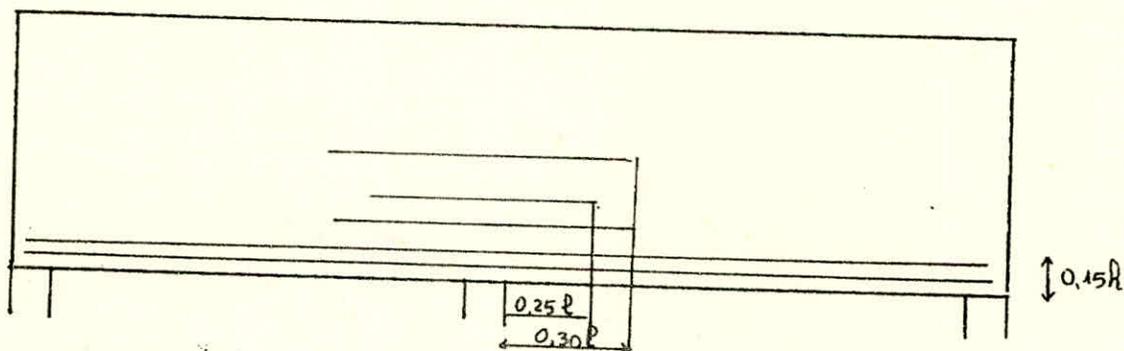
### Disposition des armatures :

D'après le diagramme des contraintes N° (2) ( Cas où  $l/h \leq 1,5$  ), il est recommandé de disposer toutes les armatures inférieures sur une hauteur de  $0,15 h$ , par contre, les armatures supérieures nécessaires pour reprendre le moment sur appui nécessaires pour reprendre le moment sur appui peuvent être partagées en deux parties d'égale section :

a ) Armatures, centrées sur l'appui, pouvant être interrompues à  $0,3 l$  de part et d'autre de l'appui.

b ) Armatures, centrées sur l'appui, pouvant être interrompues à  $0,25 l$  de part et d'autre de l'appui.

Ces deux armatures sont formement répartie sur une bande verticale de  $h$ , et sont disposées comme indique la Figure :



La zone de béton la plus comprimée se situe à l'appui où, en plus de la composante de flexion, il y a une concentration de bielle de béton, alors on dispose verticalement et horizontalement des armatures de petite diamètre réparties uniformément dans les deux directions.

dans notre cas on a prévu des treillis soudés  $\emptyset 5$ .

Il est important aussi, pour diminuer la contrainte dans les bielles d'appui, de mobiliser toutes les bielles qui peuvent pousser au vide, donc de prévoir des armatures horizontales juste au dessus des appuis. ( Fig. 7 )

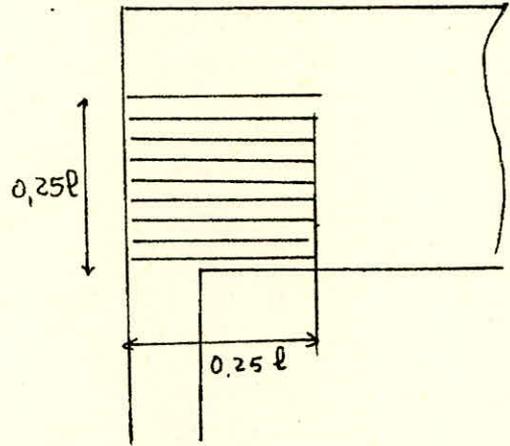
$$F = 0,8 T_0.$$

$$F = 0,8 \times 55 \times 10^3 = 44.10^3 \text{ Kg.}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_a} = \frac{44.10^3}{1600}$$

$$A = 27,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 15 \text{ } \emptyset 16 = 30,15 \text{ cm}^2.$$



(Fig. 7)

### Calcul du Tirant.

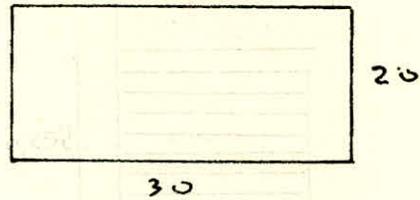
Le tirant se calcule à la traction simple.

$$N = 63 \text{ t.}$$

$$A = \frac{N}{\sigma_a} = \frac{63.10^3}{2800} = 22,5 \text{ cm}^2$$

$$A = 22,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6 \text{ T } 25 = 29,45 \text{ cm}^2.$$



### feraiillage de la coque :

pour le feraiillage on a prévu des treillis soudés.

## ETUDE DE LA POUTRE EN ARC.

### 1 ) Définition :

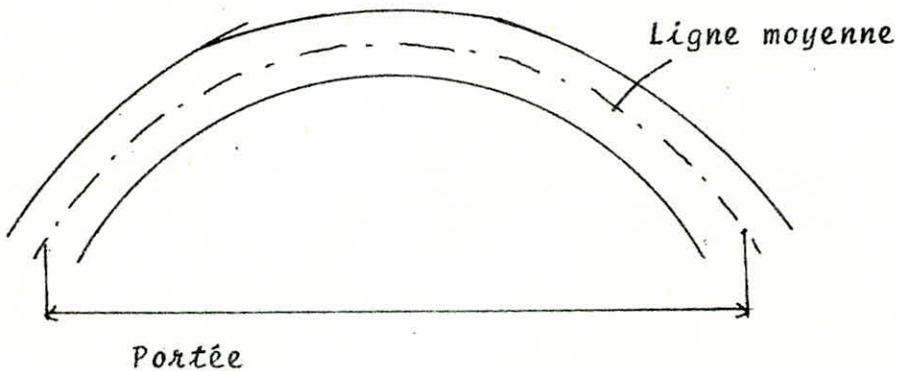


Fig - 8

Les arcs sont des poutres prismatiques, de section constante ou lentement variable de façon continue, dont la ligne moyenne est plane et courbe.

La rayon de courbure de la ligne moyenne est très grand devant les dimensions des sections droites (fig. 8)

### 2 ) Hypothèses :

Nous supposons que la ligne moyenne est située dans un plan vertical qui est le plan de symétrie longitudinal de la poutre.

Les forces appliquées à l'arc sont toujours situées dans ce plan de symétrie.

Les sections de l'arc sont toujours des sections droites, normales à la ligne moyenne.

### 3 ) Différents types d'arcs hyperstatiques :

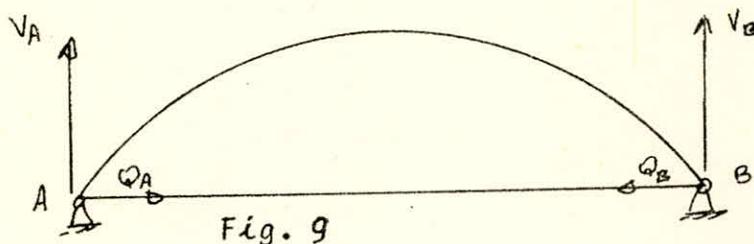
Les arcs hyperstatiques, sont celles dont les réactions d'appui ne peuvent être calculées au moyen des équations d'équilibre de la statique élémentaire. Nous avons :

- Arc à deux articulations.
- Arc à une seule articulation.

- Arc encastré.

4) Méthode Générale de Calcul :

L'arc que nous allons étudier est un arc à deux articulations avec tirant.



L'isolement de l'arc seul fait apparaître en A et B des actions de contact dont les projections sont  $V_A$ ,  $Q_A$ ,  $V_B$ ,  $Q_B$ . ( Fig - 9 - )

Les équations d'équilibre de la statique sont insuffisantes pour déterminer les actions de contact aux appuis; il est donc nécessaire d'utiliser d'autres équations qui tiennent compte des déformations subies par ces arcs. Ces équations supplémentaires sont fournies par les équations de Bresse :

$$u_B = u_A - w_A (y_B - y_A) - \int_{\overline{AB}} \frac{N}{ES} dx - \int_{\overline{AB}} \frac{T}{G S_r} dy + \int_{\overline{AB}} \frac{M}{EJ} (y_B - y) ds$$

$$v_B = v_A + w_A (x_B - x_A) - \int_{\overline{AB}} \frac{N}{ES} dy + \int_{\overline{AB}} \frac{T}{G S_r} dx - \int_{\overline{AB}} \frac{M}{EI} (x_B - x) ds.$$

$$w_B = w_A - \int_{\overline{AB}} \frac{M}{EI} ds.$$

Dans l'étude de l'arc on suppose que les forces appliquées se réduisent à des charges verticales et des charges horizontales. Les équations d'équilibre de cet arc s'écrivent :

$$Q_A - Q_B - \sum \text{projection sur } X = 0 \quad (1)$$

$$V_A + V_B - \sum \text{projection sur } Y \text{ des forces appliquées} = 0 \quad (2)$$

$$- V_A \cdot l + \sum \text{moment par rapport à B des forces appliquées} = 0 \quad (3)$$

L'équation (1) montre que les poussées  $Q_A$  et  $Q_B$  sont égales et de sens contraires :

$$Q_A = Q_B = Q.$$

Les équations (2) et (3) montrent que  $V_A$  et  $V_B$  sont égales aux actions de contact d'une poutre droite de même longueur, reposant sur deux appuis simples et supportant les mêmes charges que l'arc.

