PROJET DE FIN D'ETUDES

TITRE : Conception d'un Chateau d'Eau de 100 m^3 dont la côte du Radier c'est à 10m IGN suivant les Règles B.A.E.L. 80

AUTEUR : Omar CISSE

GENIE : CIVIL

DATE : JUIN 1987.

DIRECTEUR DE PROJET : Mr AQUIN

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier tout d'abord Mr Thomas Aquin, professeur à l'école Polytechnique de Thiès, mon directeur de projet pour sa constante disponibilité et son soutien sans relâche.

Je remercie ensuite:

- Mr Elhadj Thiam et Mr Aliou Diack, professeurs à l'école Polytechnique pour leurs conseils multiformes et leur soutien manifeste du fait des nombreux documents qu'ils mirent à ma disposition;
- Mr Mbengue, ingénieur à la SVTP pour sa bienveillance;
- Mr Aziz Gueye, étudiant en 5e Civil pour son aide au centre de Calcul;
- Mr Khouma, étudiant en Première Année;

Et enfin, tous ceux qui ont de près ou de loin contribué à la réussite de cette étude.

SOMMAIRE

Ce present rapport est la synthese de l'etude technique de château d'eau de 100 m³, de forme cylindrique dont la côte du radier est à +10m IGN et le site à BALA dans la region de Tambacounda.

Ce dimensionnement s'est fait suivant les regles BAEL 80, mis à jour 83. Le choix de forme a été commandé par la petitesse de la cuve (100 m³) et la faible economie qu'entrainerait, en consequence, la mise en place de coupole comme toiture et fond de cuve comparée aux coûts tributaires à leur coffrage et coulage.

Ainsi, j'ai eu à choisir les dimensions de differents elements du chateau et à calculer leurs armatures respectives

Pour terminer, j'ai eu à conseiller des techniques pratiques de prefabrication de la cuve.

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE : 1 INTRODUCTION

Dans le cas du programme de l'hydraulique villageoise et pastorale du Sénégal, il a été confié à la S.V.T.P la réalisation de chateaux d'eau de faible capacité (inférieur à 200 m^3) appropriée aux petites communautés rurales des zones reculées du Sénégal .

L'étude du chateau d'eau que j'ai effectuée est inscrite dans ce cadre (100 m^3) et ce dernier est situé en région de Tambacounda .

J'ai effectué cette étude en Règles BAEL 80 (Norme AFNOR) pour des raisons d'uniformité car la SVTP est française et au Sénégal les méthodes dimensionnement française sont les plus répandues et aussi parce que les Règles BAEL sont naturellement sorties et ne sont obligatoires que depuis peu en France .

Du fait que la SVTP s'est chargée de beaucoup de petits ouvrages de cette nature, il a fallu générer une méthode optimale de fabrication en série, ce qui s'avère possible par la préfabrication, surtout des éléments du cylindre. Cette étude qui peut être assimilé à un prédimensionnement, pourrait avec les apports d'expérience, être améliorée en vue de la rendre très opérationnelle mais elle aura posé les jalons du dimensionnement des réservoires avec les Règles BAEL .

Chapitre 2 Determination Preliminaire des Dimensions de la Cuve

Des etudes menées par Fonlladosa ont permis d'établir des relations entre certaines dimensions de la cuve.
Example: relation entre d: diametre interieur et V: volume de la cuve.

$$d = 1.405 \sqrt[3]{V}$$

Comme nous disposons d'un reservoir de $100 m^3$ alors

$$d = 1.405 \sqrt[3]{100} \text{ m} = 6.52 \text{ m}$$

Ainsi nous allons pouvoir determiner la hauteur de l'eau dans le reservoir : ho

$$h_o = \frac{V}{\frac{\pi d^2}{4}} \longrightarrow h_o = \frac{100}{\frac{3.14 \times 6.52^2}{4}} = 3.00 \text{ m}$$

D'aprés ce même Fonlladosa, la hauteur libre du niveau de l'eau jusqu'a la couverture est determinée par la relation suivante : $h_1 = 0.10\, d$

donc $h_1 = 0.65 m$

Ainsi la hauteur totale du cylindre devient : h

$$h = 3.00 m + 0.65 m = 3.65 m$$

Des regles de bonne pratique nous incitent á obtenir souvent une hauteur h pas trop differente du diametre ainsi nous allons réajuster ces deux grandeurs
En definitive nous allons considerer : $h = 4.75 m$
et $d = 5.5 m$

Pour la couverture du cylindre, du fait des faibles dimensions de ce reservoir, de la difficulté d'opter pour le choix des coupoles et des faibles surcharges d'explotation sur la toiture, j'ai préféré une dalle plate mince.

Comme épaisseur de la dalle couverture, j'ai choisi 120mm
Pour la paroi, j'ai choisi une épaisseur de 150mm constante
qui est supérieure au minimum de 70mm ou 120mm d'après
le reglement de la chambre syndicale de France.
Cette dimension ferait l'affaire dans le cas où on
aurait au niveau de la paroi deux (2) lits de cerces
Pour le radier, nous allons aussi choisir une dalle plate
car l'erection de coupoles serait très onéreuse alors que
l'economie sur le materiau, du faite de la petitesse des
dimensions du cylindre, ne serait pas appreciable.
Son épaisseur est prise egale 250mm.
A cet egard le diametre exterieur du cylindre ; D sera :

$$D = d + 2 \times 0.150\,m = 5.80\,m$$

Chapitre 3 Design de la couverture

La surcharge à considerer dans ce cas est de $1 KN m^{-2}$ (surcharge minimale) car elle ne prevoit que le cas où des reparations auraient à nécessiter la présence de personnes au dessus.

Comme charge permanente, nous considerer uniquement le poids mort de la dalle

$G = 25 KN m^{-3} \times 0.12 m = 3.0 KN m^{-2}$

$Q = 1 KN m^{-2}$

D'après "Concrete Information", les moments sont les suivants:

. moments radiaux : M_r

. Au centre $M_r = +0.075\ pl^2$

. Au contour $M_r = -0.125\ pl^2$

avec l = rayon du cylindre donc $l = \frac{d}{2}$

. moments tangentiels : M_t

. Au contour $M_t = -0.025\ pl^2$

. Au centre $M_t = 0.075\ pl^2$

Ce sont des moments par unité (m) de longueur.

Donc nous allons calculer les armatures :

- en travée avec $M = 0.075 \frac{d^2}{4} \cdot p$ par m de longueur
- au contour avec $M = -0.125 \times \frac{d^2}{4} \cdot p$ par m de longueur.

Voir Annexe: 1 fig:

p = la charge pondérée au niveau de la couverture

$p = 1.35\,G + 1.5\,Q = 1.35 \times 3.0 + 1.5 \times 1.0 = 5.55 KN m^{-2}$

Je vais calculer les moments sous charges mortes (M_m) et sous charges vive (M_v) pour le centre du couvercle et pour le contour

. Au centre :

M_m = 1.71 KNm par m

M_v = 0.57 KNm par m

donc le moment pondéré $M = 1.71 \times 1.35 + 1.5 \times 0.57 = 3.2$ KNm par m.

. Au contour

$M_m = -2.9$ KNm par m

$M_v = -0.95$ KNm par m

$M = 1.35 \times 2.9 + 1.5 \times 0.95 = 5.4$ KNm par m

Comme armatures, nous allons choisir ϕ 8 mm. (valable car inferieur $\frac{h_0}{10} = 12$ mm)

3-1. Choix des armatures au niveau du contour

$\phi 8$ Acier Fe E 40 type I : aciers á haute adhérance

$d = h - c - \frac{\phi}{2}$ avec c = protection = 30 mm

$d = 120 - 30 - \frac{8}{2} = 86$ mm

La determination des armatures se fera toujours en considerant une bande de largeur 1m passant par le centre de la couverture. Donc, nous allons considerer une bande radiale.

Le moment de design = M = 5.4 kNm par m de largeur

f_{c28} = 25 Mpa. = resistance du beton en compression á 28 jours

$\bar{\sigma}_b$ = Contrainte du beton $\bar{\sigma}_b = \frac{f_{c28} \times 0.85}{\gamma_b}$

avec γ_b = coefficient de securité = 1.5 (situations non accidentelles)

Ainsi $\bar{\sigma}_b = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17$ mpa $= 14.2$ mpa

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{5.4 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 8.6^2} = 0.0514$$

$\mu l = 0.392$ pour FeE40 type I $\longrightarrow$

si $\mu < \mu L$ donc $\sigma_s = 348$ mpa avec $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$

avec γ_s : coefficient de securité (dans les cas autre ceux accidentels $\gamma_s = 1.15$)

Pour $\mu = 0.0514$ $\rightarrow$ $\mu < 0.392$ $\rightarrow$ $\sigma_s = 348$ mpa

car $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15}$ mpa $= 348$ mpa

D'aprés Annexe 1 figure tableau 1

$\beta = 0.973$

A = section d'acier en cm^2

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{5400}{0.973 \times 8.6 \times 348} = 1.85\ cm^2$$

donc nous allons choisir $4\phi 8 = 2.01\ cm^2$

Donc sur une bande de 1 m nous avons 4 barres $\phi 8$. Donc l'ecartement des barres sur une nappe est $\frac{1000}{4}$ mm $= 250$ mm $\leq 3 \times h = 3 \times 120$ mm $= 360$ mm

≤ 33 cm

Je rappelle que ces barres sont placées radialement.

3-2 . <u>Choix des armatures au droit du moment en travée</u>

Même procédure que précédemment.

$M = 3.2$ KNm par m

Choisissons une largeur de bande de 1 m.

$$\mu = \frac{3200}{14.2 \times 100 \times 8.6^2} = 0.0305 < 0.392 = \mu l$$

donc $\sigma_s = 348$ mpa

donc $\mu = 0.0305$ $\longrightarrow$ $\beta = 0.984$

$$A_s = \frac{3200}{348 \times 8.6 \times 0.984} = 1.087\ cm^2$$

$\rightarrow 3\phi 8 = 1.51\ cm^2$

Donc nous aurons un espacement de $E = 300 mm$

$E \leq 330 mm$

$\leq 3 \times 120 mm$

- Vérification suivant les états limites de service

a- Compression du béton

La contrainte limite est de $0.6 f_{c28} = 15 mpa$

charge de service : $G = 3 kN m^{-2}$; $Q = 1 kN m^{-2}$

* Au droit du moment en contour : $A = 4 \phi 8 = 2.01 cm^2$

$M = -3.8 kN m / m$. Pour une bande de 1 m

$M = -3.8 kN m$ $\rho_1 = \frac{100 A}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8.6} = 0.234$

D'aprés Annexe 1 figure

$\beta_1 = 0.923$ $k = 0.020$

$\sigma_s = \frac{M}{\beta_1 d A} = \frac{3800}{0.923 \times 8.6 \times 2.01} = 238 mpa$

$\sigma_b = k \sigma_s = 0.020 \times 238 mpa = 4.8 mpa$

σ_b : contrainte dans le béton

σ_b^{-1} = contrainte maximale admissible dans le béton.

$\sigma_b^{-1} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 mpa$

$\sigma_b < \sigma_b^{-1}$ donc il n'est pas necessaire de prevoir des armatures comprimées.

* Au droit du moment en travée

$M = 2.3 kN m$

$A = 3 \phi 8 = 1.51 cm^2$ $\rho_1 = \frac{100 \times 1.51}{100 \times 8.6} = 0.175$

$\longrightarrow \beta_1 = 0.933$ $k = 0.017$

$\sigma_s = \frac{2300}{0.933 \times 8.6 \times 1.51} = 189.8 mpa$

$\sigma_b = 0.017 \times 189.8 mpa = 3.23 mpa < \sigma_b^{-1}$

donc les armatures de la section sont adequates

b. Ouverture des fissures

la fissuration est considérée comme très préjudiciable
Comme nous avons des aciers FeE40 type I

$f_e = 400\,mpa \qquad \eta = 1.6$

η = coefficient de fissuration

La contrainte de traction des armatures tendues doit être inferieure à minimum de $0.5 f_e$ et $110\,\eta$
donc dans notre cas $\sigma_s \leq 200\,mpa$; $176\,mpa$

$\rightarrow \quad \sigma_s \leq 176\,mpa$

* Au droit du moment au contour

Determinons les armatures requises avec $\sigma_s = 176\,mpa$

$$\mu_1 = \frac{3800}{100 \times 8.6^2 \times 176} = 0.00292 \longrightarrow \beta_1 = 0.910\ ;\ k = 0.025$$

$$\sigma_b = k\,\sigma_s = 0.025 \times 176\,mpa = 4.4 < \sigma_b^{-1}$$

$$A_2 = \frac{M}{\beta_1\, d\, \sigma_s} = \frac{3800}{0.910 \times 8.6 \times 176} = 2.76\ cm^2$$

$$A_2 > A = 2.01\ cm^2$$

Donc on choisira $6\phi 8 \longrightarrow 3.02\ cm^2$

$$E = \text{Espacement} = \frac{1000}{6}\ mm = 167\ mm$$

donc nous allons prendre $E = 160\,mm$

* Au droit du moment en travée

$$\mu_1 = \frac{2300}{100 \times 8.6^2 \times 176} = 0.00177 \longrightarrow \beta_1 = 0.930,\quad k = 0.018$$

$$\sigma_b = 0.018 \times 176 = 3.17\ mpa < \sigma_b^{-1}$$

$$A_2 = \frac{2300}{0.930 \times 8.6 \times 176} = 1.64\ cm^2 > 1.51\ cm^2$$

$\longrightarrow$ nous allons choisir $4\phi 8 \rightarrow 2.01\ cm^2$

$E = 250\,mm$

la distance entre axe des armatures d'une même nappe doit être $\leq$ 20 cm et 1.5 h donc $\leq$ 20 cm et 18 cm
Ceci est vérifié pour les barres au contour alors que les barres au droit de la travée ne le respecte pas
Donc nous allons prendre pour les barres au niveau de la travée E = 180 mm → nous aurons 6 ϕ8 sur une largeur de bande de 1m.

3-4 • Longueur de développement (Ld) et longueur de recouvrement. (Lr)

– Longueur de développement

• Au niveau du contour

$$L_d = 1/4 \cdot d = 1/4 \times 5.5\,m = 1.375\,m$$

• Au niveau de la travée

Comme les moments en travée s'annulent à 0.65 · R à partir du centre. Nous allons prendre la longueur totale sur laquelle les barres doivent être réparties égale à : 2 × 0.65 × 2.75 m = 3.6 m passant par le centre en passant par 2 directions orthogonales
Ainsi nous pouvons arrêter la moitié des barres à cette distance donc à 1.8 m du centre, l'autre moitié est prolongée jusqu'au contour.

– Longueur de recouvrement

$L_r = 40\,\phi$ (Fe E 40)

Comme ϕ = 8 mm partout donc $L_r = 40 \times 8$ mm = 320 mm

3-5. Effort tranchant

T_r = effort tranchant $= -0.5\, q\, a\, \rho$ (voir Annexe

avec a = rayon de la plaque

$\rho = \dfrac{r}{a}$ r = rayon de la plaque

$\longrightarrow T_r = -0.5\, q r$ /m

q = charge pondérée $= (1.35 \times 3 + 1.5 \times 1.0)$ $kNm^{-2} = 5.55\, kNm^{-2}$

Tr est calculé aux faces

$Tr = -0.5 \times 5.55 \times 2.75 = -7.63$ KN par m de largeur

En choisissant une bande de 1 m de largeur

$$T_{max} = -7.63 \text{ KN}$$

* Calcul de τ_u : contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad \text{avec } V_u = T_{max} = 7{,}630 \text{ KN}$$

donc $V_u = 7630$ N

$$\tau_u = \frac{7630}{100 \times 86} = 0.089 \text{ mpa}$$

Comme pour les dalles, aucune armature transversale n'est requise quand $\tau_u < 0.05\, f_{c28}$

$0.05\, f_{c28} = 1.25$ mpa > 0.089 mpa

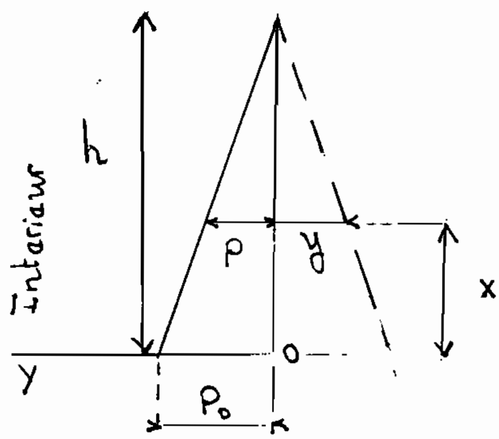
donc aucune armature transversale n'est necessaire

Chapitre : 4 Calcul des armatures dans la paroi cylindrique

4-1. Rappel théorique et calculs des efforts et abcisses

Nous sommes devant un cas qui comprend aussi bien un encastrement de la paroi dans le radier qu'un autre de cette même paroi dans la couverture.

Toutefois, il faut reconnaitre que l'influence du radier est plus appréciable.



Si le déplacement des extrémités inférieures et supérieures des poutres n'était nullement entravé, la paroi cylindrique avant remplissage du réservoir, devient tronconique sous l'effet de la pression hydrostatique, comme le montre la figure ci-dessus.

La déformation radiale au niveau x au dessus du fond est :

$$y = -\frac{p R \times R}{e\,E} = -\frac{P_o(h-x)}{h}\frac{R^2}{E e}$$

avec E = module d'élasticité du béton

e = épaisseur de la paroi

R = rayon du feuillet moyen de la paroi

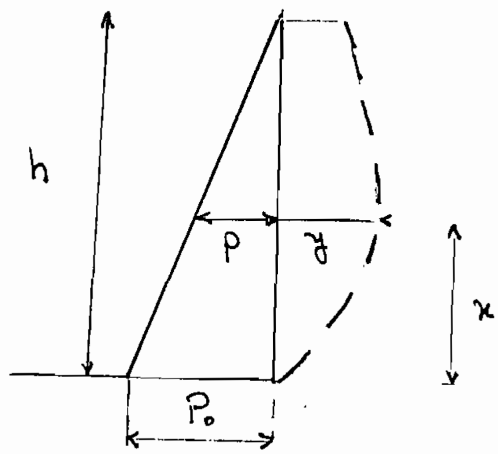
P_o = pression au niveau de la base de la paroi.

P_A = part de la pression du liquide équilibrée par les poutres

p_2 = part du liquide equilibrée par les anneaux

p = pression au niveau x .

Quand la paroi est encastrée au radier, nous aurons la figure ci-dessous



$\frac{d^2M}{dx^2}$ avec M moment flechissant dans les poutres

$M = EI \frac{d^2y}{dx^2}$ en negligeant ν le coefficient de poisson

$p_1 = -EI \frac{d^4y}{dx^4}$

La contrainte dans l'anneau est $\frac{p_2 \cdot R}{e}$ et le deplacement correspondant $y = -\frac{p_2 R^2}{Ee}$

On a donc $p = p_1 + p_2$

$$\longrightarrow \quad EI\frac{d^4y}{dx^4} + \frac{Ee}{R^2}y + p = 0$$

Comme $\frac{h^2}{ed} = 23.4 > 16$

donc l'equation s'ecrit : $y = Ae^{-\beta x}\cos\beta x + Be^{-\beta x}\sin\beta x$

avec $\beta = \frac{1.3165}{\sqrt{Re}}$

$$K = \frac{Ee}{R^2}$$

Si le reservoir est complètement plein

$$y = A e^{-\beta x} \cos \beta x + B e^{-\beta x} \sin \beta x - \frac{p_0 (h - x)}{Kh}$$

En tenant compte de l'encastrement de la paroi dans le radier uniquement, nous aurons dans notre cas :

$$\beta = \frac{1.3165}{\sqrt{2.75 \times 0.15}} = 2.049$$

Dans notre cas $y = 0$, $\frac{dy}{dx} = 0$ pour $x = 0$

$$\longrightarrow \quad A = \frac{p_0}{k} \qquad B = \frac{p_0}{k}\left(1 - \frac{1}{\beta h}\right)$$

On posera :

$$\varphi(\beta x) = e^{-\beta x} (\cos \beta x) + e^{-\beta x} \sin \beta x$$

$$\psi(\beta x) = e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)$$

$$\theta(\beta x) = e^{-\beta x} \cos \beta x$$

$$\zeta(\beta x) = e^{-\beta x} \sin \beta x$$

Donc $p_1 = p_0 \left[\theta(\beta x) + \left(1 - \frac{1}{\beta h}\right) \psi(\beta x) \right]$

$$M = \frac{p_0}{2\beta^2} \left[-\left(1 - \frac{1}{\beta h}\right) \theta(\beta x) + \zeta(\beta x) \right]$$

$$T = \frac{p_0}{2\beta} \left[\psi(\beta x) + \left(1 - \frac{1}{\beta h}\right) \varphi(\beta x) \right]$$

A l'encastrement on a $p_1 = p_0$; $p_2 = 0$

$$M_0 = -\frac{p_0 \sqrt{Re}}{3.464} \left(1 - \frac{\sqrt{Re}}{1.3165\, h}\right)$$

$$T_0 = \frac{p_0 \sqrt{Re}}{2.633} \left(2 - \frac{\sqrt{Re}}{1.3165\, h}\right)$$

La méthode de Leballe qui avait donné les résultats antérieurs suppose l'encastrement parfait de la paroi dans le radier, ce qui est en fait une limite supérieure car l'encastrement n'est qu'élastique. Ainsi, nous allons admettre la méthode de Hangan - Soare.

$$y = \frac{\delta R^2}{Ee}(h-x) - \delta \frac{R^2 h}{Ee} e^{-\beta x} \cos\beta x - \frac{M_o}{2EI\beta^2} e^{-\beta x} \sin\beta x$$

Mo et To sont respectivement le moment et l'effort tranchant à l'encastrement.