Pour déterminer  $Q$ , utilisons la première équation de Bresse (équation en  $U$ ), en négligeant l'effort tranchant et l'effort normal et en remarquant que  $U_A = U_B = 0$  (A et B supposés fixes);

$$y_A = y_B = 0.$$

$$0 = 0 - w_A (0-0) + \int_{\widehat{AB}} \frac{M}{EI} y ds \quad (I)$$

$M$  étant le moment fléchissant dans une section  $S$  de coordonné  $x$  et  $y$ .

$M = V_A \cdot x - \sum \text{moment par rapport à S des forces verticales appliquées à gauche de S} - \sum \text{moment par rapport à S des forces horizontales appliquées à gauche de S} - Qy.$

$$\text{Soit } M = M_p - M'_p - Qy.$$

Où :

$M_p = (V_A \cdot x - \sum \text{moment par rapport à S des forces verticales appliquées à gauche de S})$ , n'est autre que le moment fléchissant dans la section d'abscisse  $x$  de la poutre droite correspondante.

$M'_p = \sum \text{moment par rapport à S des forces horizontales appliquées à gauche de S}.$

Alors en remplaçant dans (I) nous obtiendrons :

$$\int_{\widehat{AB}} \frac{M_p}{EI} y ds - \int_{\widehat{AB}} \frac{M'_p}{EI} y ds - Q \int_{\widehat{AB}} \frac{y^2}{EI} ds = 0$$

$$Q = \frac{\int_{\widehat{AB}} \frac{M_p \cdot y}{EI} ds - \int_{\widehat{AB}} \frac{M'_p}{EI} y ds}{\int_{\widehat{AB}} \frac{y^2}{EI} ds}$$

Le calcul des intégrales présente de grandes difficultés. Pour cela on divise l'arc en un certain nombre de tronçons de longueurs égales ou différentes ; soient  $DS_1, DS_2, DS_3, \dots$  les longueurs, et on mesure les ordonnées  $y_1, y_2, y_3, \dots$  des milieux de ces tronçons, puis on détermine les valeurs des moments fléchissants  $M_{p_1}, M_{p_2}, \dots$  dans les abscisses correspondant aux milieux des tronçons sur la poutre droite correspondante.

En admettant que les moments quadratiques  $I$  sont constants dans chaque tronçon l'expression donnant  $Q$  peut s'écrire :

$$Q = \frac{\sum \frac{M_p y}{E I} DS - \sum \frac{M' p y}{E I} DS}{\sum \frac{y^2 l}{E I} DS}$$

$E$  est constant pour tout l'arc,  $DS$  est constant :

$$Q = \frac{\sum M_p y - \sum M' p y}{\sum y^2 l}$$

### 5 ) Calcul de l'Arc :

L'arc est chargé par son poids propre, par les réactions des poutres cloisons et par l'effort de glissement  $N x \varphi$  dû à l'action de la coque. (Fig 10)

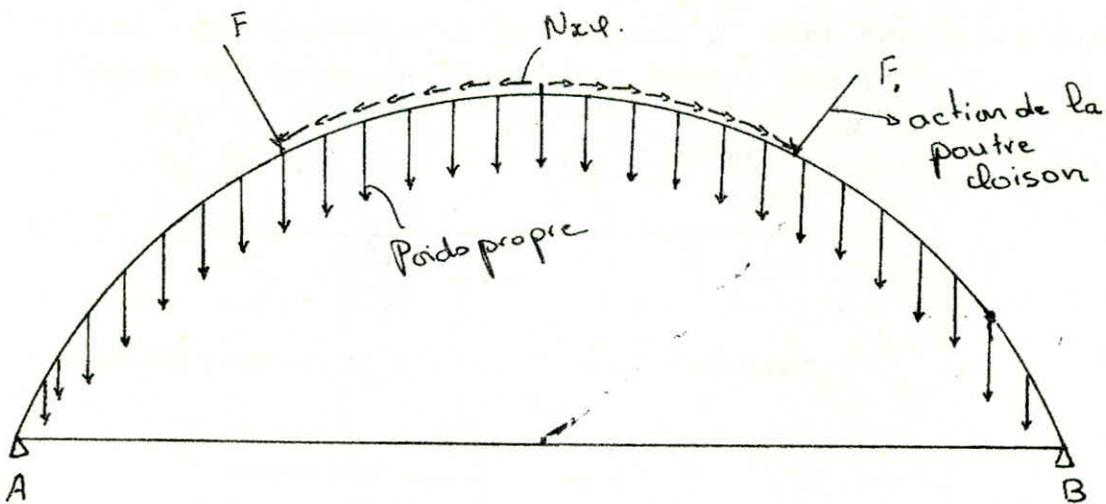
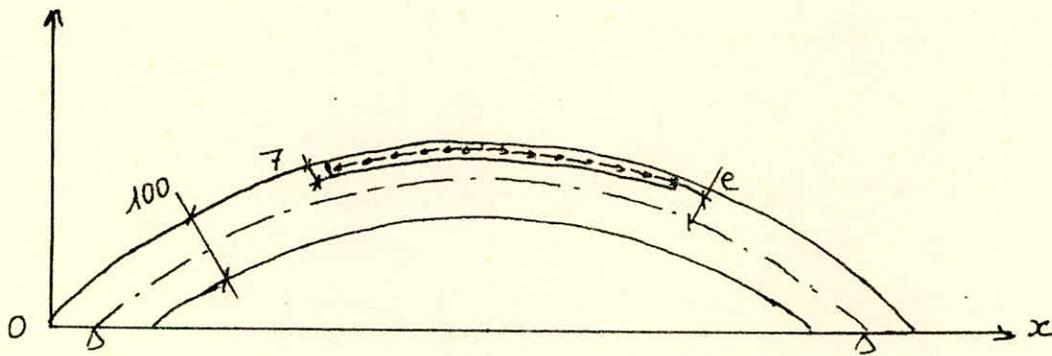


fig. 10

4°) Action de  $N_{x\varphi}$



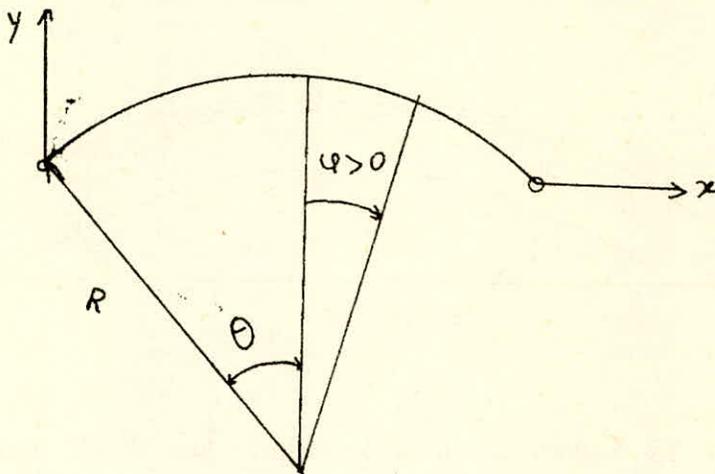
La projection de  $N_{x\varphi}$  suivant l'horizontal et la verticale :

$$H = N'_{x\varphi} \cos \alpha \quad \text{et} \quad V = N'_{x\varphi} \sin \alpha$$

Avec  $N'_{x\varphi} = 2 N_{x\varphi} \cdot e$                        $e = 0,465 \text{ m}$

Où  $\alpha$  est l'angle d'inclinaison de la tangente à la ligne moyenne sur l'axe des  $x$  ( $\text{tg} \alpha = \frac{dy}{dx}$ ).

L'équation de la ligne moyenne, rapportée au système d'axes  $Oxy$ , est donnée en fonction du paramètre  $\varphi$  (Fig. 11)



(fig 11)

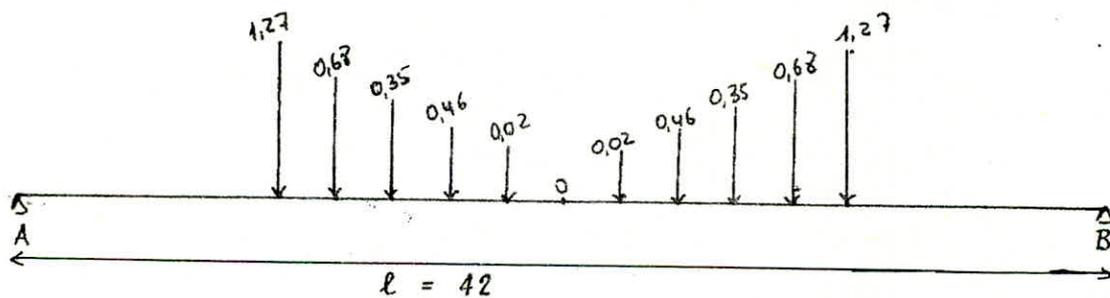
$$x = R (\sin \theta + \sin \varphi)$$

$$y = R (\cos \varphi - \cos \theta)$$

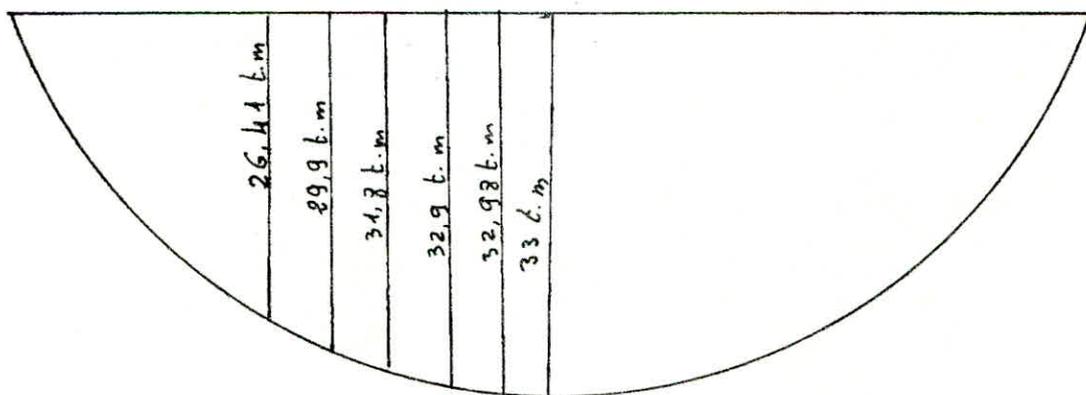
On aura :

$x$ (m)	$f_g X$	$N_x \varphi$ t/mP	$H$ t/mP	$V$ t/mP
0	1,11	0	0	0
9,5	0,61	- 2,63	- 2,10	- 1,27
11,8	0,48	- 1,67	- 1,40	- 0,68
14,1	0,36	- 1,10	- 0,97	- 0,35
16,4	0,24	- 0,47	- 0,43	- 0,46
18,7	0,12	- 0,13	- 0,12	- 0,02
21	0	0	0	0

$V$  : va charger une poutre droite AB de même longueur que l'arc :



On obtient le diagramme du moment fléchissant dû à  $V$  :



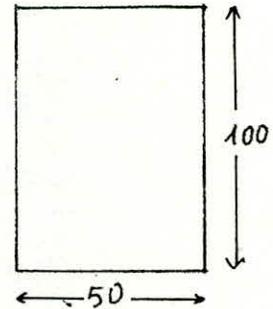
$$\text{et } V_{1A} = V_{1B} = 2,78 \text{ t.}$$

2° ) Action du poids propre :

$$q = 0,5 \times 1 \times 2500 = 1250 \text{ Kg / m}$$

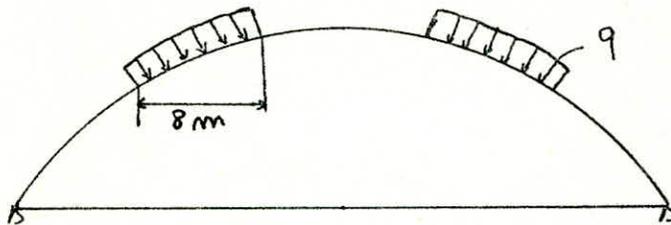
$$V_2 A = V_2 B = 26,25 \text{ t.}$$

et les valeurs du moment  
fléchissant sont :



$x_m$	0	9,5	11,8	14,1	16,4	18,7	21
$M_{t.m}$	0	193	223	246	263	273	276

3° ) Réaction de la poutre cloison :

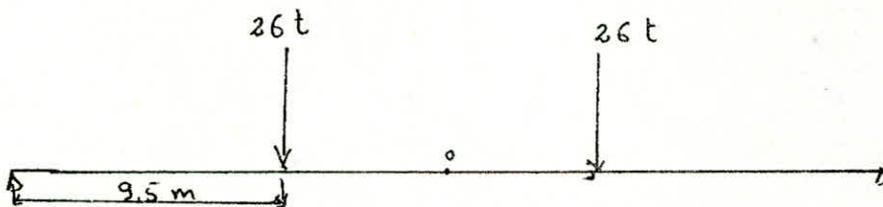


De même la projection de  $q$  suivant  $x$  et  $y$  :

$$q = 0,15 \times 10 \times 2500 = 3750 \text{ Kg / m}$$

$$H_1 = q \sin \alpha = 16 \text{ t.} \quad V_1 = q \cos \alpha = 26 \text{ t}$$

Action de  $V_1$  :



$$V_{3A} = V_{3B} = 26 \text{ t.}$$

et les moments  $\pi$  fléchissants sont :

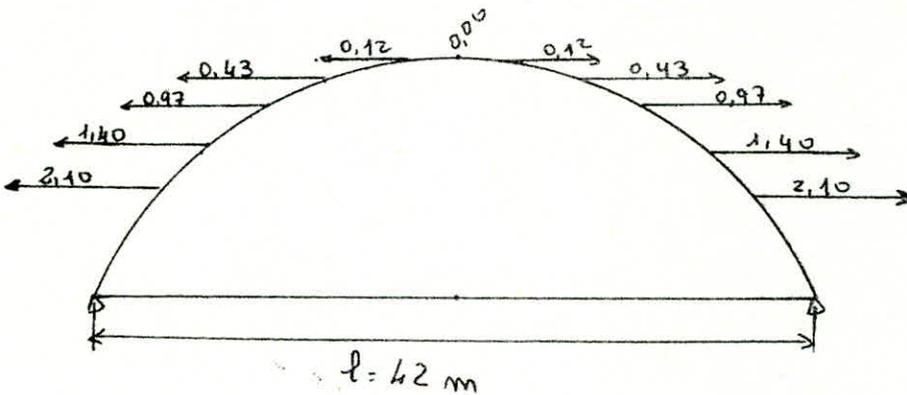
$x_m$	0	9,5	11,8	14,1	16,4	18,7	21
$\pi_{t.m}$	0	247	247	247	247	247	247

Enfin les valeurs finales du moment fléchissant  $M_p$  seront :

$x_m$	0	9,5	11,8	14,1	16,4	18,7	21
$\pi_p$ t.m	0	467	500	525	543	553	556

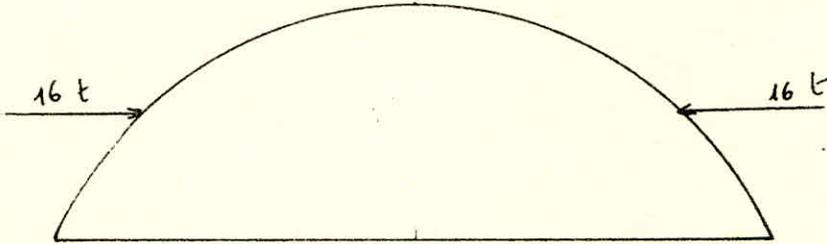
6°) Calcul de  $M'_p$  :

Effet de H :



$x_{(m)}$	0	9,5	11,8	14,1	16,4	18,7	21
$\pi'_{t.m}$	0	-14	-24,61	-33	-37	-38,2	-38,2

B ) Action de  $H_1$  :



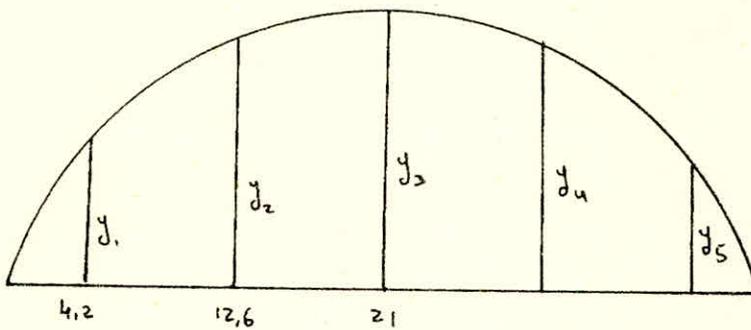
$x_m$	0	9,5	11,8	14,1	16,4	18,7	21
$\Pi_{t.m}$	0	84	84	84	84	84	84

$M' p$  Final sera :

$x_{(m)}$	0	9,5	11,8	14,1	16,4	18,7	21
$\Pi_p_{t.m}$	0	70	59,39	51	47	45,8	45,8

Calcul de  $Q$  :

En divisant l'arc en tronçons égaux nous obtiendrons :



n° du Tronçon	y (m)	M <sub>p</sub> (t.m)	M <sub>p</sub> · y	M'p (t.m)	M'p · y	y <sup>2</sup>
1	2,22	240	532,8	32,4	71,928	4,9284
2	6,91	511	3531,01	57	393,87	47,7481
3	9,33	556	5187,48	45,8	427,314	87,0489
4	6,91	511	3531,01	57	393,87	47,7481
5	2,22	240	532,8	32,4	71,928	4,9284
			Σ 13315,1		Σ 1358,91	Σ 192,4019

$$Q = \frac{\sum M_p y - \sum M'p y}{\sum y^2} =$$

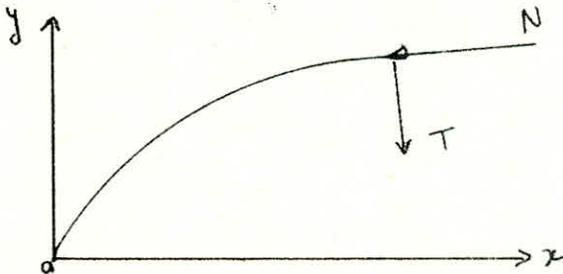
$$Q = 63 \text{ t}$$

6) Calcul des éléments de réduction M, N, T :