$N\varphi$ = effort suivant les cercles

$$N\varphi = \delta R(h-x) - \delta R h e^{-\beta x} \cos\beta x - 2 M_o R \beta^2 e^{-\beta x} \sin\beta x$$

$$M = \frac{\delta h}{2\beta^2} e^{-\beta x} \sin\beta x + M_o e^{-\beta x} \cos\beta x$$

$$T = -\frac{\delta h}{2\beta} e^{-\beta x}(\cos\beta x - \sin\beta x) - M_o \beta e^{-\beta x}(\cos\beta x + \sin\beta x)$$

Moment à l'encastrement inférieur : M_o

$$M_o = k \delta h^3$$

δ = poids volumique de l'eau $= 10\ kN\,m^{-3}$

k étant donné en abaques par le biais de $\frac{e}{e'}$, et βh.

k peut aussi être trouvé par l'équation suivante :

$$\left(\frac{e}{e'}\right)^3 k^{3/2} + \frac{3}{2\beta h} \cdot k - \frac{3}{4(\beta h)^3}\left(1 - \frac{1}{\beta h}\right) = 0$$

En utilisant les abaques, nous avons :

$$\frac{e}{e'} = \frac{150}{250} = 0.6 = tg\,\varphi \longrightarrow \varphi = 34.4°$$

$$\beta h = 2.049 \times 4.75 = 9.73$$

D'après figure 3 $\longrightarrow k = 0.0042$

$$M_o = 0.0042 \times 10 \times 4.75^3 = 4.5\ kN\,m/m$$

* Abcisse x_0 du moment de flexion nul

$$x_0 = K_0 h$$

D'après figure 2 $\qquad K_0 = 0.068$

D'après les calculs : $\quad K_0 = \dfrac{\operatorname{arctg}\left[2k\,(\beta h)^2\right]}{\beta h}$

$$K_0 = \operatorname{arctg}\left[2 \times 0.0042 \times (2.049 \times 4.75)^2\right] \Big/ (2.049 \times 4.75)$$

$$K_0 = 4.396^\circ = 0.077$$

$$x_0 = 0.077 \times 4.75 = 0.36\,m$$

* Abcisse x_1 du moment de flexion negatif maximal

$$x_1 = k_1 \cdot h$$

$$K_1 = \frac{\pi}{4\beta h} + k_0 = \frac{3.14}{4 \times 2.049 \times 4.75} + 0.077 = 0.158$$

$$x_1 = 0.158 \times 4.75 = 0.75\,m$$ (Voir figure 4)

* Moment de flexion negatif maximal : M'

$$M' = -k'\delta h^3$$

$$k' = k\, e^{-\beta x_1}\left[\cos\beta x_1 - \frac{1}{2k\,(\beta h)^2} \cdot \sin\beta x_1\right]$$

$$k' = 0.0042 \cdot e^{-2.049 \times 0.75}\left[\cos(2.049 \times 0.75) - \frac{\sin(2.049 \times 0.75)}{2 \times 0.0042 \times (2.049 \times 4.75)^2}\right]$$

$$k' = 0.00087$$

$$M' = -0.00087 \times 10 \times 4.75^3\ \text{kNm/m} = -0.93\ \text{kNm/m}$$

(Voir figure 6)

* Abcisse x_2 de l'effort $N\varphi$ maximal suivant les cerces

$$x_2 = k_2 \cdot h$$

D'après la figure 1 $\qquad , k_2 = 0.249$

$$x_2 = 0.249 \times 4.75\ m = 1.18\,m$$

* Effort N_φ maximal suivant les cerces

$$N_{\varphi max} = k'' \delta R h$$

D'après figure $\quad k'' = 0.775$

$$N_{\varphi max} = 0.775 \times 10 \times 2.75 \times 4.75 \text{ kN/m}$$

$$N_{\varphi max} = 101.2 \text{ kN m / m}$$

(Voir figure 5)

Ces valeurs ont été trouvées sans tenir compte du facteur de majoration des charges hydrauliques à l'état limite ultime de resistance. Comme le niveau de l'eau varie peu dans le reservoir, nous pouvons considerer la pression d'eau comme une charge permanente donc le coefficient de pondera-tion sera de 1.35

donc : $M_0 = 1.35 \times 4.5 \text{ kN m / m} = 6.07 \text{ kN m / m}$

$M' = -1.35 \times 0.93 \text{ kN m / m} = -1.25 \text{ kN m / m}$

$N_{\varphi max} = 1.35 \times 101.2 \text{ kN/m} = 136.6 \text{ kN / m}$

Pour tenir compte de l'encastrement de la paroi avec la couverture, nous allons utiliser les tables de " Concrete Information" dans la section Wall with moment Applied at Top.

Les moments et tension ainsi déterminés sont ajoutés (Principe de superposition) à ceux déjà trouvés quand nous avons considéré uniquement l'encastrement de la paroi dans le radier.

Nous allons utiliser les tables $\overline{VI}$ et $\overline{XI}$ pour déterminer les moments et les tensions quand la paroi est encastrée dans la couverture

M = 5.4 kN m par m de largeur

$$\frac{MR}{H^2} = \frac{5.4 \times 2.75}{4.75^2} = 0.66 \text{ kN/m}$$

$$\frac{H^2}{Dt} = \frac{4.75^2}{5.5 \times 0.15} = 27.3 \quad \text{compris entre 24 et 32}$$

Voir tableau 3 les moments et tension obtenus aux différentes hauteurs

Les valeurs obtenues sont déjà pondérées car 5.4 kN m/m est obtenu après pondération

Sous charges de service

$$\frac{MR}{H^2} = \frac{3.8 \times 2.75}{4.75^2} = 0.46 \text{ kN/m}$$

4-2. Calcul des armatures

4-2-1. Armatures horizontales : cerces

Nous allons commencer par les tranches de la base en allant vers le haut

Nous allons choisir des armatures en Acier FeE40 type 1

$\gamma_s = 1.15$

La σ_{10} correspondant à un allongement de 10‰ est egal, pour l'acier FeE40 type 1, à $\sigma_s = 348$ mpa

Tranche I

$$A = \frac{N\varphi}{\sigma_{10}} = \frac{N\varphi}{\sigma_s} = \frac{67.5 \times 10^3}{348} = 194.0 \text{ mm}^2$$

$$A = 1.94 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4\phi 9 = 2.54 \text{ cm}^2$$

Tranche II

$$A = \frac{130.0 \times 10^3}{348} = 3.73 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5\phi 9 = 3.81 \text{ cm}^2$$

Tranche III

$$A = \frac{100.0 \times 10^3}{348} = 2.87 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5\phi 9 = 3.18 \text{ cm}^2$$

Tranche IV

$$A = \frac{68.5 \times 10^3}{348} = 1.97 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4\phi 9 = 2.54 \text{ cm}^2$$

Tranche V

$$A = \frac{42.5 \times 10^3}{348} = 1.22 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2\phi 9 \longrightarrow 1.27 \text{ cm}^2$$

Verification de la condition de non-fragilité

Pour que les regles BAEL soient applicables, Il faut que la pièce fasse partie du domaine du béton armé, c'est à dire qu'elle présente une section minimale d'armatures. On dit alors que la pièce est non fragile.

Est considérée comme non-fragile une section, tendue ou fléchie, telle que la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans cette section entraine dans les armatures tendues une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité.

Si B : la section de béton brute

A : la section d'aciers tendus

f_{tj} : la résistance caractéristique du béton à la traction à j jours. Nous allons prendre j = 28

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$

donc $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25$ mpa

$f_{t28} = 2.1$ mpa

Comme les sections de béton sont égales, au niveau des tranches, chacune à $150 \times 1000\ mm^2 = 150\,000\ mm^2$

Pour une section entièrement tendue,

la vérification de la condition de non-fragilité s'écrit comme suite : $B \leqslant \dfrac{f_e A}{f_{tj}}$ (1)

avec $f_e = 400$ mpa dans cas d'acier.

f_e = limite élastique

(1) est vérifiée quand $A \geqslant \dfrac{B f_{tj}}{f_e}$

donc ① est verifiée quand $A \geq \frac{150.000 \times 2.1}{400}$

$\rightarrow \quad A \geq 7.85\ cm^2$

Cette section d'armatures est superieure à toutes celles trouvées dans les toutes les tranches

Verification aux etats limites de service

. Effort dans les cerces

$\bar{\sigma}_s$ = contrainte maximale admise dans les armatures tendues

Comme la fissuration est prejudiciable (très)

$\bar{\sigma}_s = 176 mpa$.

$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$ avec N obtenu sous les charges de service

Tranche I : $A = \frac{55.0 \times 10^3}{176} = 3.12\ cm^2 \rightarrow 5\phi 9 = 3.18$

Tranche II : $A = \frac{94.5 \times 10^3}{176} = 5.37\ cm^2 \rightarrow 9\phi 9 = 5.72$

Tranche III : $A = \frac{69.5 \times 10^3}{176} = 3.95\ cm^2 \rightarrow 7\phi 9 = 4.45$

Tranche IV : $A = \frac{49.0 \times 10^3}{176} = 2.78\ cm^2 \rightarrow 5\phi 9 = 3.18$

Tranche V : $A = \frac{22 \times 10^3}{176} = 1.25\ cm^2 \rightarrow 2\phi 9 = 1.27$

Toutes sections sont inferieures à $7.85\ cm^2$

Donc nous allons prendre partout $A = 7.85\ cm^2$

et des diametres $\phi 10$ disposés par paire

Ainsi dans une tranche de 1m, nous aurons 5 paires de $\phi 10$ d'où un espacement entre lits E

$E = \frac{1000}{5}\ mm = 200\ mm = 20\ cm$

4-2-2. Choix des armatures transversales

* à l'état limite ultime de résistance

- Au droit du moment positif maximal (fibres intérieures tendues)

$M = +6.07$ KNm /m de largeur

Choisissons une bande de 1 m de largeur sur toute la hauteur du cylindre, un enrobage de 4 cm (milieu agressif)

Acier FeE40 type I $\phi 8$

$\sigma_b = \dfrac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$ avec $\gamma_b = 1.5$, $d = 150 - 40 - 8/2$

$\longrightarrow d = 106$ mm $\qquad \sigma_b = 14.2$ mpa

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b b d^2} = \frac{6.07 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 10.6^2} = 0.0380 < \mu_l = 0.392$$

$\longrightarrow \sigma_s = 348$ mpa.

$\beta = 0.981 \qquad A = \dfrac{M}{\beta d \sigma_s} = \dfrac{6.07 \times 10^3}{0.981 \times 10.6 \times 348} = 1.68 \text{cm}^2$

$\longrightarrow 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- Au droit du moment négatif (fibres extérieures tendues)

$M = -5.4$ KNm /m de largeur

$\mu = \dfrac{5.4 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 10.6^2} = 0.0338 < \mu_l \longrightarrow \sigma_s = 348$ mpa

$\beta = 0.982 \qquad A = \dfrac{5.4 \times 10^3}{0.982 \times 10.6 \times 348} = 1.497 \text{ cm}^2$

$A = 1.50 \text{ cm}^2$ donc $3\phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

* Varification suivant les etats limites de service

. Au droit du moment positif maximal

$M = 4.5$ kN m / m

$\bar{\sigma}_s$ = Contrainte maximale de traction dans les aciers tendus = 176 mpa.

$$\mu_1 = \frac{4.5 \times 10^3}{100 \times 176 \times 10.6^2} = 0.00227 \longrightarrow k = 0.021$$

$\beta_1 = 0.920$

$\sigma_b = k \bar{\sigma}_s = 0.021 \times 176$ mpa $= 3.70$ mpa

$\sigma_b < \sigma_b^{-1} = 0.6 f_{c28} = 15$ mpa

$$A = \frac{4.5 \times 10^3}{0.920 \times 10.6 \times 176} = 2.62 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\phi 8 = 3.02 \text{ cm}^2 > 5\phi 8$$

Espacement = E = 167 mm

. Au droit du moment negatif (fibres exterieures tendues) $M = -3.8$ kN m / m

$$\mu_1 = \frac{3.8 \times 10^3}{100 \times 176 \times 10.6^2} = 0.0019 \quad \text{donc } k = 0.019$$

et $\beta_1 = 0.925$

$\sigma_b = 0.019 \times 176 = 3.34$ mpa $< \sigma_b^{-1}$

$$A = \frac{3.8 \times 10^3}{0.925 \times 10.6 \times 176} = 2.20 \text{ cm}^2 \quad \text{donc } 5\phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2 > 3\phi 8$$

$$E = \frac{1000 \text{ mm}}{5} = 200 \text{ mm}$$

D'après la norme, pour les dalles et voiles, l'espacement entre les armatures d'une même nappe doit être inferieur au minimum de 20 cm et de 1.5h.

Dans notre cas $E \leq 20$ cm et 1.5×15 cm

Donc $E \leq 20$ cm . Ce qui est verifié pour les sections deja etudiées

Aussi bien au droit du moment negatif qu'a celui du moment positif une portion des barres ainsi determinée sera prolongée jusqu'à l'autre extremité pour servir principalement d'acier de construction devant retenir les cercas.

Au droit du moment positif, une moitié des barres donc $3\phi 8$ dans une largeur de 1m sera prolongée jusqu'à la couverture, l'autre moitié sera arrêtée à une distance de 0.8h du point de moment nul (x_0) donc à 112mm de x_0 ou à 112 + 36 = 148mm de la base.

Même consideration pour les barres au droit du moment negatif où l'autre moitié sera arrêtée à 0.20 H + 112mm de la couverture donc à 1136mm du sommet de la couverture. La moitié qui est prolongée jusqu'au rachier reprendra aussi le moment M' = -1.25 KN m.

Chapitre : 5 CALCUL DES ARMATURES DANS LE RADIER

5-1. Calcul de la contrainte dans le beton à la base de la paroi

La cuve et la couverture induisent une force de compression F à l'encastrement paroi - radier

$$F = 0.120 \times \frac{5.78^2 \times 3.14}{4} \times 25 \times 1.35 + 1.5 \times 1 \times 3.14 \times 5.78^2/4 + 1.35 \times 0.150 \times 4.75 \times 3.14 \times 5.5 \times 25$$

$F = 510.2$ kN (due aux poids de la couverture et du cylindre). σb = contrainte dans le beton

$\sigma b = 510.2 / (0.15 \times 3.14 \times 5.5) = 147.5 \text{ KN m}^{-2}$

$\sigma b = 0.00.15$ mpa $= 0.15$ mpa

$\bar{\sigma} b$ = contrainte admissible $= \dfrac{0.85 f_{c28}}{\gamma b} = 14.2$ mpa

Donc la contrainte σb est admissible

5-2- CALCUL DES MOMENTS DE DESIGN DANS LE RADIER

Nous allons considerer au contour les moments d'encastrement avec la paroi calculés précédemment à l'etat limite ultime de resistance et à l'etat limite de service.

Le radier est calculé comme étant encastré à quatre (4) poutres donc nous allons calculer les moments comme si c'était une dalle carrée continue sur son pourtour.

$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = 1$ dans notre cas car les côtés sont égaux

Au niveau des poutres nous avons le moment M_1 et au centre du radier M_2.

Le coefficient de Poisson avant fissuration $\nu = 0.2$.

p est la charge totale appliquée au radier

D'après Cours Supérieur de Béton Armé de Paul Dinnequin

$M_1 = 0.50 M_x$

$M_2 = 0.75 M_x$ avec $M_x = 0.044 pl^2$

l = longueur des côtés de la dalle.

$\rightarrow M_1 = 0.50 \times 0.044 pl^2 = 0.022 pl^2$

$M_2 = 0.75 \times 0.044 pl^2 = 0.033 pl^2$

* Calcul de p :

– Charge due au poids de l'eau : p1

$$p_1 = 100\ m^3 \times 10\ kN\,m^{-3} \times \frac{1}{3.14 \times 5.5^2\ m^2} \times 4 = 42.12\ kN\,m^{-2}$$

– Poids mort du Radier : p2

$$p_2 = 25 \times 0.25\ kN\,m^{-2} = 6.25\ kN\,m^{-2}$$

A l'état ultime de résistance, en considérant l'eau comme une charge permanente (cas où le niveau de l'eau dans le réservoir varie peu)

$$p = 1.35 \times (42.12 + 6.25)\ kN\,m^{-2} = 65.3\ kN\,m^{-2}$$

$$M_1 = -65.3 \times 0.022 \times 4.0^2 = -22.1\ kN\,m/m$$

$$M_2 = +65.3 \times 0.033 \times 4.0^2 = 33.1\ kN\,m/m$$

avec 4.0 longueur des poutres car :

$$l = \frac{5.5}{2} \times \frac{1}{\sin 45°} = 3.9\ m \simeq 4.0\ m$$

Le moment à l'encastrement avec la paroi étant M3

$M_3 = -5.4$ kNm/m donc comme moment aux appuis nous allons considérer $M_1 > M_3$ en valeur absolue, les barres déterminées ainsi seront prolongées jusqu'à l'encastrement.

Comme nous avons une dalle carrée, le calcul des armatures sera le même dans les deux directions.

A la base de la cuve, l'eau induit un effort tranchant qui génère une traction dans le radier.

D'après "Concrete Information", pour $\frac{H^2}{Dt} = 27$ donc nous aurons un effort tranchant $V = 0.095\ w H^2$

d'après Table <u>XVI</u> : SHEAR AT BASE OF CYLINDRICAL WALL

V pondéré vaut : $1.35 \times 0.095 \times 10 \times 4.75^2$ kN/m de largeur.

$V = 28.9$ kN/m

Cet effort V indique la traction créée dans le radier.

Après ces considérations, nous allons donc dimensionner le radier comme un élément en flexion composée.

5-3. <u>Calcul des aciers longitudinaux</u>

V étant appliqué au sommet du radier, il peut être décomposé en un effort de traction : N agissant au centre de gravité de la section du radier et en un moment tendant à mettre les armatures supérieures en tension : M'

$$M' = N\frac{h}{2} = 28.9 \times 0.125 \text{ kNm/m} = 3.6 \text{ kNm/m}$$

- Donc aux appuis, M_1 devient $M_1 = 22.1 + 3.6 = 25.7 \ KNm/m$

et $N = 28.9 \ KN/m$

Ce système peut être remplacé par un effort N' appliqué au centre de pression distant du centre de gravité O de e

$e = \dfrac{M_1}{N} = \dfrac{25.7}{28.9} \ m = 0.889 \ m$ donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du radier car $h = 0.250 \ m$

ainsi la section est au niveau des appuis partiellement tendue (comprimée).

Par rapport au centre de gravité des armatures tendues

$M'_1 = M_1 - 28.9 \times (0.125 - 0.040) = 23.24 \ KN \ m/m$

Pour les calculs d'armatures, considérons une bande de 1 m de largeur passant par le centre du radier.

$\bar{\sigma}_b = 14.2$ mpa Acier Fe E 40 type 1 $\phi 12$

$\sigma_s = 348$ mpa $d = 250 - 40 - \dfrac{12}{2} = 204$ mm

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \, b \, d^2} = \frac{23.24 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 20.4^2} = 0.039 < 0.392$$

donc seules des armatures tendues seront nécessaires ($A' = 0$ armatures comprimées) et $\sigma_s = 348$ mpa

$\rightarrow \alpha = 0.0498$ et $\beta = 0.980$

$$A_1 = \frac{M}{\beta \, d \, \sigma_s} = \frac{23.24 \times 10^3}{0.980 \times 20.4 \times 348} = 3.34 \ cm^2$$

$$\text{Donc} \quad A = A_1 + \frac{N}{100 \, \sigma_s} = 3.34 + \frac{28.9 \times 10^3}{348 \times 100} = 4.17 \ cm^2$$

$$\longrightarrow 4 \phi 12 = 4.52 \ cm^2$$

- Détermination des barres à prolonger tout au long du radier pour reprendre la traction $N = 28.9$ KN

$$A = \frac{N}{\sigma_{10}} = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{28.9 \times 10^3}{348} = 0.71\ cm^2 \rightarrow 1\phi 12 = 1.13\ cm^2$$

- Au droit du moment en travée : M_2

$M_2 = 33.11\ kN m/m$; $N = 28.9\ kN/m$

Par rapport au centre de gravité des armatures tendues $M'_2 = M_2 - 28.9 \times 0.204 = 27.21\ kN m\ /m$

Considérons une bande de 1 m de largeur passant par le centre.

$$\mu = \frac{27.21 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 20.4^2} = 0.046 < 0.392 \longrightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0.976 \qquad A_1 = \frac{27.21 \times 10^3}{0.976 \times 20.4 \times 348} = 3.93\ cm^2$$

$$A = 3.93 + \frac{28.9 \times 10^3}{100 \times 348} = 4.76\ cm^2$$

Dans la direction perpendiculaire : $d = 19.2$ cm

$$\mu = \frac{27.21 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 19.2^2} = 0.052 < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.973 \quad ; \sigma_s = 348$$

$$A_1 = \frac{27.21 \times 10^3}{0.973 \times 19.2 \times 348} = 4.18\ cm^2$$

$$A = 4.18 + \frac{28.9 \times 10^3}{100 \times 348} = 5.01\ cm^2$$

$$\longrightarrow 5\phi 12 = 5.65\ cm^2$$

dans les deux directions donc au niveau de lits supérieur et inférieur.