1°) Calcul de M :

$$M = M_p - M'p - Qy$$

2°) Calcul de N et T :



$$V = N \sin \alpha - T \cos \alpha = \sum \text{forces verticales}$$

$$Q = N \cos \alpha + T \sin \alpha = \sum \text{forces horizontales.}$$

-  $x = 0$

$$55,03 - 0,74 N - 0,67 T = 0$$

$$64,5 - 0,67 N + 0,74 T = 0$$

-  $x = -4,2 \text{ m}$

$$55,03 - 0,59 N - 0,81 T = 3,89$$

$$64,5 - 0,81 N + 0,59 T = 0$$

-  $x = 12,6 \text{ m}$

$$55,03 - 0,30 N - 0,96 T = 43,2$$

$$64,5 - 0,96 N + 0,30 T = -12,5$$

-  $x = 16,8 \text{ m}$

$$55,03 - 0,15 N - 0,99 T = 51$$

$$64,5 - 0,99 N + 0,15 T = -11,1$$

-  $x = 21 \text{ m}$

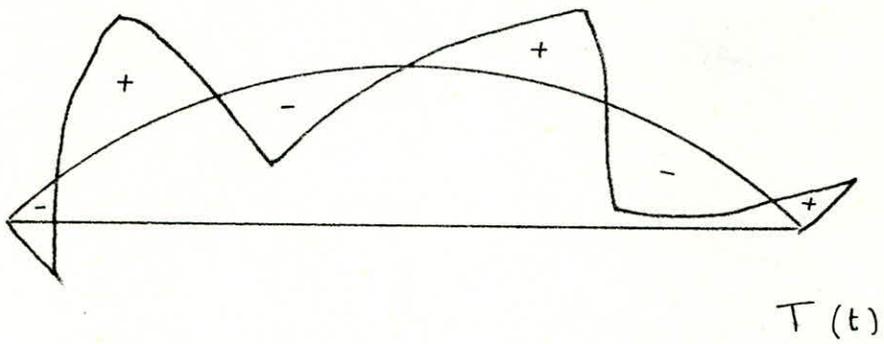
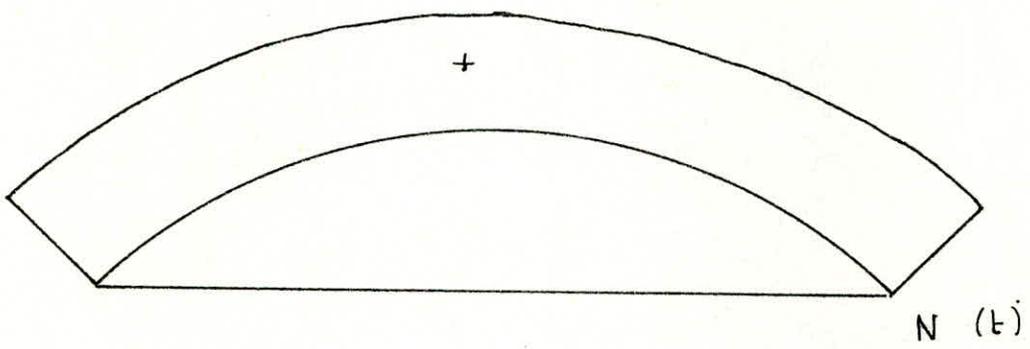
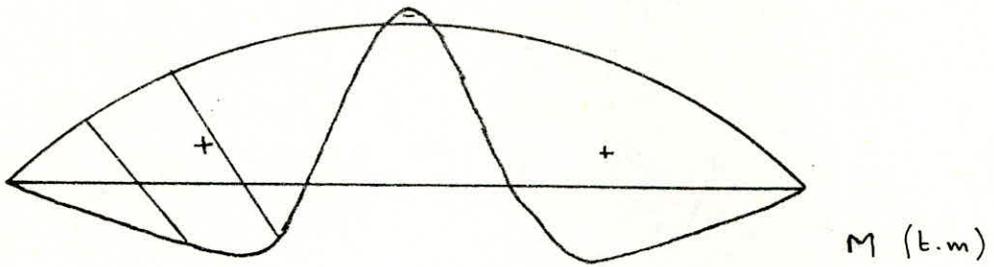
$$55,03 - 0 \cdot N - 1 \cdot T = 55,03$$

$$64,5 - 1 \cdot N + 0 \cdot T = -10,98$$

On dresse le tableau suivant :

$x \text{ (m)}$	$y \text{ (m)}$	$\Pi_P \text{ (t.m)}$	$\Pi'_P \text{ (t.m)}$	$Q \text{ (t)}$	$Q \cdot y$	$M \text{ (t.m)}$	$N \text{ (t)}$	$T \text{ (t)}$
0	0	0	0	63	0	0	83,23	-10
4,2	2,22	240	32,4	63	139,86	132,54	81	4,42
8,4	4,60	435	64	63	289,8	209,2	77	14
12,6	6,91	511	57	63	435,33	132,67	75,2	-11,1
16,8	8,66	545	46,7	63	545,58	46,12	74	-5,6
21	9,33	556	45,8	63	587,79	-14,01	73,98	-0

Diagrammes M, N, T :



## 7) Ferrailage de l'arc :

On calcule l'arc à la flexion composée (méthode de charon)

$$- x = 4,2 \text{ m}, M = 132,54 \text{ t. m}, N = 81 \text{ t.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{132,54}{81} = 1,64 \text{ m} > \frac{ht}{6} = 0,17 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée, on calcule la section en flexion simple, sous l'effet d'un moment fictif égal au moment de l'effort normal par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

$$M' = N \cdot f \quad \text{avec } f = e_0 + \frac{ht}{2} - d$$

$$\text{soit } d = 6 \text{ cm} \rightarrow f = 2,08 \text{ m} \rightarrow M' = 168,48 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg / cm}^2, \quad \bar{\sigma}'_a = 2670 \text{ kg / cm}^2$$

$$\frac{15 \bar{\sigma}'_a}{n \bar{\sigma}'_b} = \frac{2670}{137} = 19,48 > \frac{15 (h - d')}{\bar{\sigma}'_a h + d'}$$

Nous prendrons donc  $K = 19,48$

$$\text{Pour } K = 19,48 \text{ on a : } \alpha = 0,435, \quad \epsilon = 0,855, \quad \mu' = 0,1859$$

$$\bar{\omega} = 1,115$$

$$\text{d'où : } y_1 = \alpha h = 0,435 \cdot 94 = 40,89 \text{ cm.}$$

$$M_{r b} = \mu' \bar{\sigma}'_b \times b_0 \times h^2 = 0,1859 \cdot 137 \cdot 50^2$$

$$M_{r b} = 113 \text{ t. m.}$$

$$\Delta M = M' - M_{r b} = 168,48 - 113 = 55,48 \text{ t. m.}$$

$$\bar{\sigma}'_a = 15 \frac{\bar{\sigma}'_b (y_1 - d')}{y_1} = 15 \cdot 137 \frac{(40,89 - 6)}{40,89} = 1753,4 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\text{Soit } \bar{\sigma}'_a = 1754 \text{ Kg / cm}^2 < 2670 \text{ Kg / cm}^2$$

$$A'_A = \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}'_a (h - d')} = \frac{55,48 \cdot 10^5}{1754 (94 - 6)} = 35,95 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{\bar{w}_s b_{00} \times h}{100} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h-d')} = \frac{1,115 \cdot 50 \cdot 94}{100} + \frac{55,48 \cdot 10^5}{2670 (94 - 6)}$$

$$A_s = 76,1 \text{ cm}^2.$$

Les armatures de la section auront pour valeurs :

$$A' = A'_s = 35,95 \text{ cm}^2$$

$$A = A_s - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 76,1 - \frac{81 \cdot 10^3}{2670} = 45,76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A' = A = 6 \text{ T } 32 = 48,25 \text{ cm}^2$$

$$- x = 8,4 \text{ m} \quad M = 209,2 \text{ T.m} \quad , \quad N = 77 \text{ T.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{209,2}{77} = 2,72 \text{ m} > \frac{h}{6}$$

La section est partiellement comprimée .

$$b = 3,16 \text{ m} \quad M' = 243,32 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = 130,32 \text{ t.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} A'_s = 84,43 \text{ cm}^2 \\ A_s = 107,87 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} A' = A'_s = 84,43 \text{ cm}^2 \\ A = 79,03 \text{ cm}^2. \end{array}$$

$$\text{Soit } A' = A = 12 \text{ T } 32 = 96,48 \text{ cm}^2.$$

$$- x = 12,6 \text{ m} \quad M = 132,67 \text{ t.m} \quad N = 75,2 \text{ t.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 1,77 \text{ m} > \frac{h}{6}$$

La section est partiellement comprimée .

$$b = 2,21 \text{ m} ; \quad M' = 166,192 \text{ t.m} ; \quad \Delta M = 53,2 \text{ t.m}$$

$$\begin{array}{l} A'_1 = 34,47 \text{ cm}^2 \\ A_1 = 75,1 \text{ cm}^2 \end{array} \rightarrow \begin{array}{l} A' = 34,47 \text{ cm}^2 \\ A = 46,93 \text{ cm}^2 \end{array}$$

Soit  $A' = A = 6 \text{ T } 32 = 48,25 \text{ cm}^2$

-  $x = 16,8 \text{ m}$   $M = 46,12 \text{ t. m}$   $N = 74 \text{ t.}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{46,12}{74} = 0,63 \text{ m} > \frac{h}{6} t$$

La section est partiellement comprimée.

$$b = 1,07 \text{ m} \quad M' = 79,18 \text{ t. m}$$

$$M' = 79,18 \text{ t. m} < M \times b = 113 \text{ t. m} \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M'}{\sqrt{a} \cdot b_0 \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 79,18 \cdot 10^5}{2670 \cdot 50 \cdot 94^2} = 0,10$$

Pour  $\mu = 0,10$  on a :  $K = 24,5$  ;  $\epsilon = 0,874$

$$A = \frac{79,18 \cdot 10^5}{2670 \cdot 0,8744 \cdot 94} = 36,1 \text{ cm}^2$$

Soit  $6 \text{ T } 32 = 48,25 \text{ cm}^2$ .

-  $x = 21 \text{ m}$   $M = -14,01 \text{ t. m}$   $N = 73,98 \text{ T.}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{14,01}{73,98} = 0,19 \text{ m} > \frac{h}{6} t$$

La section est partiellement comprimée.

$$b = 0,63 \text{ m} ; M' = 46,61 \text{ t. m} ; A' = 0$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 46,61 \cdot 10^5}{2670 \cdot 50 \cdot 94} = 0,06$$

$\mu = 0,06$   $K = 34,3$  ,  $\epsilon = 0,8986$

$$A = \frac{46,61 \cdot 10^5}{2670 \cdot 0,8986 \cdot 94} = 20,66 \text{ cm}^2$$

Soit  $4 \text{ T } 32 = 32,17 \text{ cm}^2$ .

CALCUL DU POTEAU.

- Action du Vent :

$$q_n = 70 \text{ Kg / m}^2$$

La hauteur totale soumise au vent :  $H = 4,70\text{m}$ .

L'effort total du vent :

$$F = 70 \times 4,70 \times 5 = 1645 \text{ Kg.}$$

$$M = 5,52 \text{ t. m.}$$

- Action du Poids Propre:

Poids du poteau :

$$0,30 \times 0,30 \times 5,7 \times 2500 = 1282,5 \text{ Kg.}$$

Poids du Mur :

$$0,20 \times 4,7 \times 2200 \times 4,55 = 9409,4 \text{ Kg.}$$

$$G = 11 \text{ t.}$$

Calcul de l'élanement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f$  = longueur du flambement.

On considère le poteau comme un console

$$l_f = 2 l_0 = 2 \cdot 5,7 = 11,4 \text{ m.}$$

$i$  : rayon de giration qui vaut :

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

Où  $S$  et  $I$  représentent respectivement l'aire et le moment d'inertie de la section du poteau.

Dans notre cas on a un poteau carré  $i = \frac{a}{\sqrt{12}}$

$$i = 8,66 \text{ cm.}$$

Ce qui nous donne :  $\lambda = \frac{11,4 \cdot 10^2}{8,66} = 132$

On voit que  $50 < \lambda < 150 \Rightarrow$  il y a risque de flambement; donc on va calculer le poteau en flexion composée avec un moment fictif :

$$M_f = f_c \cdot N \cdot e$$

$N$  représente l'effort de compression centré  $f_c$  représente une excentricité fictive de calcul donnée par la formule suivante :

$$f_c = \frac{8}{1000} \frac{i^2}{\gamma} (1 + \xi) (\lambda - 50)^{3/2}$$

Où :

$\gamma$  : l'ordonnée maximale du contour de la section, du côté le plus comprimé dans le calcul de flexion composée par rapport à l'axe central d'inertie de la section droite du béton de la pièce.

$\xi$  : Le rapport des charges permanentes sur les charges totales

$$\xi = \frac{N_G}{N_G + N_Q}$$

$$\xi = 0,87.$$

$$f_c = \frac{8}{1000} \frac{8,66^2}{15} (1 + 0,87) (132 - 50)^{3/2}$$

$$f_c = 0,56 \text{ m} \quad M = 6,16 \text{ t.m} \text{ Soit } 7 \text{ t.m}$$

$e = \frac{M}{N} = 0,64 \text{ m} > \frac{h \cdot t}{6} = 5 \text{ cm}$  la section est partiellement comprimée.

En même temps la section est soumise à une autre flexion dans l'autre plan due à l'action du vent  $M = 5,52 \text{ t.m}$  plus petit que  $7 \text{ t.m}$ , et puisque on va armer la section d'une façon symétrique et sur ses 4 côtés, alors on peut négliger ce moment.

La section est ~~partie~~ partiellement comprimée

$$M' = 7,04 \text{ t. m}$$

$$\sigma_{b'} = 137 \text{ Kg / Cm}^2, \quad \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{b'}} = \frac{1600}{137} = 11,68.$$

$$11,68 > 15 \left( \frac{25 - 5}{25 + 5} \right) = 10 \rightarrow \bar{\sigma}_{b'} = \sigma_{b'} \text{ et}$$

$$K = 11,68 ; \quad \alpha = 0,561, \quad \varepsilon = 0,813, \quad \mu' = 0,2282$$

$$M \times b = 5,87 \text{ t. m} ; \quad \Delta M = 1,17 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_a' = 15 \left( \frac{0,561 \times 25 - 5}{0,561 \times 25} \right) 137 = 1323 \text{ Kg / Cm}^2$$

$$A'_{\lambda} = 4,42 \text{ Cm}^2$$

$$A = 5,61 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Soit } A' = A = 4 \text{ } \emptyset \text{ } 16. = 8,04 \text{ Cm}^2.$$

### CALCUL DU POTEAU FRETTE.

Le frettage consiste à ceinturer le béton au moyen d'armatures appelées frettes, ces frettes, en s'opposant au gonflement, augmentent la résistance de la pièce.

Méthode de calcul :

Seule la section du noyau fretté doit être prise en compte dans les calculs.

La contrainte de compression admissible du béton pour une pièce non frettée est multipliée par le coefficient  $K_{fr}$  ;

$$K_{fr} = 1 + \theta_t \tilde{\omega}_t \left( 1 - \frac{2t}{a} \right) \frac{\sigma_{en}}{\sqrt{28}}$$

Où :

$\theta_t$  : coefficient de forme des frettes ayant pour valeur 3 pour les frettes circulaires et les quadrillages, 1,5 pour les frettes carrées ;

$\tilde{\omega}_t$  : rapport du volume des frettes au volume du béton du noyau fretté ;  $\tilde{\omega}_t$  doit être supérieur à  $\frac{6}{1000}$ .

$t$  : espacement de deux frettes consécutives.

$a$  : dimension minimale de la section transversale du noyau fretté.

$\sigma_{en}$  : limite d'élasticité nominale de l'acier constituant les frettes ;

$\sqrt{28}$  : résistance du béton à la compression.

La contrainte de compression admissible doit être :

$$\bar{\sigma}'_{fr} = \min \left\{ \begin{array}{l} K_{fr} \cdot \sigma_{b'0} \\ 14,5 \sqrt{\sigma_{b'0}} \end{array} \right.$$

Calcul du poteau :

$$k_{fr} = 1 + \theta_t \tilde{\omega}_t \left( 1 - \frac{2t}{a} \right) \frac{\sigma_{en}}{\sqrt{28}}$$

On fixe  $t = 5 \text{ cm}$

frettes circulaires  $t = 3$ .

$$\bar{\sigma}'_{bf} = \frac{N}{B_i} = \frac{83,3 \cdot 10^3}{\pi \cdot 25^2 / 4} = 117,85 \text{ Kg / Cm}^2.$$

$$K_{bf} = \frac{\bar{\sigma}'_{bf}}{\bar{\sigma}'_{b0}} = \frac{117,85}{68,5} = 1,72$$

$$1,72 = 1 + 3\tilde{\omega}_t \left( 1 - \frac{2,5}{25} \right) \frac{4200}{275}$$

$$\tilde{\omega}_t = \frac{1,72 - 1}{3 \left( 1 - \frac{10}{25} \right) \frac{4200}{275}} = 0,024 > 0,006.$$

$$\tilde{\omega}_t = \frac{\text{Volume du frette}}{\pi \frac{\phi_i^2}{4} \cdot t}$$

$$\text{Volume du frette} = \tilde{\omega}_t \cdot \pi \frac{\phi_i^2}{4} \cdot t$$