• Taux d'acier minimal (condition de non-fragilité)

- Au niveau des sections en travée

Comme la présence des poutres nous a permis de considerer une dalle carrée avec $l_x = l_y = 4.0$ m

Donc nous devons avoir $\rho_x = \rho_y = \rho_0 = 0.0008$

Pour une largeur de bande 1m, soit B la section brute de beton.

$B = 1000 \times 250 \text{ mm}^2 = 250\,000 \text{ mm}^2$

$A_{min} = \rho_0 \times B = 250\,000 \text{ mm}^2 \times 0.0008 = 2 \text{ cm}^2$

$A_{min} < 4.76 \text{ cm}^2$ donc le taux minimal d'acier respecté

- Au niveau des sections sur appuis

dans la direction du moment maximal, nous avons

$$\rho = \frac{4.52}{100 \times 25} = 0.0019 > \rho_0 = 0.0008$$

→ la section d'acier est satisfaisante

5-4- Calcul des aciers transversaux

D'après Paul Dinnequin $T = \frac{pl}{3}$

T = force tranchante. p = charge pondérée

$T = 0.446\, q\, a$ par m de largeur.

avec $a = 4.0$ m

$q = (42.12 + 6.25) \times 1.35 \text{ kN m}^{-2} = 65.3 \text{ kN m}^{-2}$

$T = 0.446 \times 65.3 \times 4.0 \text{ kN m}^{-1} = 116.5 \text{ kN m}^{-1}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{T}{b_0 d}.$$

Choisissons une bande de largeur 1m

$$\tau_u = \frac{116.5}{1000 \times 204} = 0.57 \text{ mpa}$$

$$0.05 f_{c28} = 0.05 \times 25 \text{ mpa} = 1.25 \text{ mpa}$$

$\longrightarrow$ $\tau_u = 0.57 \text{mpa} < 0.05 f_{c28}$ donc aucune armature transversale n'est neccessaire

5-5 - Verification suivant les etats limites de service

• Determination des armatures

– Au droit du moment negatif (aux appuis)

$M_1 = (42.12 + 6.25) \times 0.022 \times 4.0^2$ kN m /m $= 17.0 \frac{\text{kN m}}{\text{m}}$

$N = 21.4$ kN /m

Pour une bande de 1m de largeur.

$\bar{\sigma}_s$ = contrainte maximale admissible dans les aciers tendus $= 176$ mpa. (fissuration très préjudiciable)

$\frac{M_1}{N} = 0.809$ m donc la section est partiellement comprimée

Moment par rapport au centre de gravité des aciers tendus :

$M'_1 = 17.0 + 21.4 \times (0.040 + 0.006) = 18.0$ kN m

$$\mu_1 = \frac{18.0 \times 10^3}{100 \times 20.4^2 \times 176} = 0.0024 \longrightarrow \beta_1 = 0.918, \; k = 0.022$$

$\sigma_b = k \bar{\sigma}_s = 0.022 \times 176$ mpa $= 3.9$ mpa $< \sigma'_b = 15$ mpa

$\longrightarrow A' = 0$.

$$A_1 = \frac{18.0 \times 10^3}{0.918 \times 20.4 \times 176} = 5.46 \text{ cm}^2$$

$$A = 5.46 + \frac{18.0 \times 10^3}{100 \times 176} = 6.50 \text{ cm}^2$$

$\longrightarrow$ $6 \phi 12 = 6.78 \text{ cm}^2$ $\quad E = \frac{1000 \text{ mm}}{6} = 167$ mm

- Au droit du moment positif : M'_2

$M_2 = (42.12 + 6.25) \times 0.033 \times 4.0^2 = 25.5$ kN m /m

$N = 21.4$ kN m^{-1}

$\sigma_s = 176$ mpa

$\frac{M_2}{N} = \frac{25.5}{21.4} = 1.19$ m donc la section est partiellement comprimée. Moment par rapport au centre de gravité des aciers tendus : M'_2.

$M'_2 = 25.5 - 21.4 \times (0.250 - 0.045)$ kN m /m $= 21.0$ kN m /m

Considerons une bande de 1 m de largeur

$\mu_1 = \frac{21.0 \times 10^3}{100 \times 176 \times 20.4^2} = 0.0028 \longrightarrow \beta_1 = 0.912 \; ; \; k = 0.024$

$\sigma_b = k\,\sigma_s = 0.024 \times 176$ mpa $= 4.2$ mpa < 15 mpa $\longrightarrow$ pas d'armatures comprimées. $A' = 0$

$A_1 = \frac{21.0 \times 10^3}{20.4 \times 176 \times 0.912} = 6.41$ cm^2

$A = A_1 + \frac{21.4 \times 10^3}{100 \times 176} = 7.6$ cm$^2 \longrightarrow 7\phi 12 = 7.92$ cm^2

$E = \frac{1000}{7}$ mm $= 143$ mm

- Barres à prolonger pour reprendre la traction

$N = 21.4$ kN /m $\qquad \sigma_s = 176$ mpa

Pour une bande de 1 m de largeur

$A = \frac{N}{\sigma_s \times 100} = \frac{21.4 \times 10^3}{176 \times 100} = 1.21$ cm$^2 \longrightarrow 2\phi 12 = 2.26$ cm^2

Donc au droit du moment negatif (aux appuis) nous allons prolonger $2\phi 12$ sur $6\phi 12$.

• Verification de la flèche

Voir Article B.7.5 Regles BAEL 83.

Soit M_x = moment en travée quand les quatre (4) bords du radier sont simplement appuyés - (Moment suivant x)

M_y = même definition mais suivant y

Comme nous avons une dalle carrée : $M_x = M_y$

M_t = moment suivant x en travée quand les bords sont encastrés. $= M_2 = 25.5$ kN m /m de largeur

$M_x = M_y = 0.044\, p\, l_x^2 = 0.044 \times (42.12 + 6.25) \times 4.0^2$

$M_x = 34.05$ kN m /m de largeur

A = section d'armatures par bande $= 7.92\ cm^2$

$b = 100$ cm , $l_x = l_y = 4.0$ m ; $h = 250$ mm

$d = 205$ mm

$f_e = 400$ mpa

Nous savons que la verification de la flèche n'est pas neccessaire quand les 2 conditions suivantes sont verifiées :

1- $\dfrac{h}{l_x} > \dfrac{M_t}{20 M_x}$

2- $\dfrac{A}{bd} \leq \dfrac{2}{f_e}$

Pour 1- $\dfrac{h}{l_x} = \dfrac{250}{4000} = 0.0625$

$\dfrac{M_t}{20\, M_x} = \dfrac{25.5}{20 \times 34.05} = 0.037 < 0.0625$

donc nous avons verifier $\dfrac{h}{l_x} > \dfrac{M_t}{20 M_x}$

Pour 2 - $\dfrac{A}{bd} = \dfrac{7.92}{20.5 \times 100} = 0.0039$

$\dfrac{2}{f_e} = \dfrac{2}{400} = 0.005 > 0.0039$

donc $\dfrac{A}{bd} \leq \dfrac{2}{f_e}$ ainsi la verification de la flèche n'est pas neccessaire.

5- 6- Longueur de scellement - Points d'arrêt

• Au droit du moment positif (en travée)

Pour une bande de 1m de largeur, sur les 7 ϕ 12, 4 seront prolongées jusqu'aux appuis, les 3 autres sont arrêtées à une distance au plus égale à $\frac{1}{10}$ portée des appuis donc à 400mm des appuis.

• Au droit du moment negatif (appuis)

la longueur des barres à partir des appuis est égale au 1/5 de la plus grande portée des deux appuis encadrant l'appui considéré (s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive) donc la longueur sera égale à 800mm.

Ces barres seront ancrées dans la paroi du cylindre d'une longueur l_3 tel que: $l_s - 2.21\,r \leq l_1 + 1.89\,l_3$

avec $l_s = \dfrac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$ $\qquad \bar{\tau}_s = 0.6\,\psi_s^2\,f_{t28}$

Pour FeE 40 type 1 $\quad \psi_s = 1.5 \longrightarrow \bar{\tau}_s = 2.8$ mpa

$\longrightarrow l_s = 428.6$ mm

$l_1 = d - 6\phi = 106 - 72 = 34$ mm

$r = 5.5\,\phi = 5.5 \times 12$ mm $= 66$ mm

l_1 = distance disponible entre la face intérieure de la paroi du cylindre jusqu'au début de courbure des barres pour l'ancrage.

donc $\quad 1.89\,l_3 \geq 428.6 - 34 - 2.21 \times 66$

$\longrightarrow l_3 \geq 131.6$ mm

donc nous allons prendre $l_3 = 140$mm

Chapitre : 6 Calcul des Colonnes, Traverses et Semelles

6-1 Introduction

Cet ensemble d'éléments sera calculé en considérant un cadre chargé et ainsi les efforts en bouts de membrures seront calculées. Ces derniers vont nous permettre de calculer les armatures des colonnes, traverses et semelles après avoir estimé leurs dimensions.

Le cadre est bidimensionnel car tous les 4 cadres que nous pourrons considérer ont des effets similaires et la descente des charges y est opérée de la même procédure.

Le cadre considéré est représenté à la figure 7

La charge trapezoïdale de la traverse supérieure n'est qu'une approximation de la zone I figure

Les charges verticales pondérées de 60.9 kN sont dues aux poids du cylindre et de la couverture qui ont été ainsi réduits à ces forces verticales.

Les efforts horizontaux et les moments appliqués à certaines extrémités sont fonction du vent.

Vérifions la stabilité d'ensemble du château d'eau:

Pour la stabilité de l'ensemble, elle est assurée quand la résultante des forces verticales et des forces horizontales passe par le noyau central c'est à dire à moins de D/8 du centre de la tour.

Soit Mr = moment de renversement par rapport au dessus des semelles

$$M_r = 4.8 \times 2 \times 5 \text{ kNm} + 17.0 \times 12.5 \text{ kNm} = 260.5 \text{ kNm}$$

avec 4.8 kN et 17.0 kN, efforts horizontaux dûs au vent appliqué à 5m et 12.5m des semelles.

Le cas critique à considerer est celui qui suppose le reservoir vide et le vent appliqué.

Calcul des forces verticales

N_1 = poids propre de la cuve et des la couverture

$N_1 = 4 \times 121.9$ kN

N_2 = Poids du radier et des poutres superieures

$$N_2 = 1.75 \times 6.75 \times 3.14 \times \frac{5.78^2}{4} + 0.5 \times 0.4 \times 4 \times 25 \times 1.75 \times 4$$

$N_2 = 347$ kN

$N = N_1 + N_2 = (347 + 4 \times 121.9)$ kN $= 834.6$ kN

$$D/8 = \frac{5.78m}{8} = 0.722\,m$$

$$\frac{Mr}{N} = \frac{260.5}{834.} m = 0.312m < D/8$$

Donc la stabilité de l'ensemble est assurée

Calcul des efforts de vent

- Au niveau du reservoir

p : pression due au vent

$p = Cf \times q \times Cg \times Ce$

avec q = pression dynamique ; Cf = Coefficient de trainée

Ce = coefficient d'exposition et Cp = coefficient de pression exterieure. Cg = coefficient de rafale

D'après les travaux, emanant d'une exploitation météorologique $q = 0.37$ kN m^{-2} voir Nota I

$$\frac{H}{D} = \frac{15.22m}{5.78m} = 2.63 \longrightarrow \text{beton} \quad 0.5 < Cf < 0.6$$

Nous allons prendre $Cf = 0.6$ pour être securitaire

Cg est pris egal à 2.0.

$C_e = \left(\frac{Z}{10}\right)^{0.28}$ avec Z = hauteur moyenne du reservoir = 12.5 m

$C_e = \left(\frac{12.5}{10}\right)^{0.28} = 1.06$

$p = C_f \cdot q \, C_g \, C_e \longrightarrow$ force totale $= F_1 = C_f \cdot q \cdot C_g \cdot C_e \cdot A$

avec A = aire du reservoir sous le vent

donc $F_1 = 0.6 \times 0.37 \times 2.0 \times 1.06 \times 5.12 \times 6.0 = 14.5$ KN

- Au niveau des colonnes

$p = q \cdot C_e \cdot C_g \cdot C_p$.

$Z = 5m \longrightarrow C_e = \left(\frac{5}{10}\right)^{0.28} = 0.83$

Force totale horizontale $= F_2 = F_n = k \, C_{n\infty} \, C_g \, C_e \, L \times h \times p$

$F_2 = 0.65 \times 0.37 \times 2.0 \times 0.83 \times 2.0 \times 10.0 \times 0.5$ KN $= 3.99$ KN

$F_2 \simeq 4.0$ KN après pondération : $F_2 = 1.2 \times 4.0 = 4.8$ KN

avec $h = 0.500m$; L = longueur de l'element = 10.0 m

C_∞ = Coefficient de trainée pour un element infiniment long

k = coefficient de reduction des éléments d'elancement fini fonction de L/h_e avec h_e diagonale de la section du poteau = 0.7 m

$\longrightarrow \frac{L}{h_e} = 14 \longrightarrow k \simeq 0.65$

$C_{n\infty} = C_\infty$ car vent normal $\longrightarrow \alpha = 0°$

donc $C_\infty = 2.0$

F_1 est reduit à un moment de 42.5 KNm et une force horizontale de 17 KN (après pondération 14.2 x 1.2) appliqués au sommet du poteau comme montré à figure 8

De même pour F_2 dont les moments reduits sont 7.7 KNm et l'effort horizontal est 4.8 appliqués à l'encastrement poteau traverse inferieure.

La resolution de ce cadre donc la determination des efforts en bout de membrures, s'est fait à l'aide d'un logiciel P. frame en considerant 4 cas de chargement qui sont les suivants :

1. Reservoir vide sans vent
2. Reservoir vide avec vent
3. Reservoir plein sans vent
4. Reservoir plein avec vent

Dans l'enumeration de ces cas de chargement et du calcul des efforts relatifs, nous constatons d'après les efforts en bout de membrure obtenus, que le design des poutres (traverses) et colonnes est commandé par le cas de chargement N° 4 qui est le cas 1 dans les resultats imprimés à l'ordinateur.

Pour les semelles, nous constatons que les moments induits par le cas 1 et le cas 3 sont quasi egaux alors que les charges axiales sont maximales dans le cas 1

Donc le design du cadre se fera en considerant le cas de chargement où le reservoir est plein et le vent est maximal.

6-2 CALCUL DES POUTRES

6-2-1. Traverse Superieure

Elle est coulée en même temps que le radier, donc elle sera calculée comme une poutre en T.

Les efforts de design sont d'après les resultats fournis à l'ordinateur, les suivants :

Effort axial = 74.9 kN

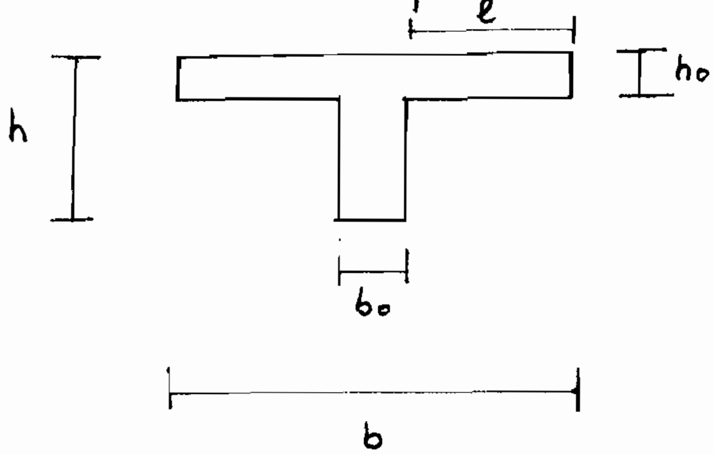
Moment aux appuis : 209.6 kNm

Effort tranchant = 380.0 kN

Moment en travée = 212.9 kNm

Donc cette poutre sera considérée comme une poutre en T en travée

Choix des dimensions de la poutre en T en travée :



D'après les Règles BAEL 83 :

$l \leq 1/10$ Portée $= 0.40$ m

$l \leq 2/3 \times$ distance entre ce point et l'appui extreme $\longrightarrow l \leq 2/3 \times \frac{4.0}{2}$ m $= 1.33$ m

$l \leq$ moitié de la distance entre faces voisines de deux nervures consécutives

$\longrightarrow l \leq 2.0$ m

donc $l \leq 0.39m$ $\rightarrow$ prenons $l = 0.35m$

Choisissons $b_0 = 400mm$

$b = 2l + b_0 = 2 \times 0.35m + 0.400m = 1100mm$

Prenons $h = 750mm$; $h_0 = 250mm$

– Calcul des armatures

* au droit du moment en travée

Position du centre de pression : $M = 212.9$ kNm ; $N = 74.9$

La position du centre de pression par rapport au centre de gravité G est GC avec C centre de pression

$$GC = \frac{M}{N} = \frac{212.9}{74.9} m = 2.8m > 0.750m$$ donc le centre

de pression se trouve à l'extérieur du segment limitée par les armatures donc la section est partiellement comprimée.

Par rapport au centre de gravité des armatures tendues, calculons M :

$h = 750mm$ $\phi 20$ Enrobage 30mm Etrier $\phi 10$

$\rightarrow d = 697.5$ mm

$M = 212.9 + 74.9 \times 0.200 = 227.9$ kNm

Moment equilibré par la table de compression : M_t

$$M_t = b h_0 \bar{\sigma}_b \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 1100 \times 250 \times 14.2 \left(700 - \frac{250}{2}\right) \times 10^{-6} \text{ kNm}$$

$M_t = 1265.1$ kNm $> M_u = 227.9$ kNm

donc la table n'est pas entièrement comprimée, on est ramené au calcul d'une section rectangulaire de largeur b et de hauteur utile d

$$d = (750 - 10 - 21 - 30)\,mm = 70cm$$

$$\mu = \frac{227.9 \times 10^3}{14.2 \times 110 \times 70^2} = 0.030 < \mu l = 0.392$$

donc la section ne comportera que des armatures tendues . $\beta = 0.985$

$$A_1 = \frac{227.9 \times 10^3}{0.985 \times 70 \times 348} = 9.50\ cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{74.9 \times 10^3}{100 \times 348} = 7.34\ cm^2 \rightarrow 3\phi 20 = 9.42\ cm^2$$

* Au droit du moment aux appuis

$M = 209.6$ kNm $\quad N = 74.9$ kN

La table se trouve dans la partie tendue de la poutre donc la poutre sera considérée de dimensions $b = 400mm$ et $h = 750\ mm$ ($d = 700\ mm$)

Moment par rapport au centre de gravité des aciers tendus :

$M = 209.6 + 74.9 \times 0.450$ kNm $= 243.3$ kNm

$$\mu = \frac{243.3 \times 10^3}{14.2 \times 40 \times 70^2} = 0.087 < 0.392$$

pas d'armatures comprimées

$\beta = 0.954 \qquad A_1 = \dfrac{243.3 \times 10^3}{0.954 \times 70 \times 348} = 10.46\ cm^2$

$$A = 10.46\ cm^2 - \frac{74.9 \times 10^3}{100 \times 348}\ cm^2 = 8.31\ cm^2 \rightarrow 3\phi 20$$

$\rightarrow 9.42\ cm^2$

* Vérification de la condition de non-fragilité

$$A > 0.001\, bh = 0.001 \times 40 \times 75\ cm^2 = 3\ cm^2 = A_{min}$$

Donc cette condition est respectée.