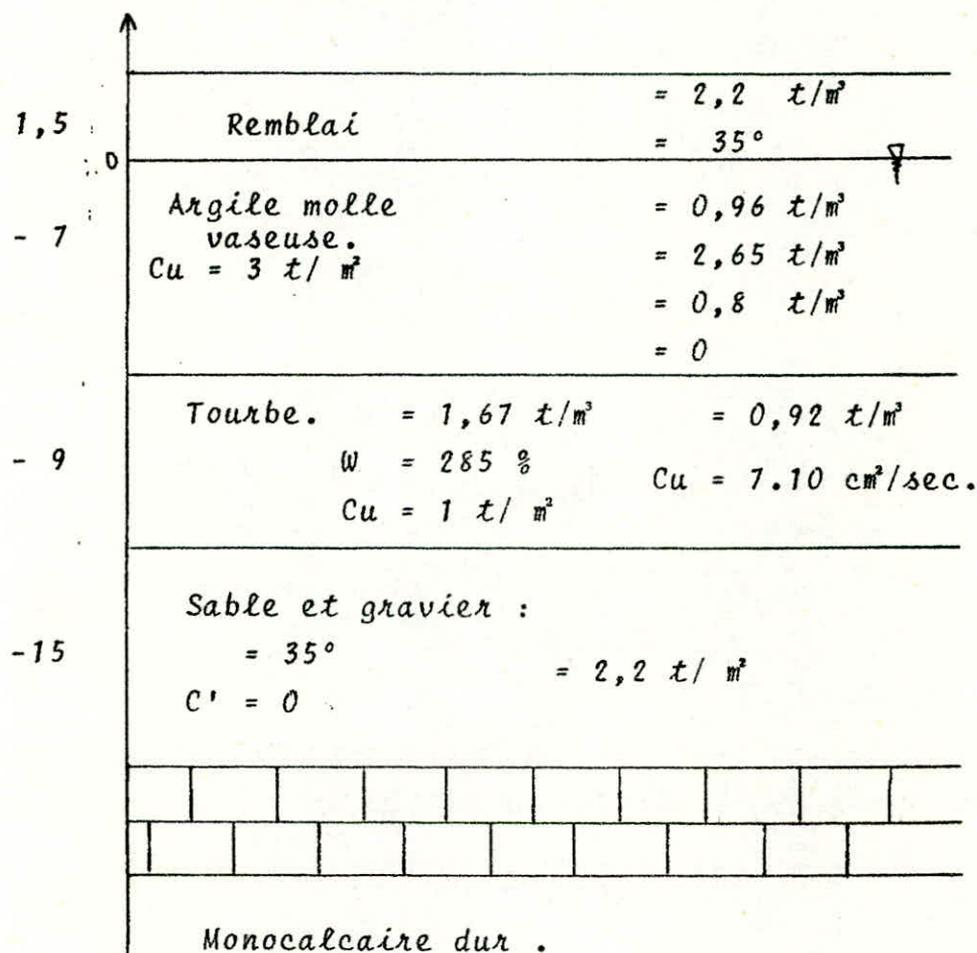
$$\text{Volume du frette} = 85 \rightarrow At = 0,78$$

Soit 1 T 10.

## Chapitre - IV

LES FONDATIONS.

Les fondations d'une constructions sont les parties de celles-ci en contact avec le sol auquel elles reportent leurs charges.

1) Calcul de la contrainte admissible  $q_a$  :

La contrainte admissible est généralement obtenue par la formule :

$$q_a = \frac{q_L}{F_S}$$

Avec :  $F_S$  = coefficient de sécurité pris en général égal à 3.

$q_L$  = la contrainte de rupture de la semelle des études sont faits, ont conduit à la formule générale suivante:

$$q_L = 0,5 \gamma_2 B N_\gamma + \gamma_1 D N_q + C N_c.$$

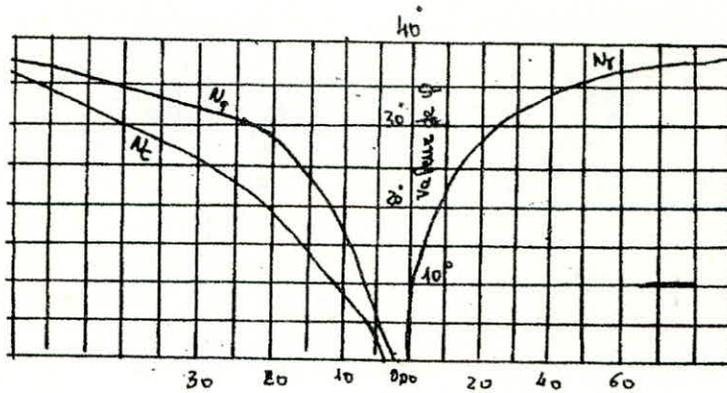
Le premier terme est appelé terme de surface il est proportionnel à la largeur de la semelle B.

Le second terme est appelé terme de profondeur il est proportionnel à l'ancrage D.

Le troisième terme est appelé terme de cohésion, il est proportionnel à C.

$N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  sont des coefficients numériques qui ne dépendent que de l'angle de frottement interne .

Les valeurs des coefficients  $N_c$ ,  $N_q$  et  $N_\gamma$  , sont celles données par terzaghi et qui sont représentée sur la figure 1.



Valeur de  $N_c$  et  $N_q$                       Valeur de  $N_\gamma$  .

Fig. 1 - Abaque donnant les coefficients de portance en fonction de .

Le calcul des fondations superficielles est réglementé par le document technique unifié ( D T U )

Il est préconisé d'utiliser la formule :

$$q_a = \gamma_1 D + \frac{\gamma_2 N_\gamma + \gamma_1 D (N_q - 1) + C N_c}{F_s}$$

Avec 
$$\rho = \frac{B}{2 \left( 1 + \frac{B}{L} \right)}$$

Dans notre cas, on a des sols purement chérents :

$$\varphi = 0 \Rightarrow N_\gamma = 0, N_q = 1.$$

Alors la contrainte admissible est donnée par :

$$q_a = \gamma' D + \frac{5,14 C}{F_S}$$

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

$$q_a = 1,5 \times 0,8 + \frac{5,14 \times 3}{3} = 6,34 \text{ t/m}^2 = 0,634 \text{ Kg / cm}^2$$

Soit  $q_a = 0,64 \text{ Kg / cm}^2$ .

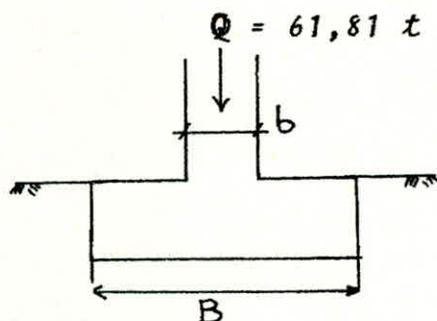
La contrainte admissible  $q_a$ , souvent appelée taux de travail, est la contrainte moyenne acceptable pour la semelle. C'est la valeur de cette contrainte qui permettra de dimensionner les fondations.

\* ) Dimensionnement de la semelle :

Une semelle rectangulaire.

$$q_a = \frac{Q}{A \times B} = 0,64 \text{ Kg / cm}^2$$

$$A \times B = \frac{Q}{q_a} = \frac{61,81 \cdot 10^3}{0,64} = 96578,125 \text{ cm}^2$$



On prend  $B = 450 \text{ cm}, A = 225 \text{ cm}$ .

$$h_t \geq \frac{B - b}{4} + d = 91,5 \text{ cm} \quad \text{soit } h_t = 100 \text{ cm}$$

2 ) Calcul du Tassement :

Un sol chargé soumis à des forces extérieures subit un état de contrainte qui entraîne un état de déformation, qui ne sont

autre que les déplacements. Ces déplacements verticaux sont appelés tassements.

La cause principale du tassement est le phénomène de compressibilité qui est dû à :

- l'arrangement des grains
- l'existence de l'indice de l'air et de l'eau
- l'évacuation de l'eau.

α) Essai de Compressibilité à l'œdomètre

Cet Essai est une application directe de la théorie de la consolidation, il permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution dans le temps.

L'œdomètre permet d'établir deux types de courbe :

- les courbes de compressibilité qui indiquent le tassement total en fonction de la contrainte appliquée.
- les courbes de consolidation.

Courbe de compressibilité :

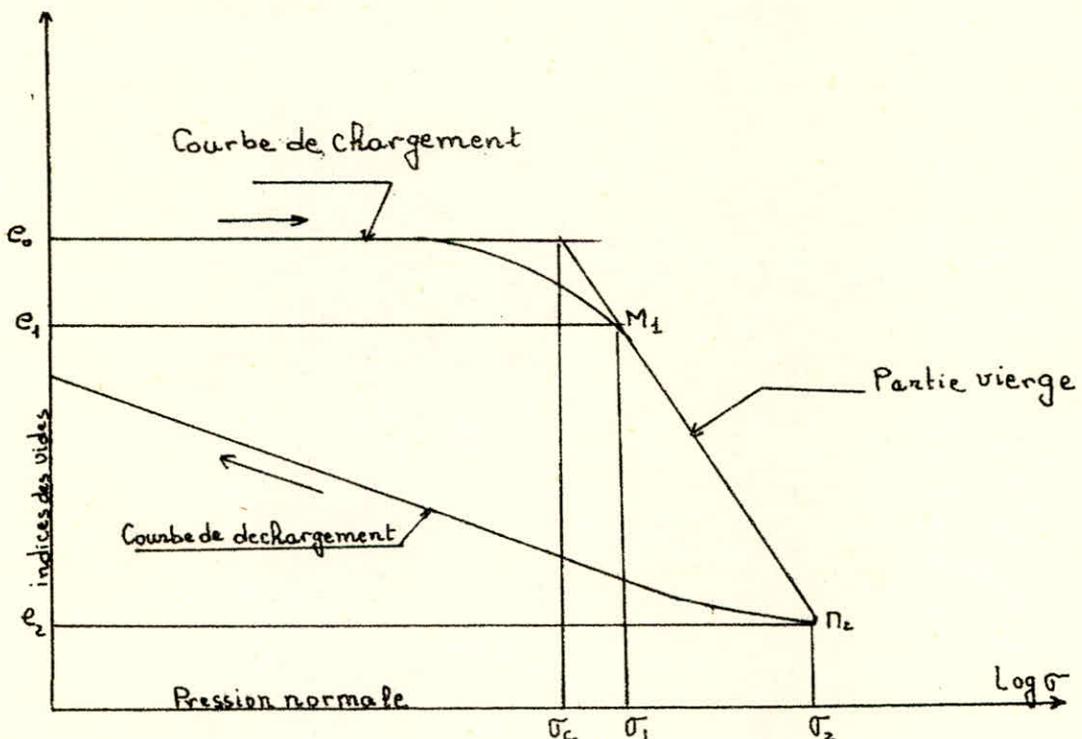


Fig 2.

Deux courbes formant une boucle (fig 2) sont ainsi obtenues :

- la courbe de chargement
- la courbe de déchargement.

Les variations d'indice des vides du sol  $e$  sont liées au tassement relatif :

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

Avec :

$H$  = épaisseur initiale de l'échantillon

$e_0$  = indice des vides initial.

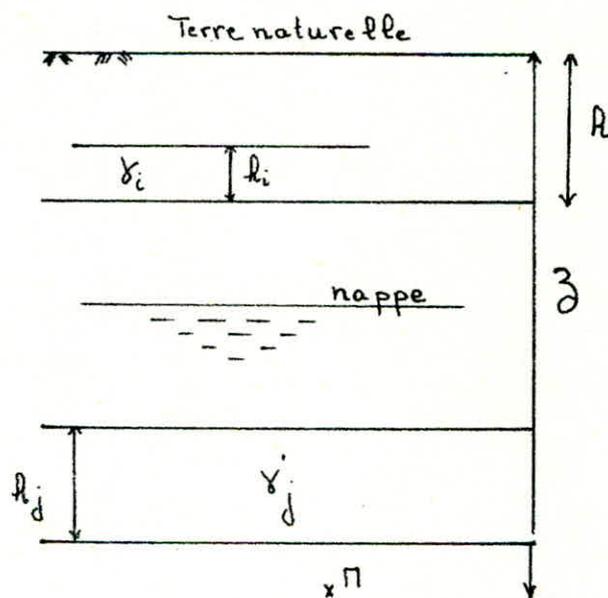
\* Pression de consolidation  $\bar{\sigma}_c$  :

C'est la pression maximale sous laquelle le sol s'est déjà consolidé au cours de son histoire. Nous définirons la pression de consolidation comme la pression correspondant à l'intersection des deux branches de la courbe de chargement ( fig. 2 )

\* Coefficient de compression  $C_c$  :

Le coefficient de compression est par définition la pente de la tangente à la courbe vierge.

B) Classification des sols vis à vis de la compressibilité :



On distingue :

- les sols surconsolidés pour lesquels  $\bar{\sigma}'_0 < \bar{\sigma}_c$
- les sols normalement consolidés tels que  $\bar{\sigma}'_0 = \bar{\sigma}_c$
- les sols sous consolidés tels que  $\bar{\sigma}'_0 > \bar{\sigma}_c$

On aura pour :

\* Sols sur consolidés et normalement consolidés :

$$\Delta e = e_0 + e_A = C_c \log \frac{\Delta \sigma + \bar{\sigma}'_0}{\bar{\sigma}'_c}$$

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\bar{\sigma}'_0 + \Delta \sigma}{\bar{\sigma}'_c}$$

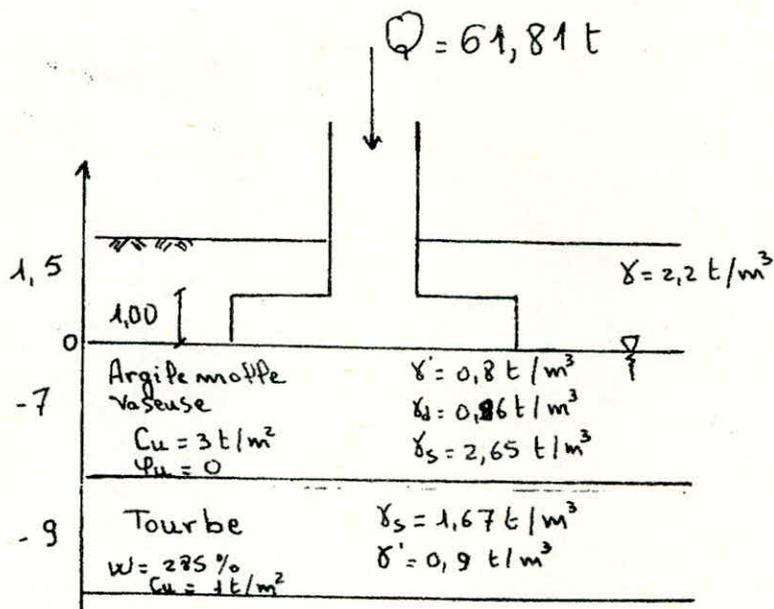
\* Sols sous-consolidés :

$$\Delta e = e_0 - e_A = C_c \log \frac{\Delta \sigma + \bar{\sigma}'_0}{\bar{\sigma}'_0}$$

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\bar{\sigma}'_0 + \Delta \sigma}{\bar{\sigma}'_0}$$

Révenons à notre terrain pour calculer le tassement.

Nous avons :



Sol sous consolidé, alors :

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{C_c}{1 + e_0} \text{ Log } \frac{\Delta \sigma' + \sigma'_0}{\sigma'_0}$$

- pour la couche d'argile :

$$\sigma'_0 = 3,5 \times 0,8 + 1,5 \times 2,2 = 6,1 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta \sigma' = K \cdot q$$

$$K = f \left( \frac{A}{\sigma} ; \frac{B}{\sigma} \right) = f \left( \frac{2,25}{3,5} ; \frac{4,50}{3,5} \right) = f (0,642 ; 1,286) = 0,165$$

$q' = Q + \text{Poids de la semelle} + \text{poids du remblai.}$

$$q' = 61,81 + 25,4 + 11,2 = 98,41 \text{ t}$$

$$\text{soit } q = \frac{q'}{A \times B} = \frac{98,41}{4,50 \times 2,25} = 9,72 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta \sigma' = 1,61 \text{ t/m}^2 ; C_c = 0,32 , e_0 = 1,76.$$

$$\frac{\Delta H_1}{H_1} = 0,0127 \rightarrow \Delta H_1 = 8,23 \text{ cm}$$

- pour la couche du tourbe.

$$\sigma'_0 = 9,8 \text{ t/m}^2 ; K = f (0,281 ; 0,562) = 0,063$$

$$\Delta \sigma' = 0,62 \text{ t/m}^2 \rightarrow \Delta H_2 = 0,57 \text{ cm}$$

$$\text{Enfin } \Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = 8,80 \text{ cm}$$

### Calcul du Tassement différentiel

C'est la dénivellation entre deux points distant de L dans une construction. En calculant le tassement sous la charge 11t, nous aurons :

Avec  $q = 7,02 \text{ t}$ ,  $\Delta H = 4 \text{ cm}$ . alors le tassement différentiel sera

$$\Delta S = 8,80 - 4 = 4,80 \text{ cm.}$$

Le tassement différentiel doit être inférieur à 2 cm.

$\Delta s = 4,80 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$ , alors il y a apparition des fissures alors on met un joint de tassement qui coupe les fondations.

### 3) Calcul des semelles :

nous avons : semelles isolées sous poteau, semelles continues sous deux poteaux. Au dessous des semelles sera disposée une couche de béton de propreté de 10 cm. La contrainte admissible du sol est  $0,64 \text{ Kg/ Cm}^2$ .

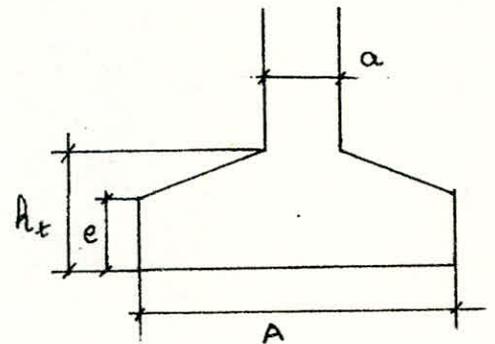
#### A) Semelles isolées sous poteau :

Le calcul des des semelles se fera par la méthode des bielles.

#### \* Prédimensionnement :

$$A \times B \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_s} \quad \text{avec} \quad \frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

$$h_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A - a + d}{4} \\ \frac{B - b + d}{4} \end{array} \right.$$



$e$  : sera fonction du diamètre des armatures transversales

$$e \geq 6 \phi + 6 \text{ (Cm)}$$

#### \* Calcul des semelles :

la calcul se fera pour les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre.

- Semelle - 1 -

$$Q = 61,81 \text{ t.}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{a \cdot Q}{b \cdot \bar{\sigma}_s}} = \sqrt{\frac{100 \cdot 61,81 \cdot 10^3}{50 \cdot 0,64}}$$

$$A \geq 439 \text{ cm},$$

On prendra  $A = 4,50 \text{ m}$  et  $B = 2,25 \text{ m}$ .

$$h_t \geq \max \begin{cases} \frac{450 - 100}{4} + 4 = 91,5 \text{ cm} \\ \frac{225 - 50}{4} + 4 = 47,75 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit  $h_t = 1,00 \text{ m}$ .