* Effort tranchant : Armatures transversales

$V_u = 323.3$ kN au niveau de l'appui de droite

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{323.3 \times 10^3}{400 \times 700} = 1.15\ mpa$$ contrainte de cisaillement maximale

Je ne prévois que des armatures droites (étriers) transversales donc doit être $\leqslant 0.13 f_{c28} = 3.25\ mpa$

Ceci est vérifié car $1.15\ mpa < 3.25\ mpa$

Etriers $\phi_t 10$

Comme nous sommes en flexion composée :

① $$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} k}{0.8 f_e (\cos\alpha + \sin\alpha)}$$ avec A_t = section des etriers

s_t = espacement entre les etriers

$$k = 1 + 3\frac{\sigma_{cm}}{f_{c28}} \quad \text{avec } \sigma_{cm} = \frac{N}{B} = \frac{74.9 \times 10^3}{700 \times 400} = 0.26\,mpa$$

$$A_t = \frac{2\pi \phi_t^2}{4} = 157.0\,mm^2$$

$$k = 1 + \frac{3 \times 0.26}{2.1} = 1.031. \qquad \alpha = 90°$$

① $\longrightarrow$ $$s_t \leq \frac{0.8 f_e A_t}{b_0(\tau_u - 0.63 k)} = \frac{0.8 \times 400 \times 157}{400(1.15 - 0.63 \times 1.031)} = 251.0\,mm$$

$\longrightarrow s_t \leq 251.0\,mm$

– Espacement minimal : s_t max

$$\frac{A_t f_e}{b_0 s_t} \geq 0.4\,mpa \longrightarrow s_t \leq \frac{157 \times 400}{400 \times 0.4} = 392.5\,mm$$

$251.0 \leq 392.5$

Donc nous allons prendre tout au long de la poutre $s_t = 250\,mm$

* Verification aux etats limites de service

– Determination des armatures

<u>En travée</u> : $M = 144.8\,kNm$ $\quad N = 52.8\,kN$

$$\frac{M}{N} = 2.7\,m > h \longrightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

Moment par rapport au centre de gravité de armatures tendues :

$$M = 144.8\,kNm + 52.8 \times (0.250 - 0.050) = 155.4\,kNm$$

Moment equilibré par la table : M_0

$$M_0 = \frac{\bar{\sigma}_s}{30} \times \frac{d - \frac{h_0}{3}}{d - h_0} \times b h_0^2$$

Nous pouvons considerer la fissuration comme très préjudiciable $\longrightarrow \bar{\sigma}_s = 176$ mpa

$M_0 = 553.7$ kNm $> M_u = 155.4$ kNm

donc seule la table est comprimée.

dimensions $b = 1100$ mm $h = 750$ mm

$$w_1 = \frac{M}{b d^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{155.4 \times 10^3}{110 \times 70^2 \times 176} = 0.0016 \longrightarrow \beta_1 = 0.932 \quad k = 0.017$$

$\sigma_b = k \bar{\sigma}_s = 0.017 \times 176$ mpa $= 3.0$ mpa

$\bar{\sigma}_b' = 0.6 f_{c28} = 15$ mpa. donc $\sigma_b < \bar{\sigma}_b'$

donc $A_1 = \frac{155.4 \times 10^3}{0.932 \times 70 \times 176} = 13.53$ cm^2

$A = A_1 - \frac{52.8 \times 10^3}{100 \times 176} = 10.53$ cm^2 $\longrightarrow 3\phi 25 = 14.73$ cm^2

E = ecartement des armatures voisines Enrobage : 30 mm

$$E = \frac{400 - 2 \times 40 - 3 \times 25}{2} = 122 \text{ mm} \longrightarrow E = 120 \text{ mm}$$

$120 > 20$
$> 1.5 C_g$

Ces barres sont continuées jusqu'aux colonnes pour servir de barres de montage.

<u>Aux appuis</u> : $N = 52.8$ kN $M = 148.4$ kNm $\frac{M}{N} = 2.8$ m

$\frac{M}{N} > h \rightarrow$ section partiellement comprimée

Moment par rapport au centre de gravité des aciers tendus : M

$M = 148.4$ kN $+ 52.8 \times 0.450 = 172.2$ kNm

$$w_1 = \frac{172.2 \times 10^3}{40 \times 70^2 \times 176} = 0.0050 \longrightarrow \beta_1 = 0.888 \quad k = 0.034$$

$\sigma_b = k \bar{\sigma}_s = 0.034 \times 176$ mpa $= 5.98$ mpa $< \bar{\sigma}_b'$

$$A_1 = \frac{172.2 \times 10^3}{0.888 \times 70 \times 176} = 15.7 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{52.8 \times 10^3}{100 \times 176} = 12.74 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3\phi 25$$

Ces barres sont ancrées dans les colonnes

* Détermination des longueurs d'ancrage

$l_s = \frac{\phi}{4} \frac{fe}{\overline{\tau}_s}$ avec $\overline{\tau}_s = 2.8$ mpa , $\phi = 25$ et $fe = 400$ mpa

$\rightarrow l_s = 893$ mm . Cette longueur n'étant pas disponible dans la profondeur de la colonne donc les barres seront courbées et prolongées dans la colonne jusqu'à une distance $l = 893 - (500 - 52.5)$ mm

$l = 445$ mm nous allons prendre $l = 450$ mm

• Vérification de la flèche

Soit Mo : moment maximal en travée en supposant la poutre reposant sur des appuis libres (sous charge de service)

$M_0 = M_1 + M_2$ avec $M_1 = \frac{wl^2}{8} = \frac{3.7 \times 4.0^2}{8} = 7.4$ kNm

$M_2 = \frac{Wl}{6}$ $W = \frac{(161.5 + 3.7) \times 4}{2}$

$\rightarrow M_2 = 210.4$ kNm

donc $M_0 = 217.4$ kNm .

Mt = moment en travée dans les conditions actuelles (continuité)

Mt = 144.8 kNm .

$b_0 = 400$ mm ; $d = 450$ mm ; $A = 14.73$ cm^2 ; $h = 500$ mm ; $l = 4$ m

$\frac{h}{l} = \frac{500}{4000} = 0.125$ $\frac{1}{16} = 0.0625$

$\frac{1}{10} \frac{Mt}{Mo} = \frac{1}{10} \times \frac{144.8}{217.8} = 0.066 \longrightarrow$

① $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$ et $\frac{h}{l} > \frac{1}{10} \frac{Mt}{Mo}$ ②

③ $\frac{A}{bod} = 0.0082 < \frac{4.2}{fe} = 0.0105$

Comme ces trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

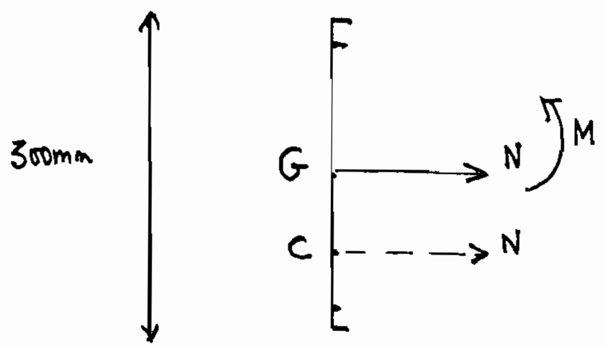
G-2-2. Travarse mediane

Moment en travée : 0.736 KNm
Moment sur appui : 19.9 KNm
Effort normal : 79.0 KN (Traction)
Effort tranchant : 12.1 KN

Nous avons une section soumise à la flexion composée

* Aux appuis :

GC = position du centre de pression = $\frac{M}{N} = \frac{19.9}{79.0} = 0.251\,m$



c = enrobage = 30mm
ϕt = 10mm
ϕL = 16 mm
d = 25.2 cm
b = 25 cm

Donc le centre de pression se trouve à l'exterieur du segment limité par les armatures → section partiellement tendue

. Par rapport au centre de gravité des armatures tendues

$M = 19.9 - 79.9 \times 0.102 = 11.8\,KNm$

$\mu = \frac{11.8 \times 10^3}{14.2 \times 25 \times 25.2^2} = 0.052 < \mu_l \rightarrow A' = 0$

$\rightarrow \beta = 0.973$

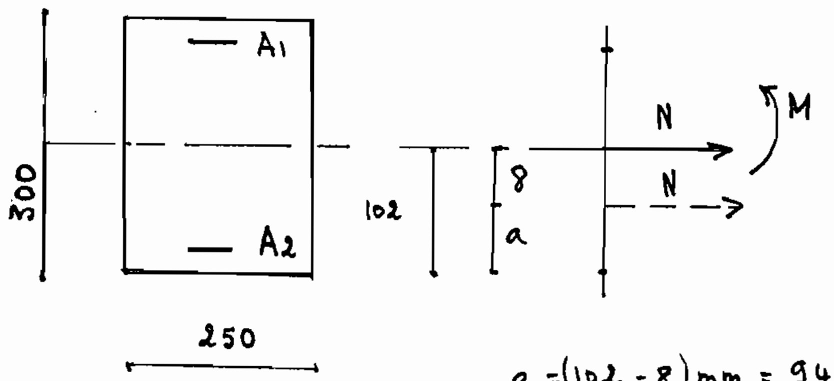
$A_1 = \frac{11.8 \times 10^3}{0.973 \times 348 \times 25.2} = 1.38\,cm^2$

$A = A_1 + \frac{N}{100\,\sigma_s} = 1.38\,cm^2 + \frac{79.0 \times 10^3}{100 \times 348}\,cm^2 = 3.65\,cm^2$

$\longrightarrow 2\phi16 = 4.02\,cm^2$

* En travée : Moment ≃ nul donc nous pouvons considerer la section comme entierement tendue . GC ≃ 0. donc le centre de pression à l'interieur du segment . $GC = \frac{0.736}{79} \simeq 0.008\,m$

GC = 8 mm



$a = (102 - 8)\,mm = 94\,mm$

FeE40 type I $\quad \sigma_{10} = \sigma_s = 348\ mpa$. Enrobage = 30

$\phi t = 10\,mm \longrightarrow c_1 = 48\,mm$

$$A_1 = \frac{Na}{100(d - c_1)\,\sigma_{10}} = \frac{79.0 \times 10^3 \times 94}{100(252 - 48) \times 348} = 1.04\ cm^2$$

$$A_2 = \frac{N}{100\,\sigma_{10}} - A_1 = \frac{79.0 \times 10^3}{100 \times 348} - 1.04 = 1.23\ cm^2$$

$\longrightarrow \quad A_2 = 2\phi 12 = 2.26\ cm^2$

Pour A_1, nous allons continuer les $2\phi16$ des appuis tout au long de la poutre donc nous aurons $A_1 = 2\phi16 = 4.02\ cm^2$

* Vérification de la condition de non-fragilité

– Sections aux appuis :

A_s en travée = $2.26\ cm^2$

\+ $\frac{1}{2}$ A_s aux appuis = $2.01\ cm^2$

$4.27\ cm^2$

B = section du béton $= 300 \times 250\ mm^2$

$0.002\ B = 150\ mm^2 = 1.5\ cm^2$

Comme $4.27\ cm^2 > 1.5\ cm^2$ $\rightarrow$ Condition de non fragilité vérifiée

– En travée :

La regle du millieme est vérifiée car $2.26\ cm^2 > 0.001\,bh$

$2.26\ cm^2 > 0.75\ cm^2$

donc la poutre n'est pas fragile.

* Effort tranchant : $V_{u\,max} = 12.1$ KN

$\tau_u = \dfrac{12.1 \times 10^3}{300 \times 250} = 0.16$ mpa . très faible donc $\tau_u - 0.63k < 0$ Impossible

Donc nous allons choisir un espacement st des barres en considérant l'espacement maximal et l'espacement minimal en choisissant $\phi t = 6$mm . :

- $st \leq 0.9d$ ≤ 40 cm $\longrightarrow st \leq 227$ mm

- $\dfrac{At\,fe}{b_0\,st} \geq 0.4$ mpa $\longrightarrow st \leq \dfrac{At\,fe}{b_0 \times 0.4} = 226$ mm

Donc nous allons prendre $st = 220$mm ; $\phi t = 6$mm

* Vérification suivant les états limites de service :

• La fissuration n'est pas préjudiciable donc les sections d'armatures tirées restent valables

• la vérification de la flèche ne s'imposera pas car la poutre ne supporte que son poids propre.

6-2-3 . Traverse inférieure

Moment en travée : 2.312 kNm

Moments aux appuis : 16.2 kNm

Effort normal : 19.7 kN (compression)

Effort tranchant : 11.8 kN

* Aux appuis :

Flexion composée.

Détermination du centre de pression : $\frac{M}{N} = \frac{16.2}{19.7} = 0.822\ m = 822\ mm$

Nous avons donc une section partiellement tendue.

$\phi t = 6mm$; $\phi L = 12mm$ c = enrobage = 30 mm ; $d = 258mm$

. Moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues :

$M = 16.2 + 197 \times 0.108 = 18.33\ kNm$

$\mu = \frac{18.33 \times 10^3}{14.2 \times 25 \times 25.8^2} = 0.077 < 0.392 = \mu l$

$\longrightarrow A' = 0$. $\beta = 0.959$

$A_1 = \frac{18.33 \times 10^3}{348 \times 25.8 \times 0.959} = 2.12\ cm^2$.

$A = 2.12\ cm^2 - \frac{19.7 \times 10^3}{100 \times 348} = 1.55\ cm^2 \longrightarrow 2\phi 12 = 2.26\ cm^2$

* En travée :

$Gc = \frac{2.312}{19.7} = 0.117\ m > 0.108\ m$ $\longrightarrow$ section partiellement comprimée.

Moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues :

$M = 2.312 + 19.7 \times 0.108 = 4.43\ kNm$

$\mu = \frac{4.43 \times 10^3}{14.2 \times 25 \times 25.8^2} = 0.019 < 0.392$

$A' = 0$ $\beta = 0.990$

$A_1 = \frac{4.43 \times 10^3}{0.990 \times 348 \times 25.8} = 0.50\ cm^2$

$A = 0.50 - \frac{19.7 \times 10^3}{100 \times 348} = -0.06\ cm^2$ impossible

Nous allons prendre comme section d'armatures en travée, la section vérifiant la condition de non fragilité.

Avec la règle du millième : $A > 0.001\,B = 0.75\,cm^2$

donc nous allons prendre $2\phi 10 = 1.57\,cm^2$

Aux appuis, A vérifie la condition de non fragilité.

* Effort tranchant $V_{u\,max} = 11.8\,kN$

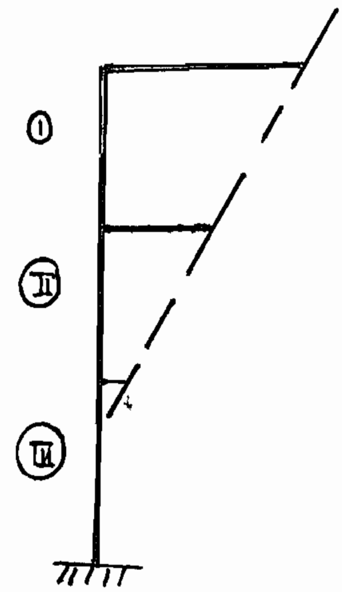
→ mêmes remarques que pour la traverse médiane

donc $S_t = 220\,mm$ $\phi_t = 6\,mm$

* Les vérifications suivant les états limites de service ne s'imposent pas

6-3 CALCUL DES COLONNES

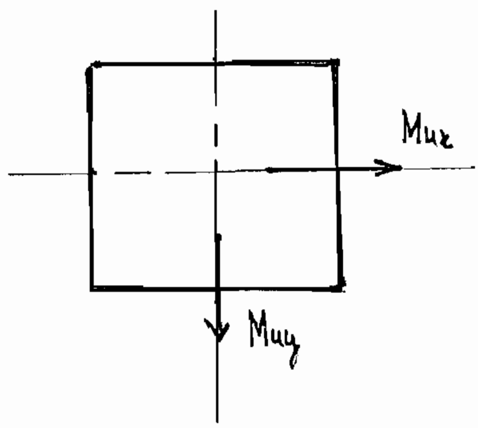
Ces poteaux sont associés chacun à 2 cadres, donc les efforts axiaux trouvés doivent être multipliés par 2
Pour les moments nous aurons 2 moments égaux dont les axes font un angle de 90°



Ainsi nous aurons 3 colonnes ①, Ⅱ et Ⅲ
Chacune d'elle est considérée contreventée alors que le cadre est lui non contreventé.

Nous allons calculer les 3 colonnes séparément.

6-3-1 Poteau Ⅰ



$M_{ux} = M_{uy} = 209.6\ KNm$

$N_u = 384.2 \times 2\ KN = 768.4\ KN$

Donc nous avons considérer le moment max entre celui appliqué en haut et l'autre du bas du poteau

1- Calcul des excentricités

La longueur des poteaux est prise égale à : $l = 3.4m$

e_a = excentricité accidentelle $= Max(2cm, \ell/250)$
$= Max(2cm, 1.36 cm) = 2 cm$
e_1 = excentricité du premier ordre $= \frac{M}{N}$ avec $M = Mr$
$Mr = (Mux^2 + Muy^2)^{1/2} = 296.4$ kNm

$e_1 = \frac{296.4}{768.4} m = 0.385 m = 38.5 cm$

e_2 = excentricité liée aux effets du second ordre, liés aux déformations de la structure.

$e_2 = \frac{3 \ell_f^2}{10^4 h}(2 + \alpha\phi)$ avec α = Moment du premier ordre dû aux charges permanentes / moment total du premier ordre

$\alpha = Mp/Mt$ $\quad Mp = (2Mpx^2)^{1/2} = (2 \times 69.16)^2 = 97.8$ kNm

$Mt = 296.4$ kNm $\quad \alpha = \frac{97.8}{296.4} = 0.330$

$\ell_f = k\ell$. $\quad \phi = 2.0$

- Calcul de k :

Les poteaux sont individuellement supposés contreventés

$$\left.\begin{array}{l} \psi_A = \frac{0.5^4}{12} \times \frac{1}{3.4} \Big/ \frac{2 \times 0.4 \times 0.5^3}{12} \times \frac{1}{4} = 0.74 \\ \psi_B = \frac{2 \times 0.5^4}{12} \times \frac{1}{3.4} \Big/ \frac{2 \times 0.3^2 \times 0.25}{12} \times \frac{1}{4} = 10.9 \end{array}\right\} k = 0.83$$

$\ell_f = 0.83 \times 3.4 m = 2.82 m$

$e_2 = \frac{3 \times 2820^2}{10^4 \times 500}(2 + 0.33 \times 2) = 12.7 mm$

$Max\left(15, \frac{20 e_1}{h}\right) = Max(15, 15.4) = 15.4$

$\frac{\ell f}{h} = 5.64 < Max\left(15, \frac{20 e_1}{h}\right)$ Donc nous pouvons calculer la section en flexion composée sous les sollicitations N et $M = Ne$ avec $e = e_1 + e_2 + e_a$

$e = (385 + 20 + 12.7) mm = 417.7 mm$

$M = 768.4 \times 0.418 = 321.2$ kNm

Les courbes d'interaction obtenues dans les abaques de Capra et Davidovici choisis auraient permis d'obtenir les sections d'armatures requises car ces dernières prévoient le cas du flambement des poteaux carrés avec armatures symétriques même dans le plan diagonal. Ces abaques se trouvant dans " Le guide Pratique d'utilisation des Règles BAEL - Eyrolles " ne sont pas encore disponibles dans les librairies sénégalaises. Ainsi, je me suis référé aux courbes d'Interaction du Metric Design Handbook, ACNOR.

$\frac{Lf}{h} < \text{Max}\left(15, \frac{20e_1}{h}\right)$ j'aurai pu chercher les armatures en flexion composée, mais ne disposant de sections d'armatures symétriques aux 4 faces, les courbes d'Interaction du Metric Design paraissent les mieux indiquées.

Ainsi pour le Poteau I :

Majorons M de 10% comme nous sommes en flexion déviée

$M_u = 353.2$ kN m ; $P_u = 768.4$ kN

$$\frac{P_u}{A_g} = \frac{768.4 \times 10^3}{500^2} = 3.07 \text{ mpa} ; \quad \frac{M_u}{A_g h} = \frac{353.3 \times 10^6}{500^3} = 2.82 \text{ mpa}$$

Nous allons supposer une égale section d'armatures sur les quatre (4) faces . $\phi L = 25$ mm ; $\phi t = 10$ mm . Enrobage = 30

$$\gamma = \frac{500 - 2\times 30 \times - 2\times 12.5 - 2\times 10}{500} = 0.79 \simeq 0.8$$

D'après la figure avec $f'_c = 20$ mpa et $f_y = 400$ mpa

$$\rho_g = 1.75\% \longrightarrow A_s = 43.75 \text{ cm}^2$$

donc $4\phi 25 + 8\phi 20 = 44.76 \text{ cm}^2$

Vérification des armatures

$\gamma = 0.80$. $\frac{ex}{h} = \frac{ey}{h}$ donc $ex = ey$ car le même moment s'applique dans les 2 axes orthogonaux

$$ex = \frac{209.6}{768.4} = 0.272\ m \longrightarrow \frac{ex}{h} = \frac{ey}{h} = 0.54$$

$$\rho g = \frac{4476}{500^2} = 1.8\%$$

$$\longrightarrow \frac{P_{ux}}{A_g} = 5.8\ mpa\ ;\ \frac{P_{uy}}{A_g} = 5.8\ mpa\ ;\ \frac{P_{uo}}{A_g} = 16.8\ mpa$$

$$\frac{A_g}{P_u} = \frac{A_g}{P_{ux}} + \frac{A_g}{P_{uy}} - \frac{A_g}{P_{uo}} \longrightarrow \frac{1}{P_u} = \frac{1}{5.8} + \frac{1}{5.8} - \frac{1}{16.8}$$

donc $P_u = 876.2$ kN > 768.4 kN donc section d'armature valide

$A = 44.76\ cm^2$

$A_{min} = Min$ en flexion composée

6-3-2 Poteau II Flexion déviée du fait des moments M_{ux} et M_{uy}.

Vérifions si les sections sont entièrement comprimées ou partiellement.

$M_{ux} = M_{uy} = 50.8$ kNm $\rightarrow M_r^{(1)} = 71.8$ kNm ; $M_r^{(2)} = 29.4$ kNm

$P_u = 2 \times 333.3$ kN $= 666.6$ kN

Position du centre de pression :

Suivant l'axe des x : $\frac{M_{ux}}{P_{ux}} = 76mm$

Suivant la diagonale : $\frac{M_r}{P_u} = 107.7mm < 250mm$

donc le centre pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures

Nous allons faire le calcul des armatures en prenant la colonne contreventée

$\psi_A = \psi_B = 10.9 \longrightarrow k = 0.96$

$$\frac{k l_u}{r} = \frac{0.96 \times 3.4}{0.3 \times 0.5} = 21.8$$

$34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$ comme nous avons une courbure double $\frac{M_1}{M_2} < 0$

$$34 - 12 \frac{M_1}{M_2} = 34 - 12 \times \frac{29.4}{71.8} = 38.8$$

Comme $\frac{k l_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \longrightarrow$ nous sommes en presence d'une colonne courte. Majorons donc M_r^0 de 15%

$\longrightarrow M_c$ = moment de design $= 1.15 \times 71.8$ kN m $= 82.6$ kNm

En choisissant des diamètres ϕ 20

$P_u / A_g = 666.6 \times 10^3 / 500^2$ mpa $= 2.67$ mpa

$M_u / A_g h = 82.6 \times 10^6 / 500^3$ mpa $= 0.67$ mpa

$$\gamma = \frac{500 - 2 \times 30 - 10 - 10 \text{ mm}}{500 \text{ mm}} = 0.8$$

La lecture du diagramme d'interaction nous donne $\rho_g = 0$;
donc nous allons prendre $\rho_g = 1\%$ qui est le ρ_g min.

Donc $A_s = A_{s\,min} = 500^2 \times 0.01$ mm^2 $= 25$ cm^2

<u>Verification des sections d'aciers</u>

$e_x = e_y = \frac{50.8}{666.6} = 0.076$ m $= 76$ mm

$\frac{e_x}{h} = \frac{76}{500} = 0.15 = e_y / h$

$P_{ux} / A_g = 10.2$ mpa ; $P_{uy} / A_g = 10.2$ mpa

$P_{uo} / A_g = 14.6$ mpa

$$\Longrightarrow P_u = \frac{1}{\left(\frac{1}{P_{ux}} + \frac{1}{P_{uy}} - \left(\frac{P_{uo}}{1}\right)^{-1}\right)} = 1959.5 \text{ kN} > 666.6 \text{ kN}$$

donc $A_s = 8 \phi 20 = 25.13$ cm^2

6-3-3 Colonne III

Même constat que pour la colonne II du fait de la petitesse du moment par rapport à l'effort axial.

Donc $\rho g = 1\%$ $\longrightarrow$ $A_s = 25\ cm^2$ $\quad 8\phi 20 = 25.13\ cm^2$

6-3-4 CALCUL DES ETRIERS

Poteau (I)

$V_u = 74.9\ KN$ $\qquad \tau_u = \dfrac{V_u}{b_o d} = \dfrac{74.9 \times 10^3}{500 \times 450} = 0.33\ mpa$

les armatures d'âme sont des armatures droites,

donc $\tau_u \leqslant \min(0.13 f_{c28},\ 4.0\ mpa) \longrightarrow \tau_u \leqslant 3.25\ mpa$

Ceci est verifie car $0.33\ mpa \leqslant 3.25\ mpa$

Prenons $\phi t = 8mm$ $\qquad At = 100.48\ mm^2$

(1) $\dfrac{At}{b_o\ St} \geqslant \dfrac{\tau_u - 0.3 f_{tj}\, k}{0.8\ fe}$ $\quad$ avec $k = 1 + 3\dfrac{\sigma_{cm}}{f_{c28}}$

$\sigma_{cm} = \dfrac{N_u}{B} = \dfrac{768.4 \times 10^3}{500^2} = 3.07\ mpa \longrightarrow k = 1.37$

(1) $\longrightarrow$ $St \leqslant \dfrac{0.8\ At\ fe}{b_o(\tau_u - 0.3 f_{tj}\, k)} = \dfrac{0.8 \times 100.48 \times 400}{500(0.33 - 0.63 \times 1.37)}$

$St \leqslant 0$ donc nous allons prendre pour tous ces poteaux (I, II, III) les conditions limites d'espacement

Une section est entièrement comprimée quand, pour un effort de compression, le centre de pression tombe à l'intérieur du segment limité par les armatures et la condition suivante non verifiée :

$$N(d - c') - M_1 \leqslant \left(0.337 - 0.81\,\frac{c'}{h}\right) b h^2 \bar{\sigma}_b$$

Poteau I $\qquad c' = 50 \quad ; \quad d = 450$

M_1 : moment par rapport au centre de gravité des arma -

Tures tendues

Dans ce cas $M_1 = 209.8 + 768.4 \times 0.2 = 363.5$ KNm

$\bar{\sigma}_b = 14.2$ mpa $\quad N = 768.4$ KN

Determination du centre de pression :

$\frac{M}{N} = \frac{209.8}{768.4} = 0.273$ donc le centre de pression est

à l'exterieur du segment limité par les armatures, donc la section de beton est partiellement tendue (comprimée)

- Ainsi nous devons verifier l'espacement et la section d'armatures minimales :

1- $A_t f_e / b_0 s_t \geq 0.4$ mpa $\longrightarrow s_t \leq A_t f_e / b_0 \times 0.4 = 200.96$

2- $S_t \leq \min(0.9d, 40\text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq 405$ mm

donc nous choisissons $S_t = 20$ cm et $\phi t = 8$ mm

- Nous devons aussi verifier suivant la constitution des pieces comprimées :

1- $\phi t = 8$ mm $> \phi L/3 = 20/3$ mm . Exact!

2- $S_t \leq 15 \phi L = 300$ mm ; verifie car 200 mm < 300 mm

3- $S_t \leq 400$ mm . Verifié

4- $S_t \leq$ (plus petite dimension de la section augmentée de 10 cm)

$\longrightarrow S_t \leq (50\text{ cm} + 10\text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq 600$ mm . Verifié

cas $S_t = 200$ mm

Poteau II

$\frac{M}{N} = \frac{71.8}{666.6}$ m $: 0.108$m $\longrightarrow$ centre de pression

à l'interieur des segments

$M_1 = 71.8 + 666.7 \times 0.2 = 205.14 \times 10^6$ Nmm

$N(d - c') - M_1 = 666.7 \times 10^3 \times 400 - 205.14 \times 10^6$
$= 61540000$ Nmm $= 61.5$ KNm

$\left(0.337 - 0.81 \times \frac{c'}{h}\right) bh^2 \bar{\sigma}_b = \left(0.337 - 0.81 \times \frac{50}{500}\right) 500^3 \times 14.2$
$= 454.4$ KNm

donc $N(d - c') - M_1 \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 \bar{\sigma}_b$

donc la section est partiellement comprimée .

- Vérification de l'espacement et de la section minimale d'acier

Pour les mêmes raisons que pour le poteau I, $St = 20\text{ cm}$

- Vérification suivant les pièces comprimées

Mêmes conclusions que pour le poteau I

Poteau III $N = 816.2\text{ kN}$ $M = 68.3\text{ kNm}$

$$\frac{M}{N} = \frac{68.3}{816.2} = 0.084\text{ m} = 84\text{ mm}$$ donc le

centre de pression est à l'intérieur du segment limité par les armatures

$M_1 = (68.3 + 816.2 \times 0.2)\text{ kNm} = 231.5\text{ kNm}$

$N(d-c') - M_1 = 816.2 \times 10^3 \times (450-50) - 231.5 \times 10^6 = 95.0 \times 10^6\text{ Nmm}$

$\left(0.337 - 0.81 \times \frac{c'}{h}\right) bh^2 \bar{\sigma}_b = 454.4 \times 10^6\text{ Nmm}$

donc $N(d-c') - M_1 < \left(0.337 - 0.81 \times \frac{c'}{h}\right) bh^2 \bar{\sigma}_b$

La section de béton est donc partiellement comprimée

Même constat que pour la colonne II

Donc tout au long du poteau (incluant I, II et III) nous prenons $St = 20\text{ cm}$ et $\phi t = 8\text{ mm}$

6-3-5 Longueur de recouvrement

Elles sont sans crochets car les poteaux sont comprimés

Comme les armatures sont susceptibles d'être tendues nous prenons la longueur de recouvrement comme dans le cas des barres tendues

lr = longueur de recouvrement

$lr = 40\phi$ (forfaitaire) pour Acier FeE40 (barres sans crochet)

Pour $\phi = 20\text{ mm}$ $lr = 40 \times 20\text{ mm} = 800\text{ mm}$

Pour $\phi = 25\text{ mm}$ $lr = 40 \times 25\text{ mm} = 1000\text{ mm}$

Donc nous allons prendre, $lr = 1000\text{ mm}$ ou 1 m.

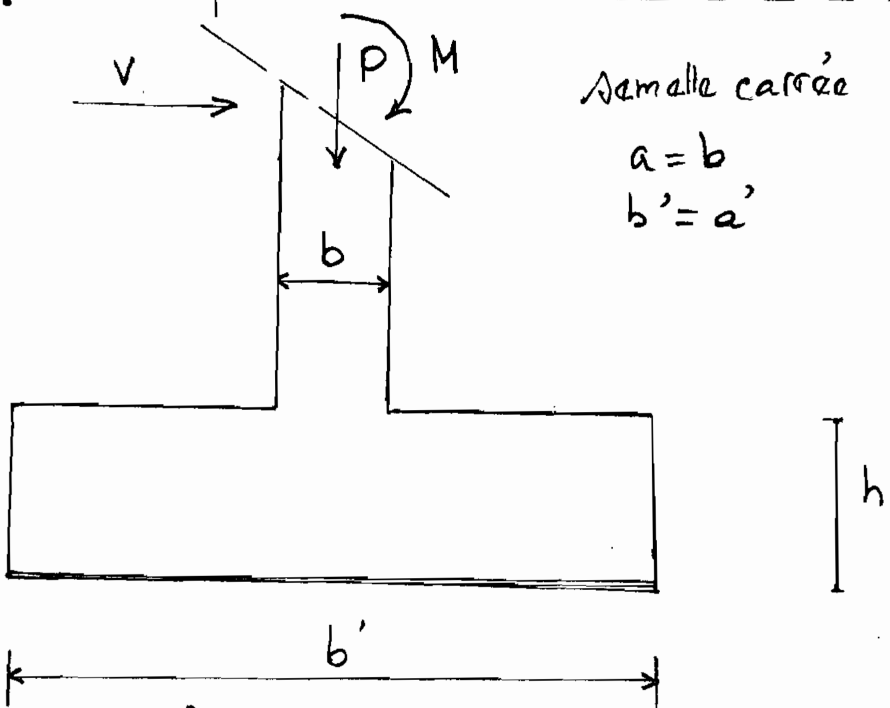
G-4 CALCUL DES SEMELLES

Comme dans le cas des colonnes, les charges axiales sont multipliées par 2 pour tenir compte des 2 cadres encadrant les colonnes individuellement.

Donc $P = 816.2\ KN$

De même, pour le moment et l'effort horizontal, ils peuvent être appliqués dans les 2 directions perpendiculaires (sens et direction du vent variant)

G-4-1. Choix préliminaire des dimensions de la semelle



Semelle carrée

$a = b$

$b' = a'$

Les dimensions de la semelle sont homothétiques car $\frac{a'}{b'} = \frac{a}{b}$

En supposant des $\phi 16$. Enrobage = 3 cm

Prenons $h = 60\ cm$ $\longrightarrow$ $d_a = 54.6\ cm$ et $d_b = 55.8\ cm$

comme $e = h$ et $e \geqslant 6\phi + 6$ $\longrightarrow$ $e \geqslant 102\ mm$

Vérifié car $600\ mm \geqslant 102\ mm$

Les 2 autres conditions à vérifier sont :

① $a' - a \geq 2b$ et $2a \geq \frac{b' - b}{4}$ ②

Prenons $b' = a' = 250\,cm = 2500\,mm$

① $\longrightarrow$ $2500 - a \geq 558 \longrightarrow a \leq 1942\,mm$

$\longrightarrow b \leq 1942\,mm$

② $\longrightarrow$ $546\,mm \geq \frac{2500 - b}{4} \longrightarrow b \geq 316\,mm$

donc $a \geq 316\,mm$

Nous allons prendre $a = b = 500\,mm$

Nous allons prendre $\sigma_{sol} = 200\,kpa$

6-4-2. Calcul des armatures

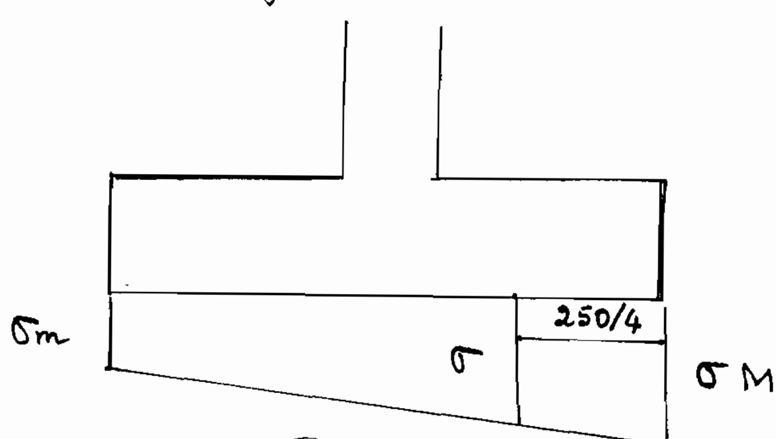
* Etat limite ultime de resistance

$M = 48.3\,kN\,m \qquad P = 816.2\,kN$

$\frac{M}{P} = e_0 = \frac{48.3}{816.2} = 0.059\,m = 59\,mm$

$\frac{b'}{6} = \frac{2500}{6} = 416.7\,mm \longrightarrow e_0 < \frac{b'}{6}$

donc le diagramme des contraintes sera trapezoïdal



$\sigma M = \frac{P}{a' \times b'}\left(1 + \frac{6e_0}{b'}\right) = \frac{816.2}{2.5 \times 2.5}\left(1 + 6 \times \frac{59}{2500}\right) = 149.1\,KNm^{-2}$

$$\sigma m = \frac{P}{a' \times b'}\left(1 - \frac{6\,e_0}{b'}\right) = 112.1\ kN\,m^{-2}$$

$$\sigma = \frac{3\,\sigma M + \sigma m}{4} = 139.8\ kN\,m^{-2} \longrightarrow \sigma = 139.8 < \sigma_{sol} = 200\ kN\,m^{-2}$$

$$\frac{b}{6} = \frac{500}{6}\ mm = 83.3\ mm \quad \text{donc} \quad e_0 < \frac{b}{6}$$

donc le pilier est entièrement comprimé à sa base.

$$\sigma M - \sigma m = 37.1\ kN\,m^{-2}$$

$$\frac{1}{2}\,\frac{\sigma M + \sigma m}{2} = 65.3\ kN\,m^{-2}$$

$$\longrightarrow \sigma M - \sigma m < \frac{1}{2} \times \frac{\sigma M + \sigma m}{2}$$

Comme $e_0 < \frac{b'}{24}$ car $59\ mm < \frac{2500}{24}\ mm = 104.2\ mm$

donc $e_0 < \frac{b'}{18}$.

Donc nous allons utiliser la méthode des bielles

$$P' = P\left(1 + \frac{3\,e_0}{b'}\right) = 816.2 \times \left(1 + \frac{3 \times 59}{2500}\right) = 874.0\ kN$$

Comme $e_0 < \frac{b}{6}$ et $e_0 < \frac{b'}{24}$

$$A'a' = P\left(1 + \frac{3\,e_0}{b'}\right)\left(\frac{a' - a}{8\,d_a\,\sigma_s}\right) = 874 \times 10^3\left(1 + \frac{3 \times 59}{2500}\right)\left(\frac{2500 - 500}{8 \times 538 \times 348}\right)$$

$$A'a' = 12.50\ cm^2 \longrightarrow 12\ \phi 12$$

$$A'b' = P\left(1 + \frac{3\,e_0}{b'}\right)\left(\frac{b' - b}{8\,d_b\,\sigma_s}\right) = 8740 \times 10^3\left(1 + \frac{3 \times 59}{2500}\right)\left(\frac{2000}{8 \times 554 \times 348}\right)$$

$$Ab' = 12.13\ cm^2 \longrightarrow 12\,\phi 12 = 13.57\ cm^2.$$

* Etat limite de service

Fissuration préjudiciable $\sigma_s = 240\ mpa$

$$P = 286.2 \times 2\ kN \qquad M = 39.8\ kNm$$

$$e_0 = \frac{M}{P} = \frac{39.8}{286.2 \times 2} = 0.069\ m = 69\ mm$$

Le diagramme des contraintes sera trapézoïdal

car $e_0 < \frac{b'}{6}$

$\sigma M = 104.6\ kN\,m^{-2}$; $\sigma m = 78.6\ kN\,m^{-2}$

$\sigma M < \sigma sol \longrightarrow \sigma < \sigma sol$

$$a_0 = 69\,mm < \frac{b}{6} = 83.3\,mm$$

$$\frac{1}{2}\,\frac{\sigma M + \sigma m}{2} = 45.8\,KN\,m^{-2} > \sigma M - \sigma m = 26.0\,KN\,m^{-2}$$

$$\frac{b'}{24} = 104.2\,mm \longrightarrow a_0 < \frac{b'}{24} \quad \left(a' < \frac{b'}{18} \right)$$

Donc nous allons utiliser la methode des bielles :

$$P' = P_x\left(1 + \frac{3a_0}{b'}\right) = 572.4 \times \left(1 + \frac{3 \times 69}{2500}\right) = 619.7\,KN$$

Comme $a_0 < \frac{b}{6}$ et $a_0 < \frac{b'}{24}$

$$A a' = 619.7 \times 10^3 \left(1 + \frac{3 \times 69}{2500}\right)\left(\frac{2500}{8 \times 538 \times 240}\right) = 1299.2\,mm^2$$

$$A a' = 12.99\,cm^2 \longrightarrow 12\,\phi 12 = 13.57\,cm^2$$

$$A b' = 619.7 \times 10^3 \times \left(1 + \frac{3 \times 69}{2500}\right)\left(\frac{2500}{8 \times 554 \times 240}\right) = 1261.7\,mm^2$$

$$A b' = 12.62\,cm^2 \longrightarrow 12\,\phi 12$$

Donc les armatures trouvées en etat limite ultime de resistance demeurent donc adequates.

6-4-3. Determination des longueurs de barre

$$l_s = \text{longueur de scellement} = \phi f_e / 4\,\bar{\tau}_s$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6\,\Psi_s^2\,f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.8\,mpa$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.8} = 428.6\,mm$$

$$\frac{b'}{4} = \frac{2500}{4}\,mm = 625\,mm \quad ; \quad \frac{b'}{8} = 312.5\,mm$$

$$\text{donc} \quad \frac{b'}{8} < l_s \leq \frac{b'}{4}$$

Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extremités de la semelle mais elles pourront ne pas comporter de crochets.

Chapitre 7 Préfabrication du Cylindre du Reservoir

L'erection du reservoir, requiert, quant à la mise en place de la cuve, des energies souvent très dispendieuses. Ceci relève de la difficulté de couler la cuve à une hauteur elevée (dans notre cas +10m IGN) donc de la mise sur pied d'un échaffaudage complexe, gênant considerablement les travaux de coulage. Cette difficulté est d'autant plus grande qu'il est neccessaire d'éviter les coulages intermittents, facteur de sechage differentiel d'où des possibilités de fissures plus importantes du fait de defaillances dans le monolithisme.

Compte tenu de tous ces facteurs, il m'est venu à l'esprit l'idée de préfabriquer la cuve au sol, de diminuer ainsi les pertes de temps, les risques et les frais d'erection de l'echaffaudage très onéreux.

Il ne faut pas oublier de noter que l'avantage primordial de la préfabrication des elements est la possibilité d'en disposer en serie et à l'usine. Cette procédure eviterait les deplacements d'installations entieres dependamment des sites des chantiers car les produits essentiels sont généralement les appareils de levage :

Varin et grues et certains produits de finition. Dans le cas de notre Chateau d'eau, nous choisissons de préfabriquer les elements de la cuve en panneaux demi-circulaires. Ceci nous permet de n'utiliser qu'un seul moule pour en fabriquer 10 dans le cas d'une hauteur de cylindre de 5 m (avec une hauteur de panneau de 1 m).