Calcul des armatures :

$$F_x = Q \left( \frac{A - a}{8 h} \right) ; F_y = Q \left( \frac{B - b}{8 h} \right)$$

$$\begin{aligned} A_x &= \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = Q \left( \frac{A - a}{8 h \cdot \bar{\sigma}_a} \right) \\ &= 61,81 \cdot 10^3 \left( \frac{450 - 100}{8 \cdot 96 \cdot 1600} \right) = 17,61 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Soit :  $12 \emptyset 14 = 18,48 \text{ cm}^2$

$$\begin{aligned} A_y &= \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = Q \left( \frac{B - b}{8 h \cdot \bar{\sigma}_a} \right) \\ &= 61,81 \cdot 10^3 \left( \frac{225 - 50}{8 \cdot 96 \cdot 1600} \right) = 8,81 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Soit  $18 \emptyset 8 = 9 \text{ cm}^2$ .

- Semelle 2.

$$Q = 11 \text{ t}, M = 7 \text{ t. m.}$$

On détermine le diagramme des contraintes sous le sol, en déterminant les contraintes aux extrémités soit  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$

( $\sigma_1 > \sigma_2$ ) et qui sont données par la formule de la R. D. M :

$$\bar{\sigma}_s = \bar{\sigma}_{1,2} = \frac{Q}{S} + \frac{M y}{I} = \bar{\sigma} (A/4)$$

avec  $y = \frac{A}{4}$  ,  $I = \frac{A^4}{12}$  ,  $S = A^2$   $\sigma_2$

soit  $A = B = 175$  cm

$$\bar{\sigma}_1 = 0,76 \text{ Kg / cm}^2 , \quad \bar{\sigma}_2 = 0.$$

$$\bar{\sigma} (A/4) = \frac{\bar{\sigma}_2 + 3\bar{\sigma}_1}{4} = \frac{3\bar{\sigma}_1}{4}$$

$$\bar{\sigma} (A/4) = 0,57 \text{ Kg / cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

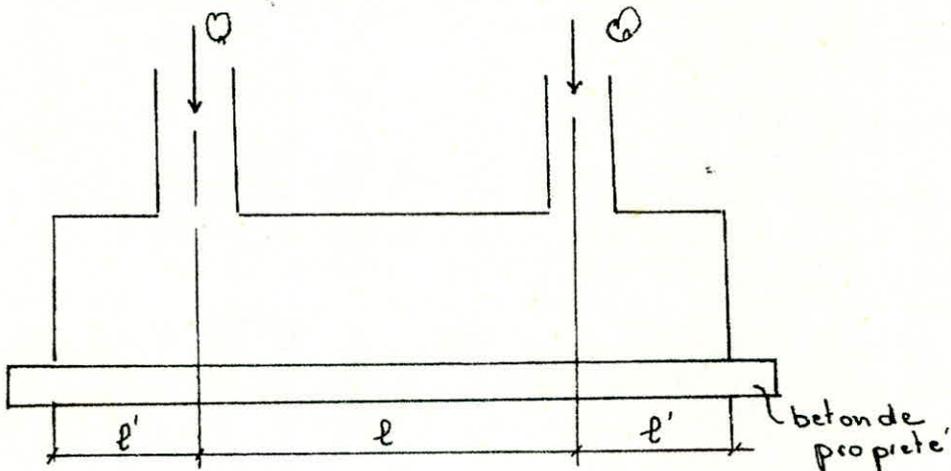
$$Q' = A^2 \times \bar{\sigma} (A/4) = (175)^2 \cdot 0,57$$

$$Q' = 17,46 \text{ t.}$$

Alors  $A_x = A_y = \frac{Q' (A - a)}{8 h \cdot \bar{\sigma}_a}$

$$A_x = A_y = 5,49 \text{ cm}^2 , \text{ soit : } 6 \text{ } \emptyset \text{ } 12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

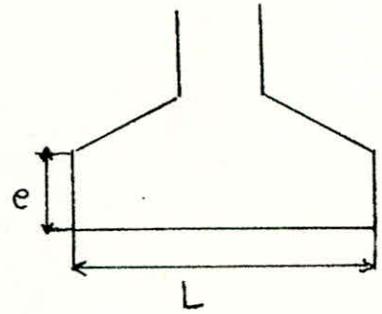
B | semelle continue sous deux poteaux :



$$Q = 7 \text{ t}, \quad l' = 30 \text{ cm}, \quad l = 90 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{2 Q}{L (l + 2l')} \leq \bar{\sigma}_s' = 0,64 \text{ Kg / cm}^2$$

$$L \geq \frac{2 Q}{\bar{\sigma}_s' (l + 2l')} = \frac{2 \cdot 7 \cdot 10^3}{(90 + 2 \cdot 30) 0,64}$$



Soit  $L = 175 \text{ cm}$ .

Calculons la contrainte exacte sur le sol en tenant compte du poids propre de la semelle.

- Poids de la semelle :

$$\left( 1,75 \times 0,15 \times 1,5 \right) + \frac{\left( 1,75 + 0,3 \right) \times 0,25 \times 1,5}{2} \times 2,5 = 1,95 \text{ t.}$$

- Poids du béton de propreté :

$$\left( 1,75 + 0,1 \right) \left( 1,5 + 0,1 \right) = 2,96 \text{ t.}$$

Contrainte sur le sol :

$$= \frac{2 \times 7 \cdot 10^3 + 1950 + 2960}{185 \times 160} = 0,638 \text{ Kg / cm}^2$$

$$= 0,64 \text{ Kg / cm}^2.$$

Sous pression sous la semelle :

$$q = \frac{2 \times 7 \cdot 10^3}{175 \cdot 150} = 0,534 \text{ Kg / cm}^2$$

On tient pas compte du poids de la semelle car la réaction de la semelle est égale et opposée à son poids, donc l'effet produit par le poids de la semelle et sa réaction dans une section est nulle ; donc on a calculé la charge répartie sous la semelle uniquement sous la charge des poteaux.

$$q = 0,534 \text{ Kg / cm}^2 ; \text{ soit au mètre :}$$

$$q = 0,534 \times 175 \times 100 = 9345 \text{ Kg.}$$

- Calcul de la poutre :

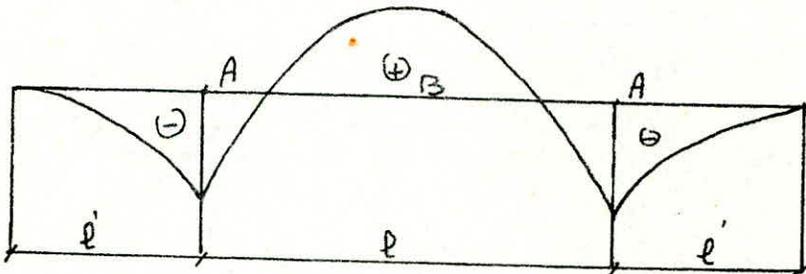
charge au mètre de la poutre :

$$q_1 = \frac{2 Q}{l + 2 l'} = \frac{27 \cdot 10^3}{1,50} = 9340 \text{ Kg}$$

Moments de flexion :

$$\text{- sur appui : } M_A = \frac{q_1 l'^2}{2} = 420,3 \text{ Kg. m}$$

$$\text{- en travée : } M_B = \frac{q_1 (l^2 - l'^2)}{2 \cdot 4} = 525,4 \text{ Kg. m}$$



\* Calcul des armatures :

- en travée :

$$A = \frac{M_B}{\xi \bar{\sigma}_a} \text{ avec } \xi = \frac{7}{8} \quad h = 36 \text{ cm}$$

$$A = \frac{525,4 \cdot 10^2}{7/8 \cdot 36 \cdot 1600} = 1,04 \text{ cm}^2$$

soit 5  $\emptyset$  6 = 1,41 cm<sup>2</sup>.

- Sur appuis :

$$A = \frac{M_A}{\xi \bar{\sigma}_a} = \frac{420,3 \cdot 10^2}{7/8 \cdot 36 \cdot 1600} = 0,84 \text{ cm}^2$$

soit 4  $\emptyset$  5 + 3  $\emptyset$  6 = 1,62 cm<sup>2</sup>.

Sont des armatures Constructifs  $\Rightarrow w_{min} = 0,2\%$  alors:

$$A = \frac{w}{100} \frac{b h}{100} = \frac{0,2 \cdot 175 \cdot 35}{100} = 12,25 \text{ cm}^2.$$

soit

\* Calcul des armatures de la semelle :

Elles seront calculées par la méthode des bielles.

$$A = \frac{q (L - b_0)}{8 h \cdot \bar{\sigma}_a} = 2,94 \text{ cm}^2$$

soit 6  $\emptyset$  8 / m l

\* Calcul de l'effort tranchant :

- sur appui :

$$T = q_1 l' = 9340 \times 0,30 = 2802 \text{ Kg}$$

- En travée :

$$T = q_1 \frac{l}{2} = 9340 \cdot \frac{0,90}{2} = 4203 \text{ Kg}$$

$$\tau_{max} = \frac{4203}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 36} = 4,45 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\frac{A_t \times \bar{\sigma}_a \times \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot \frac{7}{8} \cdot 36 \cdot 1600}{4203}$$

soit  $t = 20 \text{ cm}.$

BIBLIOGRAPHIE /

- *Théorie des Plaques et Coques* S. TIMUSHENKU.
  - *Résistance des Matériaux tome I* J. COURBON
  - *Traité de Béton Armé* A. FUENTES
  - *Traité de Béton Armé tome I et III* A. GUERRIN
  - *Stabilité des Constructions* I.U.T GENIE CIVIL
  - *Fondations et Ouvrages en Terre.* G. PHILLIPPONNAT.
-