La jonction de deux elements demi circulaires pour constituer l'element circulaire est assuré par l'existence d'attentes des cerces au niveau de ces elements. La continuité de la jonction est assurée par les longueurs de recouvrement Lr avec $Lr = 40\phi$ pour FeE 40 type I. Dans notre cas $\phi = 10 \rightarrow Lr = 400$ mm

Voir figure 9

La jonction de deux panneaux superposés doit être concue pour éviter le deplacement relatifs de ces derniers, pour assurer l'etanchéité et pour reprendre les forces de cisaillement et les moments. Ainsi pour assurer la continuité de ces deux panneaux dont l'un est au dessus de l'autre, nous avons mis en place la liaison de la figure

Comme nous avons des elements préfabriqués, la couverture repo-sera librement sur le cylindre.

Pour eviter le deplacement relatif contre les divers panneaux, nous etablir tout au long de leur hauteur des manchons constitués de constitués de gaine de caoutchouc dans lesquelles nous plongeons des barres d'acier qui assurent la reservation.

Les reservations respectives seront juxtaposées pour permettre aux panneaux superposés d'être assemblés par des barres filetées allant du radier à la couverture. Voir figure 10

La liaison de la base des panneaux avec le radier montrée à la figure 11 permet de reprendre le moment négatif à la base de la paroi.

Les barres filetées à la base qui sont prolongées tout au long du cylindre peuvent aussi reprendre les forces de cisaillement dans la paroi.

Pour assurer l'étanchéité de la cuve, la paroi intérieure est finie par un mortier avec hydrofuge (SIKALITE) d'une épaisseur d'environ 9 mm. Voir "Notice Technique" "SIKALITE"

Chapitre 8 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Comme je l'avais souligné au debut, le choix de la forme du chateau d'eau a été commandé par sa petite taille d'où l'inexistence de coupoles. La presence de ces dernières revêt une grande importance pour les chateaux d'eau de grande dimension car l'economie de matériau (beton - acier) depasserait largement les coûts de coffrage et de coulage. Pour nous en convaincre, il suffit de comprendre que la presence de coupoles, de coques cylindriques et spheriques impose une transmission des efforts par effet membranaire (tension - compression) d'où l'inexistence ou la quasi disparition des moments. Ainsi, la cuve devient un systeme de coques composées (Sphere, cylindre circulaire) Dans ce cas une transmision des efforts par dilatation se substitue à celle par flexion et une simple comparaison de la flexion et de la dilatation pourrait nous renseigner sur les economies de materiau possibles dans la dilatation.

Voir Tableau de comparaison
Flexion → Dilatation.

Il en ressort que du point de vue materiau, la transmission des efforts par effet membranaire presente un avantage certain. Mais, certaines exigences imposent au constructeur:

1- transmission des charges par effet membranaire! Effet de flexion seulement aux endroits incontournables et là encore sous forme de contraintes secondaires.

2- Eviter les effets de flexion pure (deformation sans dilatation), par exemple en prevoyant des epaississements aux bordures!

Quant à l'utilisation des Abaques de Capra et Davidovici, elle nous aurait permis de minimiser l'aire des sections d'acier dans les plateaux où nous avons considéré l'aire minimale de la norme ACNOR avec $\rho g = 1\%$. Ceci pour la simple raison que BAEL 80 suggere

$$A_{min} \geq \frac{0{,}2\,bh}{100} \quad \text{et} \quad \frac{8(b+h)}{100}$$

Exemple Pour $b = h = 500\,mm$

D'après ACNOR $\quad A_{min} = 1\%\,A_g = 0{,}01\,bh$

$\quad A_{min} = 25\,cm^2.$

D'après BAEL 80 $A_{min} \geq 5\ cm^2$ et $8\ cm^2$
$A_{min} = 8\ cm^2$

Ainsi $25\ cm^2 > 8\ cm^2$.

Donc dans les poteaux II et III, il nous aurait pu être possible d'utiliser $8\ \phi\ 12 = 9{,}05$ pour respecter la norme.

En dernier point, il importe de souligner que les techniques de préfabrication suggérées ne trouvent leur importance que dans des constructions de chateau d'eau en série.

Annexe 1 Tableau 1

Tableau 7 : Section rectangulaire en flexion simple, sans armatures comprimées, diagramme rectangulaire. Valeurs de α, β et $1000\,\epsilon_s$ en fonction de μ

Pour l'utilisation du tableau dans le cas de la section en T, voir deuxième partie, chapitre II, section II.

μ	α	β	$1\,000\,\epsilon_s$	μ	α	β	$1\,000\,\epsilon_s$	μ	α	β	$1\,000\,\epsilon_s$
0,000	0,0000	1,000	10	0,080	0,1044	0,958	10	0,160	0,2193	0,912	10
0,002	0,0025	0,999	10	0,082	0,1071	0,957	10	0,162	0,2223	0,911	10
0,004	0,0050	0,998	10	0,084	0,1099	0,956	10	0,164	0,2253	0,910	10
0,006	0,0075	0,997	10	0,086	0,1126	0,955	10	0,166	0,2284	0,909	10
0,008	0,0100	0,996	10	0,088	0,1154	0,954	10	0,168	0,2314	0,907	10
0,010	0,0126	0,995	10	0,090	0,1181	0,953	10	0,170	0,2345	0,906	10
0,012	0,0151	0,994	10	0,092	0,1209	0,952	10	0,172	0,2376	0,905	10
0,014	0,0176	0,993	10	0,094	0,1236	0,951	10	0,174	0,2406	0,904	10
0,016	0,0201	0,992	10	0,096	0,1264	0,949	10	0,176	0,2438	0,902	10
0,018	0,0227	0,991	10	0,098	0,1291	0,948	10	0,178	0,2469	0,901	10
0,020	0,0252	0,990	10	0,100	0,1320	0,947	10	0,180	0,2500	0,900	10
0,022	0,0279	0,989	10	0,102	0,1348	0,946	10	0,182	0,2531	0,899	10
0,024	0,0304	0,988	10	0,104	0,1376	0,945	10	0,184	0,2562	0,898	10
0,026	0,0330	0,987	10	0,106	0,1404	0,944	10	0,186	0,2594	0,896	10
0,028	0,0355	0,986	10	0,108	0,1431	0,943	10	0,188	0,2626	0,895	9,83
0,030	0,0381	0,985	10	0,110	0,1460	0,942	10	0,190	0,2658	0,894	9,67
0,032	0,0406	0,984	10	0,112	0,1489	0,940	10	0,192	0,2689	0,892	9,52
0,034	0,0432	0,983	10	0,114	0,1517	0,939	10	0,194	0,2721	0,891	9,36
0,036	0,0459	0,982	10	0,116	0,1546	0,938	10	0,196	0,2753	0,890	9,21
0,038	0,0485	0,981	10	0,118	0,1574	0,937	10	0,198	0,2785	0,889	9,07
0,040	0,0510	0,980	10	0,120	0,1603	0,936	10	0,200	0,2818	0,887	8,92
0,042	0,0536	0,979	10	0,122	0,1631	0,935	10	0,202	0,2850	0,886	8,78
0,044	0,0562	0,978	10	0,124	0,1660	0,934	10	0,204	0,2882	0,885	8,64
0,046	0,0589	0,976	10	0,126	0,1689	0,932	10	0,206	0,2915	0,883	8,51
0,048	0,0615	0,975	10	0,128	0,1719	0,931	10	0,208	0,2948	0,882	8,37
0,050	0,0641	0,974	10	0,130	0,1748	0,930	10	0,210	0,2980	0,881	8,24
0,052	0,0667	0,973	10	0,132	0,1776	0,929	10	0,212	0,3013	0,879	8,12
0,054	0,0694	0,972	10	0,134	0,1805	0,928	10	0,214	0,3046	0,878	7,99
0,056	0,0721	0,971	10	0,136	0,1835	0,927	10	0,216	0,3079	0,877	7,87
0,058	0,0747	0,970	10	0,138	0,1864	0,925	10	0,218	0,3112	0,876	7,75
0,060	0,0774	0,969	10	0,140	0,1894	0,924	10	0,220	0,3146	0,874	7,63
0,062	0,0801	0,968	10	0,142	0,1923	0,923	10	0,222	0,3179	0,873	7,51
0,064	0,0828	0,967	10	0,144	0,1953	0,922	10	0,224	0,3212	0,872	7,40
0,066	0,0854	0,966	10	0,146	0,1983	0,921	10	0,226	0,3246	0,870	7,28
0,068	0,0881	0,965	10	0,148	0,2013	0,919	10	0,228	0,3280	0,869	7,17
0,070	0,0907	0,964	10	0,150	0,2041	0,918	10	0,230	0,3315	0,867	7,06
0,072	0,0935	0,963	10	0,152	0,2071	0,917	10	0,232	0,3349	0,866	6,95
0,074	0,0962	0,962	10	0,154	0,2101	0,916	10	0,234	0,3383	0,865	6,85
0,076	0,0989	0,960	10	0,156	0,2131	0,915	10	0,236	0,3417	0,863	6,74
0,078	0,1016	0,959	10	0,158	0,2162	0,914	10	0,238	0,3451	0,862	6,64

μ	α	β	$1\,000\,\epsilon_s$	μ	α	β	$1\,000\,\epsilon_s$	μ	α	β	$1\,000\,\epsilon_s$
0,240	0,3486	0,861	6,54	0,320	0,5000	0,800	3,500	0,400	0,6910	0,724	1.565
0,242	0,3521	0,859	6,44	0,322	0,5041	0,798	3,443	0,402	0,6966	0,721	1.524
0,244	0,3556	0,858	6,34	0,324	0,5083	0,797	3,386	0,404	0,7023	0,719	1.484
0,246	0,3591	0,856	6,25	0,326	0,5126	0,795	3,328	0,406	0,7080	0,717	1.444
0,248	0,3626	0,855	6,15	0,328	0,5169	0,793	3,271	0,408	0,7138	0,714	1.403
0,250	0,3661	0,854	6,06	0,330	0,5211	0,792	3,217	0,410	0,7196	0,712	1.364
0,252	0,3696	0,852	5,97	0,332	0,5254	0,790	3,162	0,412	0,7256	0,710	1.324
0,254	0,3732	0,851	5,88	0,334	0,5297	0,788	3,107	0,414	0,7316	0,707	1.284
0,256	0,3768	0,849	5,79	0,336	0,5341	0,786	3,053	0,416	0,7376	0,705	1.245
0,258	0,3804	0,848	5,70	0,338	0,5385	0,785	3,000	0,418	0,7438	0,702	1.205
0,260	0,3840	0,846	5,62	0,340	0,5429	0,783	2,947	0,420	0,7500	0,700	1.166
0,262	0,3876	0,845	5,53	0,342	0,5474	0,781	2,894	0,422	0,7562	0,697	1.128
0,264	0,3913	0,843	5,45	0,344	0,5518	0,779	2,843	0,424	0,7626	0,695	1.090
0,266	0,3949	0,842	5,36	0,346	0,5563	0,777	2,792	0,426	0,7691	0,692	1.051
0,268	0,3985	0,841	5,28	0,348	0,5608	0,776	2,741	0,428	0,7756	0,690	1.013
0,270	0,4022	0,839	5,20	0,350	0,5654	0,774	2,690	0,430	0,7822	0,687	0.974
0,272	0,4059	0,838	5,12	0,352	0,5699	0,772	2,641	0,432	0,7890	0,684	0.936
0,274	0,4096	0,836	5,04	0,354	0,5745	0,770	2,592	0,434	0,7959	0,682	0.898
0,276	0,4134	0,835	4,97	0,356	0,5791	0,768	2,544	0,436	0,8028	0,679	0.860
0,278	0,4171	0,833	4,89	0,358	0,5838	0,766	2,495	0,438	0,8099	0,676	0.822
0,280	0,4209	0,832	4,82	0,360	0,5885	0,765	2,447	0,440	0,8170	0,673	0.784
0,282	0,4246	0,830	4,74	0,362	0,5933	0,763	2,399	0,442	0,8242	0,670	0.746
0,284	0,4284	0,829	4,67	0,364	0,5981	0,761	2,352	0,444	0,8316	0,667	0.708
0,286	0,4322	0,827	4,60	0,366	0,6029	0,759	2,305	0,446	0,8393	0,664	0.670
0,288	0,4361	0,826	4,53	0,368	0,6078	0,757	2,258	0,448	0,8469	0,661	0.633
0,290	0,4399	0,824	4,46	0,370	0,6126	0,755	2,212	0,450	0,8547	0,658	0.595
0,292	0,4437	0,823	4,39	0,372	0,6175	0,753	2,168	0,452	0,8627	0,655	0.557
0,294	0,4476	0,821	4,32	0,374	0,6225	0,751	2,123	0,454	0,8709	0,652	0.519
0,296	0,4516	0,819	4,25	0,376	0,6275	0,749	2,078	0,456	0,8792	0,648	0.481
0,298	0,4555	0,818	4,18	0,378	0,6325	0,747	2,034	0,458	0,8877	0,645	0.443
0,300	0,4595	0,816	4,12	0,380	0,6376	0,745	1,990	0,460	0,8965	0,641	0.404
0,302	0,4634	0,815	4,05	0,382	0,6427	0,743	1,946	0,462	0,9054	0,638	0.366
0,304	0,4674	0,813	3,99	0,384	0,6479	0,741	1,902	0,464	0,9146	0,634	0.327
0,306	0,4714	0,811	3,92	0,386	0,6531	0,739	1,859	0,466	0,9240	0,630	0.288
0,308	0,4754	0,810	3,86	0,388	0,6584	0,737	1,816	0,468	0,9337	0,626	0.248
0,310	0,4795	0,808	3,80	0,390	0,6637	0,735	1,773	0,470	0,9438	0,622	0.208
0,312	0,4835	0,807	3,74	0,392	0,6691	0,732	1,731	0,472	0,9542	0,618	0.168
0,314	0,4876	0,805	3,68	0,394	0,6745	0,730	1,689	0,474	0,9650	0,614	0.127
0,316	0,4918	0,803	3,62	0,396	0,6799	0,728	1,648	0,476	0,9761	0,610	0.086
0,318	0,4959	0,802	3,56	0,398	0,6854	0,726	1,607	0,478	0,9877	0,605	0.044

67

Tableau 2

Valeurs de β_1, k et ρ_1 en fonction de μ_1

μ_1	β_1	k	ρ_1	μ_1	β_1	k	ρ_1	μ_1	β_1	k	ρ_1
0,5222	0,680	1,600	76,80	0,0394	0,770	0,148	5,12	0,0087	0,860	0,048	1,01
0,4498	0,682	1,382	65,95	0,0381	0,772	0,144	4,93	0,0084	0,862	0,047	0,97
0,3940	0,684	1,215	57,61	0,0368	0,774	0,140	4,76	0,0081	0,864	0,046	0,94
0,3498	0,686	1,082	51,00	0,0356	0,776	0,137	4,59	0,0078	0,866	0,045	0,90
0,3139	0,688	0,975	45,63	0,0344	0,778	0,133	4,43	0,0075	0,868	0,044	0,87
0,2842	0,690	0,886	41,19	0,0333	0,780	0,129	4,27	0,0072	0,870	0,043	0,83
0,2591	0,692	0,812	37,45	0,0322	0,782	0,126	4,12	0,0070	0,872	0,042	0,80
0,2377	0,694	0,746	34,26	0,0312	0,784	0,123	3,98	0,0067	0,874	0,041	0,77
0,2193	0,696	0,691	31,51	0,0302	0,786	0,120	3,84	0,0064	0,876	0,039	0,73
0,2032	0,698	0,642	29,11	0,0292	0,788	0,117	3,70	0,0061	0,878	0,038	0,70
0,1890	0,700	0,600	27,00	0,0282	0,790	0,114	3,58	0,0059	0,880	0,037	0,67
0,1764	0,702	0,562	25,13	0,0273	0,792	0,111	3,45	0,0057	0,882	0,037	0,65
0,1652	0,704	0,528	23,47	0,0265	0,794	0,108	3,33	0,0055	0,884	0,036	0,62
0,1551	0,706	0,498	21,97	0,0256	0,796	0,105	3,22	0,0052	0,886	0,035	0,59
0,1460	0,708	0,472	20,63	0,0248	0,798	0,103	3,11	0,0050	0,888	0,034	0,57
0,1378	0,710	0,446	19,41	0,0240	0,800	0,100	3,00	0,0048	0,890	0,033	0,54
0,1303	0,712	0,423	18,30	0,0232	0,802	0,097	2,90	0,0046	0,892	0,032	0,52
0,1233	0,714	0,403	17,28	0,0225	0,804	0,095	2,80	0,0044	0,894	0,031	0,49
0,1170	0,716	0,384	16,35	0,0218	0,806	0,093	2,70	0,0042	0,896	0,030	0,47
0,1112	0,718	0,366	15,49	0,0211	0,808	0,091	2,61	0,0040	0,898	0,029	0,45
0,1058	0,720	0,350	14,70	0,0204	0,810	0,088	2,52	0,0038	0,900	0,029	0,43
0,1008	0,722	0,335	13,97	0,0197	0,812	0,086	2,43	0,0034	0,905	0,027	0,38
0,0962	0,724	0,321	13,29	0,0191	0,814	0,084	2,35	0,0030	0,910	0,025	0,33
0,0919	0,726	0,308	12,65	0,0185	0,816	0,082	2,27	0,0026	0,915	0,023	0,29
0,0878	0,728	0,296	12,06	0,0179	0,818	0,080	2,19	0,0023	0,920	0,021	0,25
0,0840	0,730	0,284	11,51	0,0173	0,820	0,078	2,11	0,0020	0,925	0,019	0,22
0,0805	0,732	0,273	10,99	0,0168	0,822	0,076	2,04	0,0017	0,930	0,018	0,19
0,0771	0,734	0,263	10,51	0,0162	0,824	0,075	1,97	0,0015	0,935	0,016	0,16
0,0740	0,736	0,254	10,05	0,0157	0,826	0,073	1,90	0,0012	0,940	0,015	0,13
0,0710	0,738	0,245	9,62	0,0152	0,828	0,071	1,83	0,0010	0,945	0,013	0,11
0,0682	0,740	0,236	9,22	0,0147	0,830	0,069	1,77	0,0008	0,950	0,012	0,09
0,0656	0,742	0,228	8,84	0,0142	0,832	0,068	1,71	0,0007	0,955	0,010	0,07
0,0630	0,744	0,221	8,47	0,0137	0,834	0,066	1,65	0,0005	0,960	0,009	0,05
0,0606	0,746	0,214	8,13	0,0133	0,836	0,065	1,59	0,0004	0,965	0,008	0,04
0,0584	0,748	0,207	7,81	0,0128	0,838	0,063	1,53	0,0003	0,970	0,007	0,03
0,0562	0,750	0,200	7,50	0,0124	0,840	0,062	1,48	0,0002	0,975	0,005	0,02
0,0542	0,752	0,194	7,21	0,0120	0,842	0,060	1,42	0,0001	0,980	0,004	0,01
0,0522	0,754	0,188	6,93	0,0116	0,844	0,059	1,37	0,0000	0,990	0,002	0,00
0,0504	0,756	0,182	6,66	0,0112	0,846	0,057	1,32				
0,0486	0,758	0,177	6,41	0,0108	0,848	0,056	1,27				
0,0469	0,760	0,171	6,17	0,0104	0,850	0,055	1,23				
0,0453	0,762	0,166	5,94	0,0101	0,852	0,053	1,18				
0,0437	0,764	0,161	5,72	0,0097	0,854	0,052	1,14				
0,0422	0,766	0,157	5,51	0,0094	0,856	0,051	1,10				
0,0408	0,768	0,153	5,31	0,0090	0,858	0,049	1,05				

Annexe 2

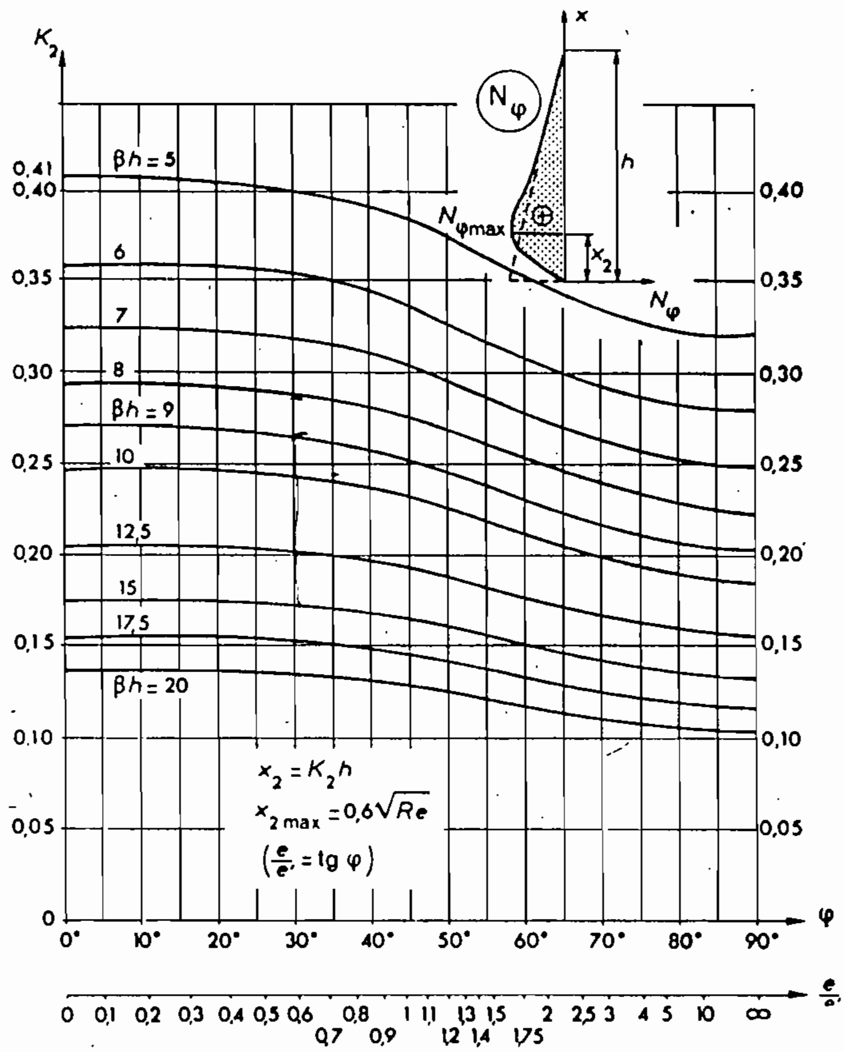


FIG. 3-138.

Figure : 1

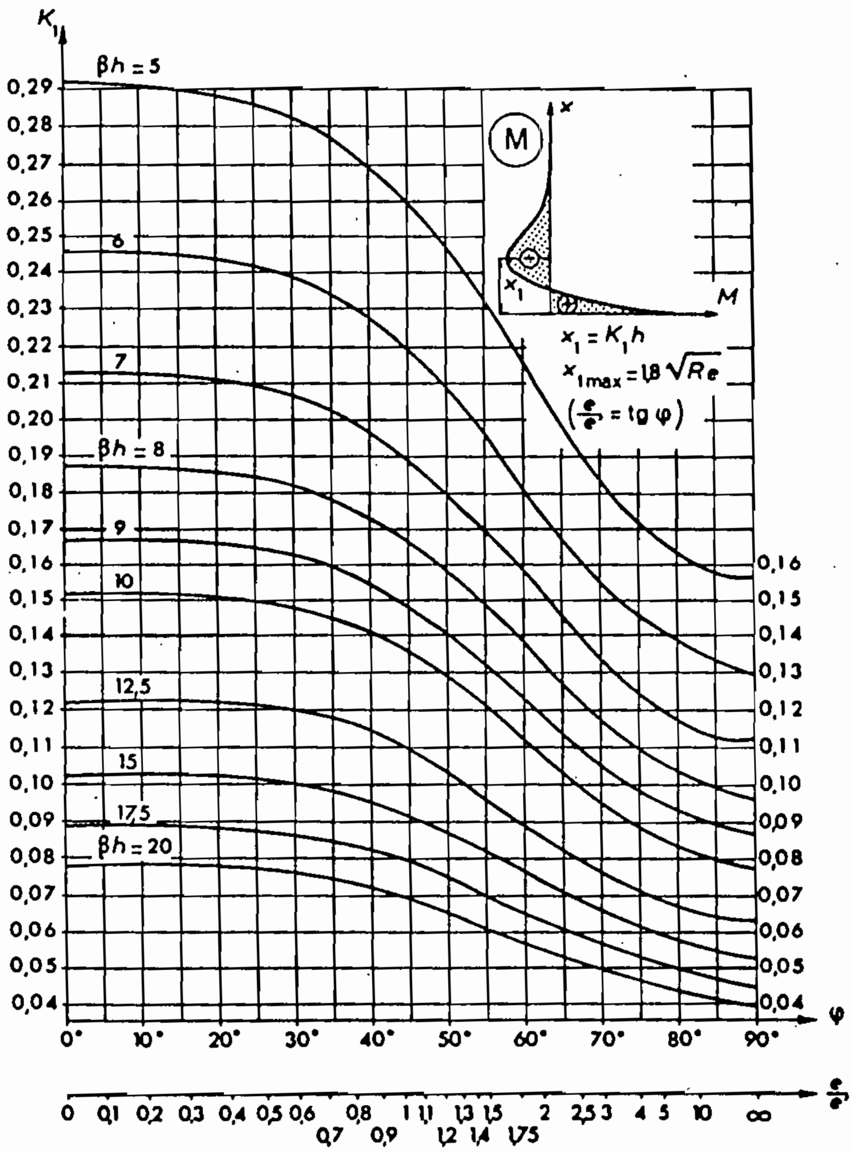


Fig. 3-136.

Figure : 4

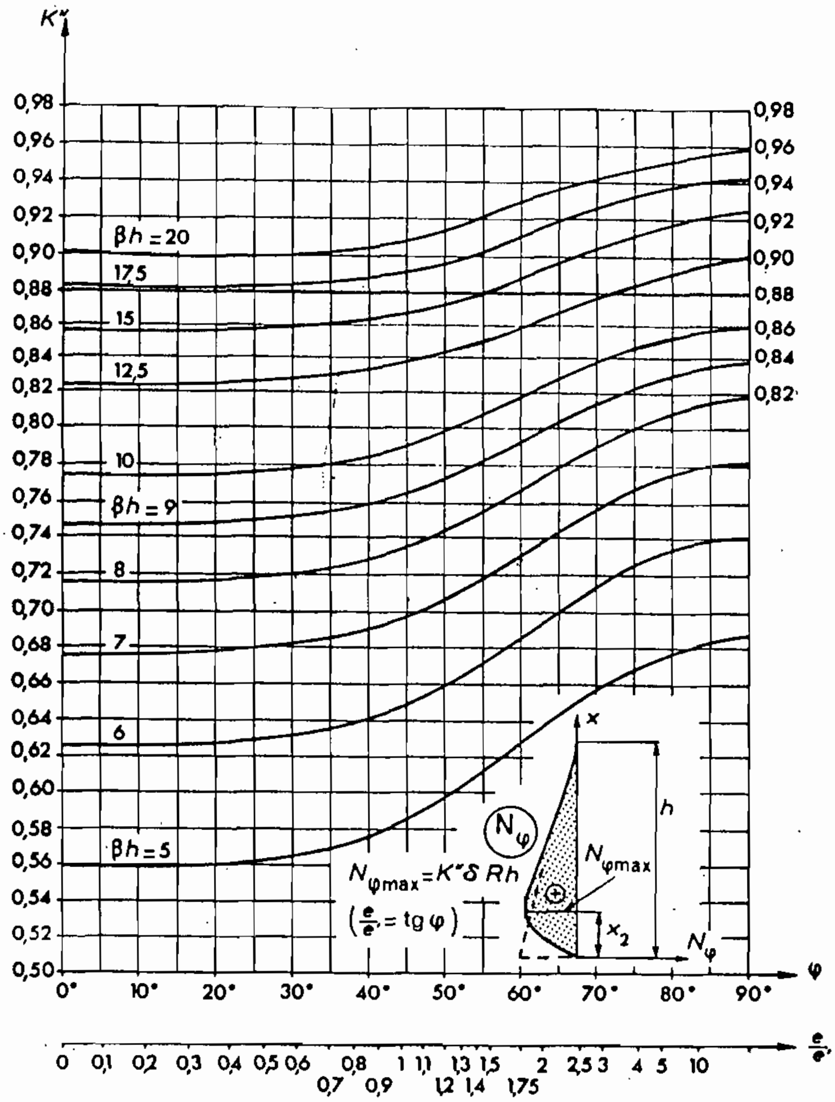


FIG. 3-139.

Figure : 5

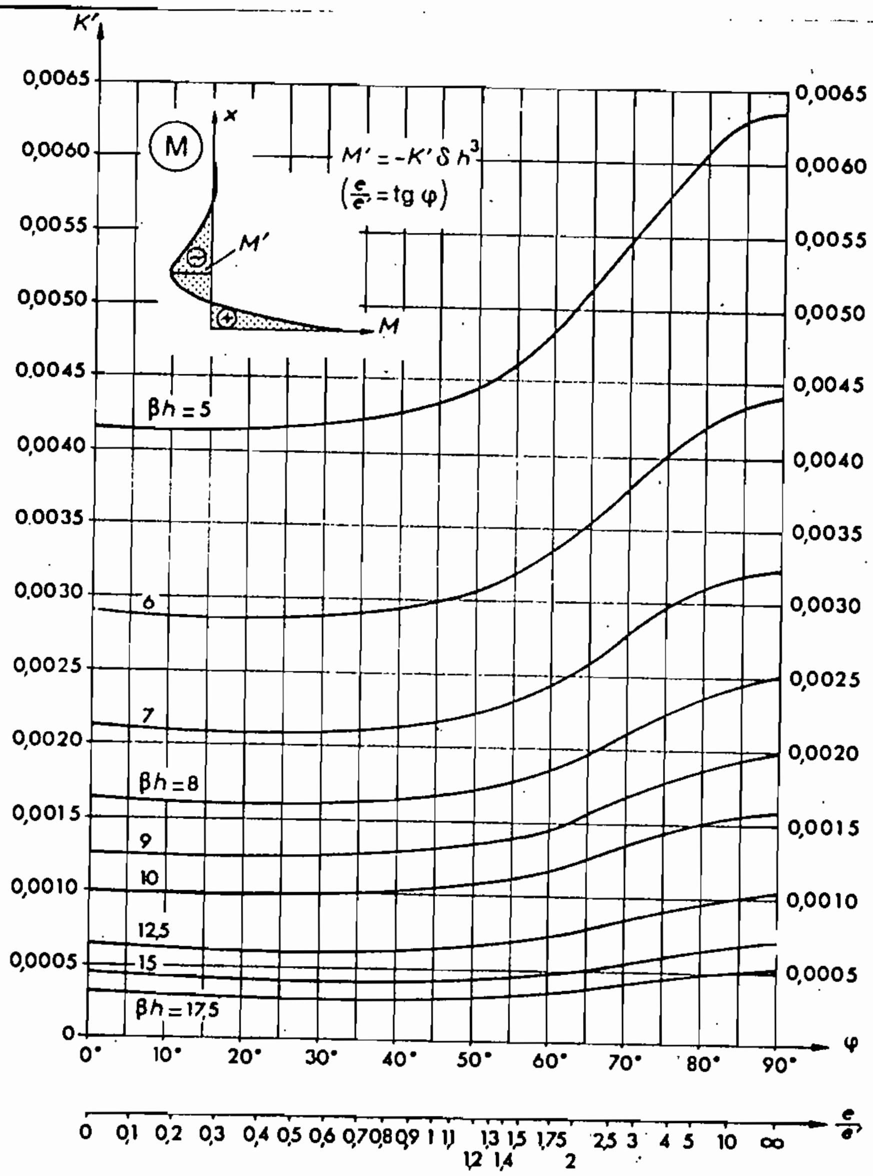
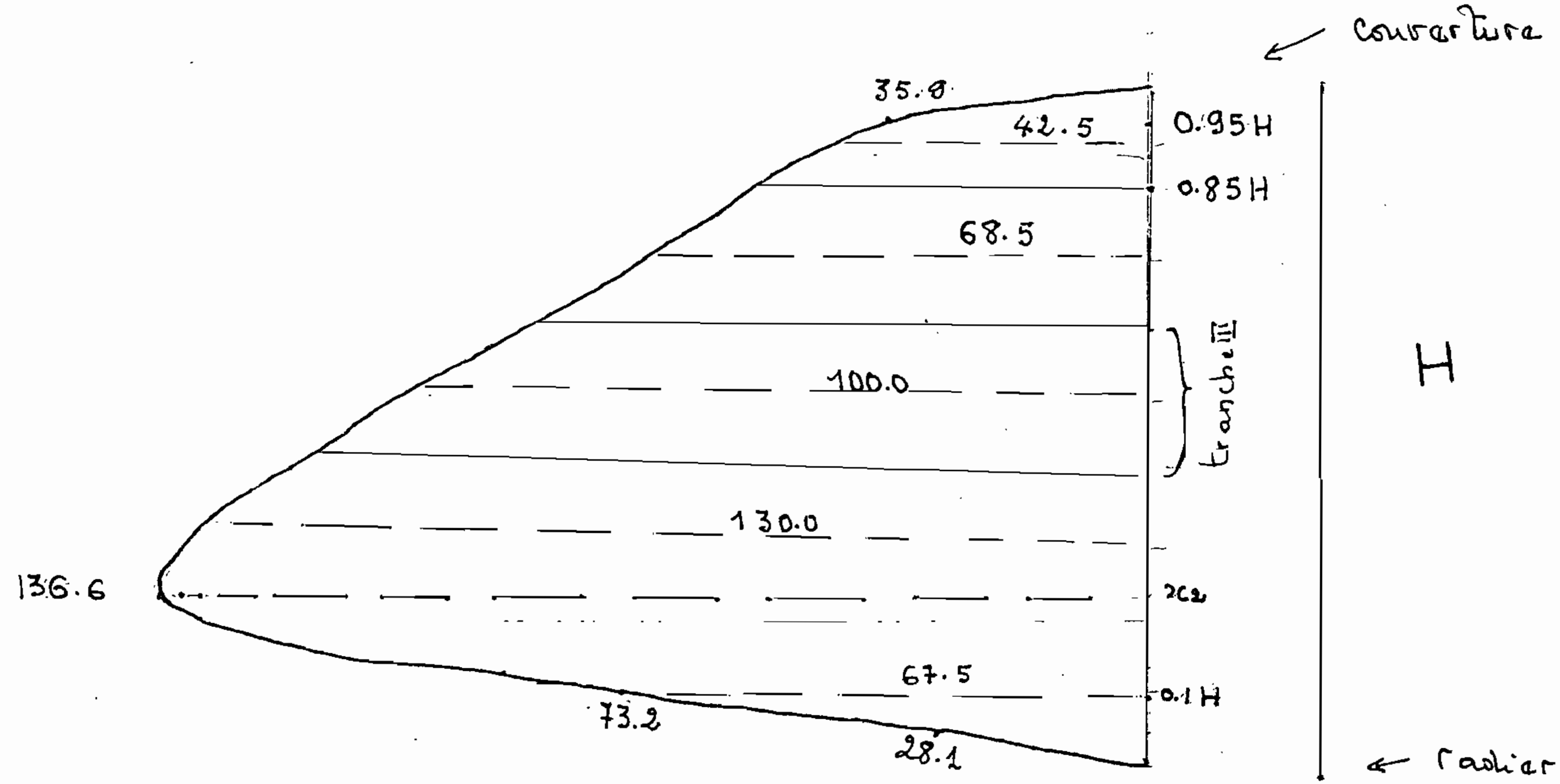


FIG. 3-137.

Figura: 6

Annexe 3

Diagramme des tensions circulaires sous charges pondérées

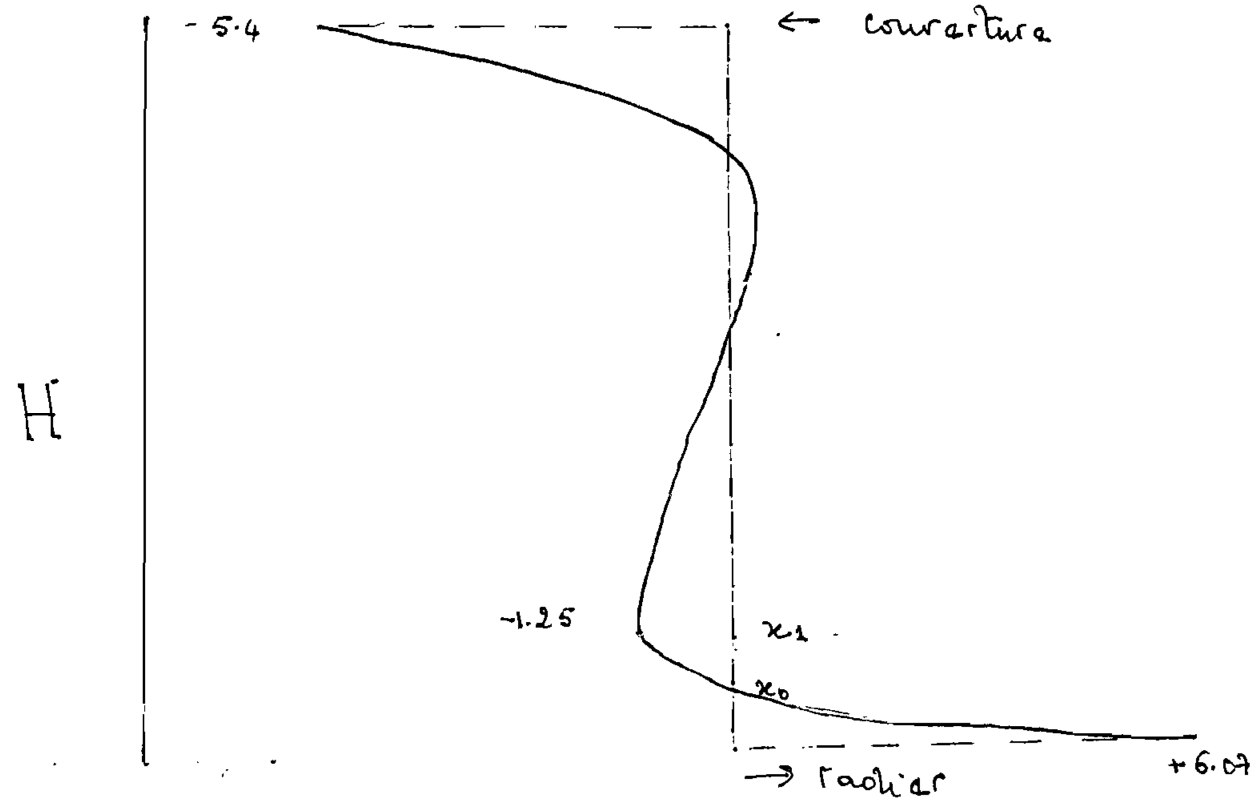


x_2 = abcisse de la tension maximale

x_2 = 1.18m

— — — — pression moyenne sur la tranche de 1m de hauteur

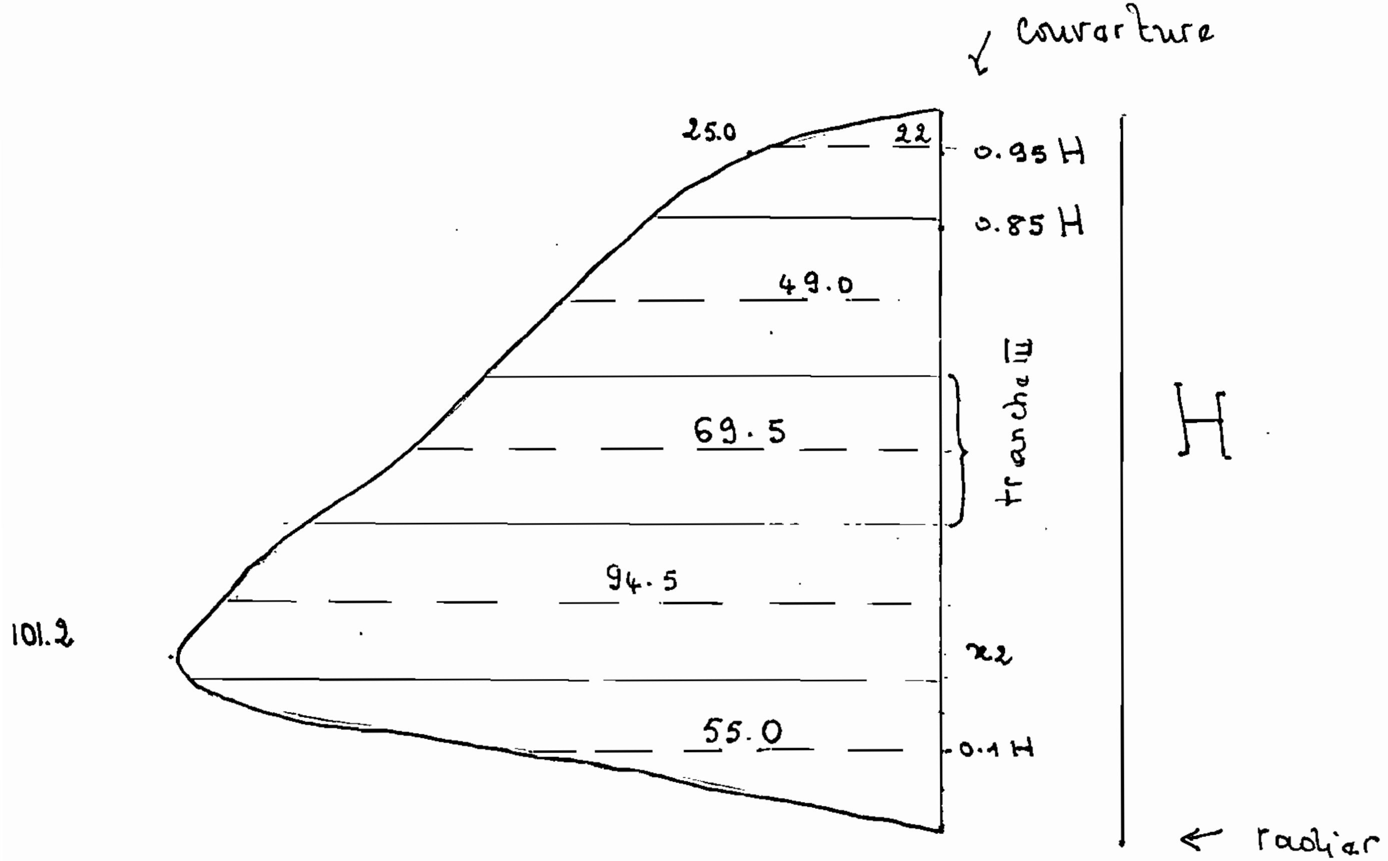
Diagramme des moments sous charges pondérées au niveau de la paroi



x_0 = abcisse du moment de flexion nul

x_1 = abcisse du moment de flexion négatif maximal (en considérant la charge de l'eau)

Diagramme des tensions circulaires sous charge de service



x_2 = abcisse de la tension maximale
x_2 = 1.18m

— — — — pression moyenne sur une tranche de 1 m

Annexe 4

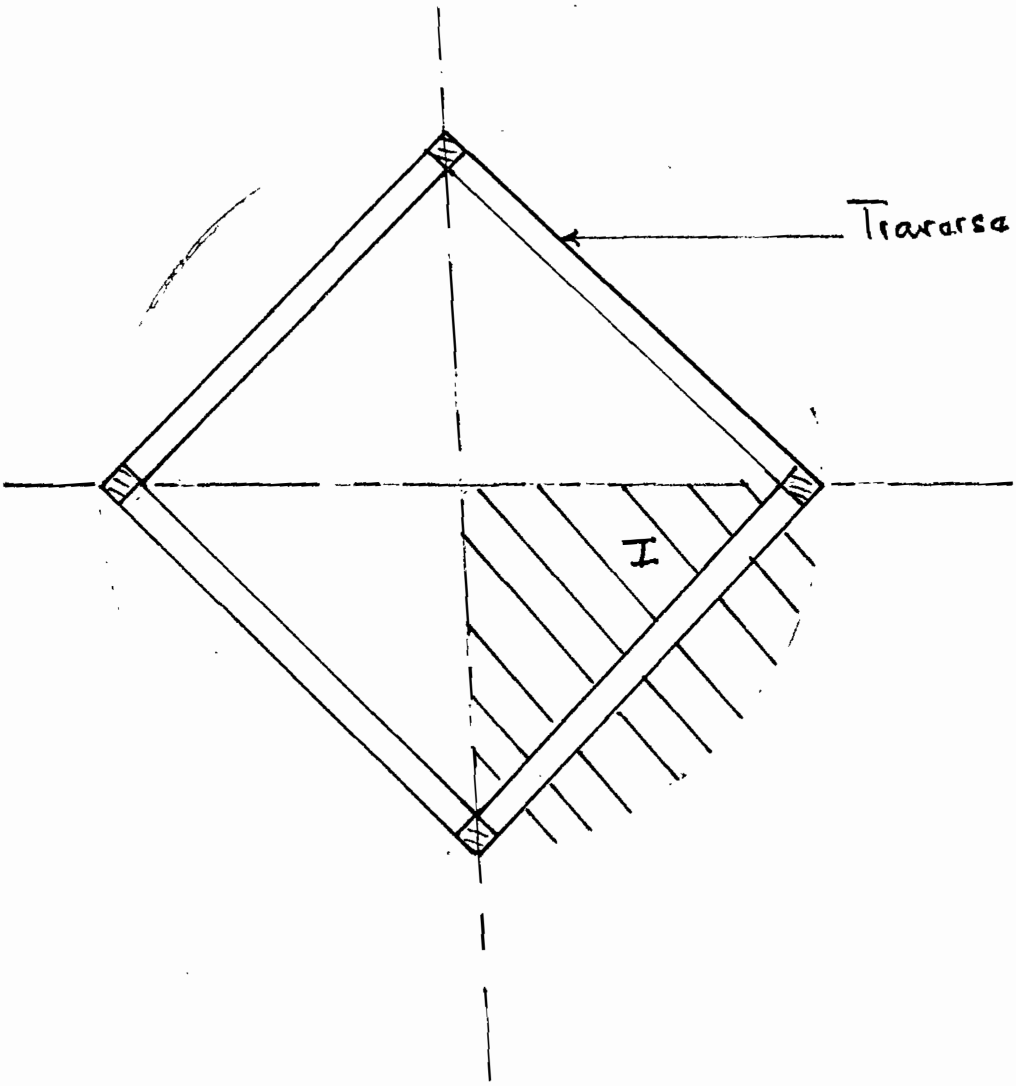


Figure 7 Vue de dessous du Chateau d'eau

Descente de charge d'un cadre

Soit p : la charge ponderée

$p: 1.35 \times 6.25 + 1.5 \times 42.12 + 1.35 \times 5 \ kNm^{-2}$

$p = 79.05 \ kNm^{-2}$

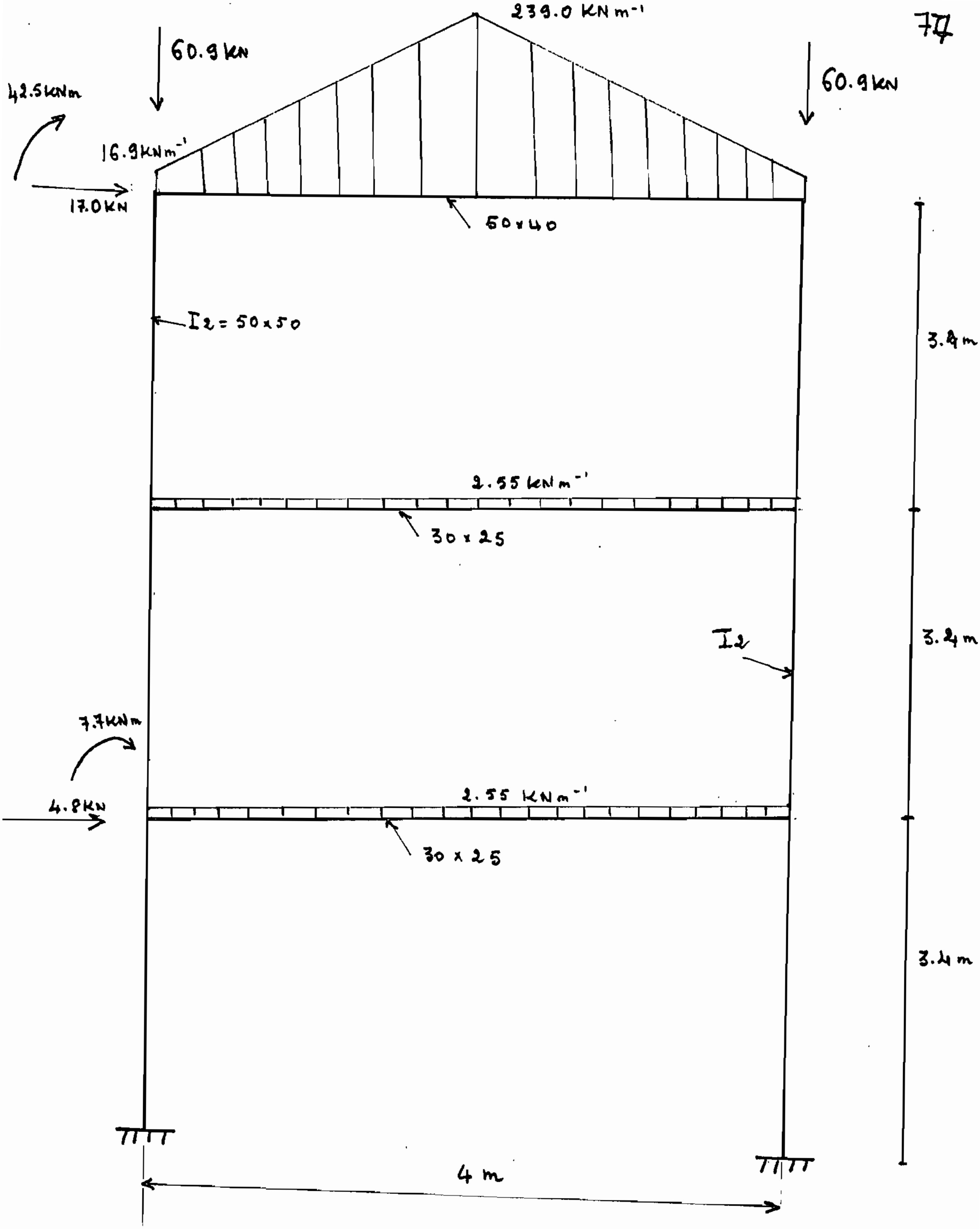

239.0 KN m⁻¹
60.9 KN
60.9 KN
42.5 KNm
16.9 KNm⁻¹
17.0 KN
50 x 40
I2 = 50 x 50
3.4 m
2.55 KN m⁻¹
30 x 25
I2
3.4 m
7.7 KNm
4.8 KN
2.55 KN m⁻¹
30 x 25
3.4 m
4 m

Figure 8

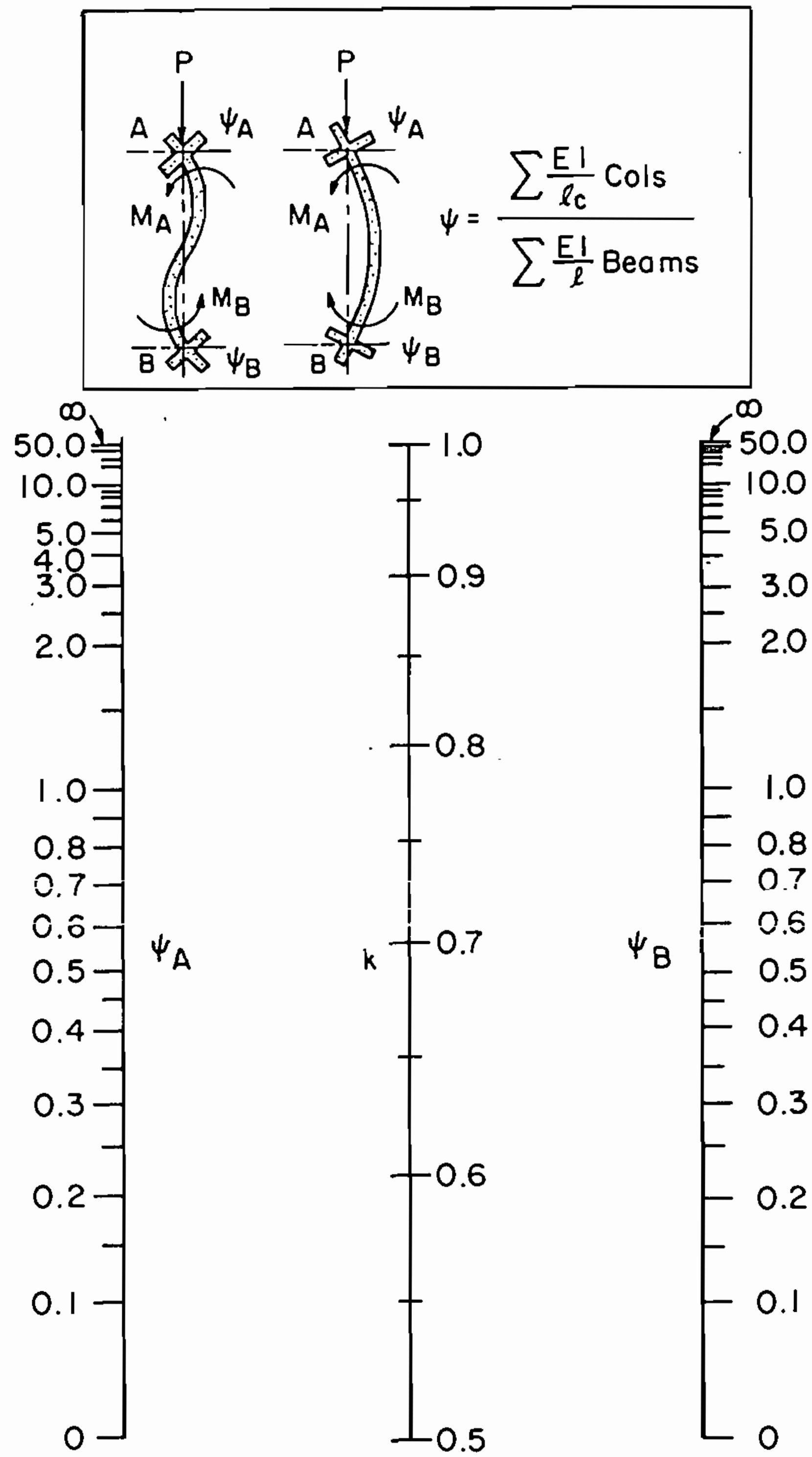


Fig. 3.1 Effective Length Factors for Braced Frames

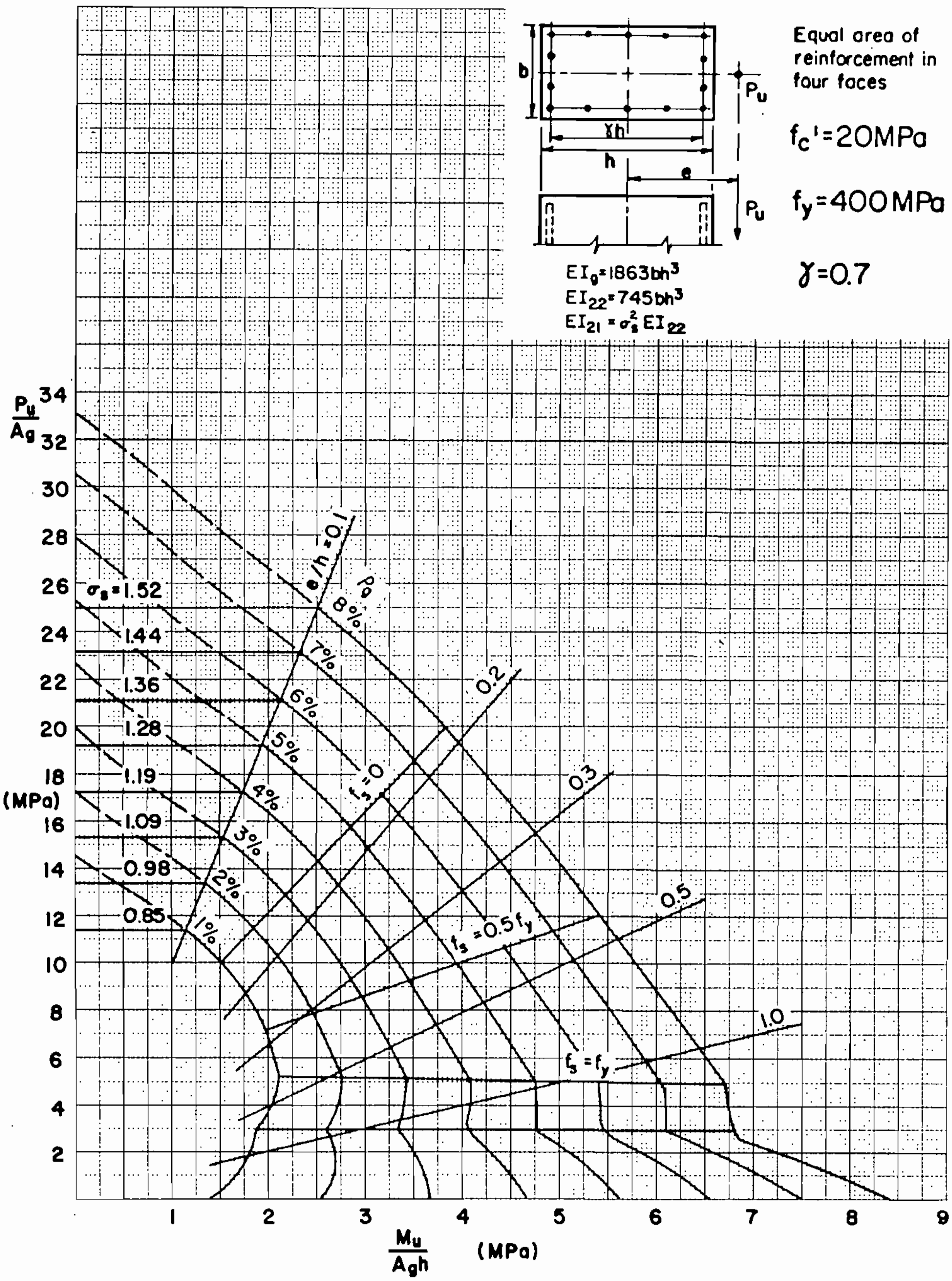


Fig. 3.31 Column Interaction Diagram
Rectangular Tied Columns

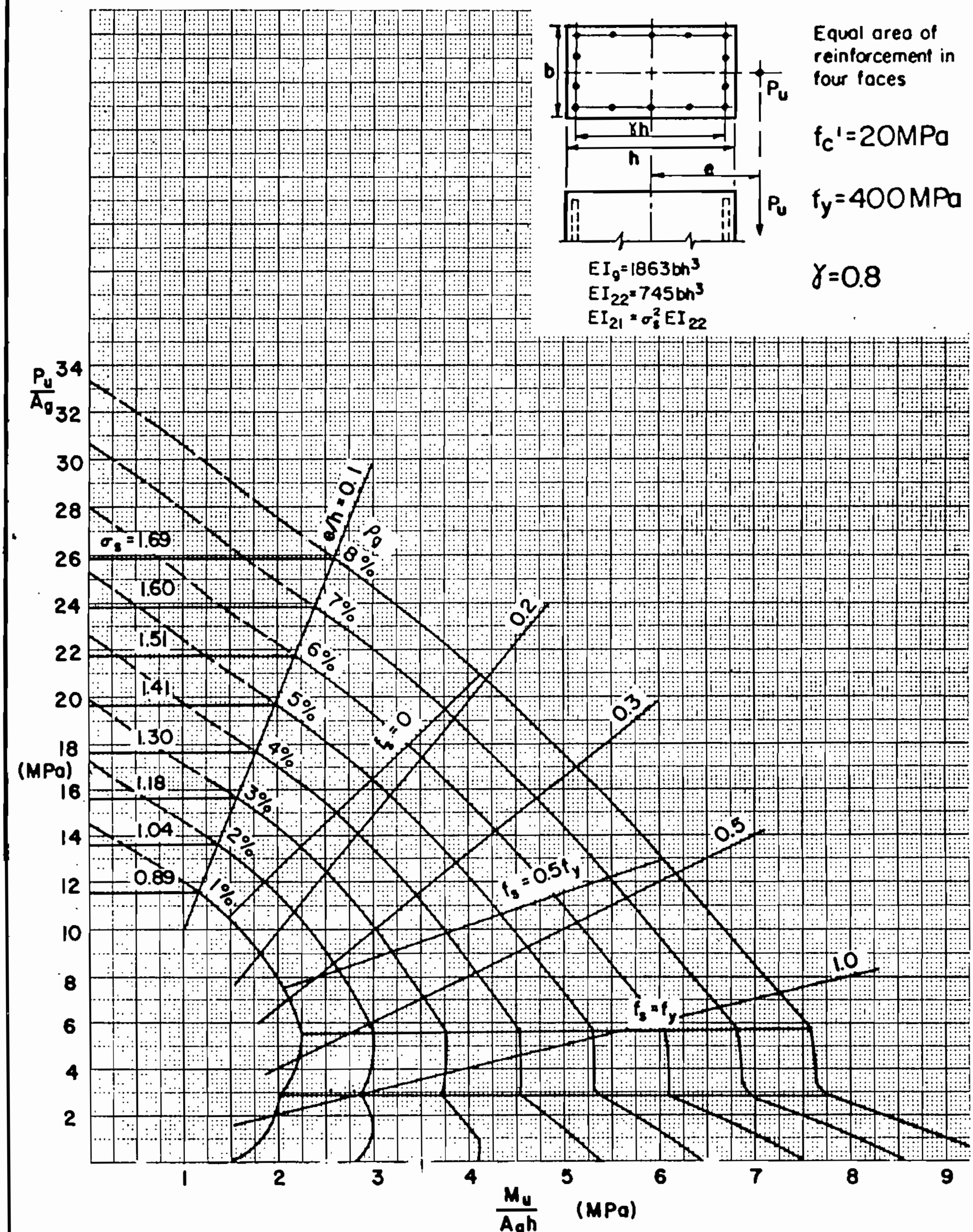


Fig. 3.32 Column Interaction Diagram
Rectangular Tied Columns

NOTE 1

CALCUL DE LA CHARGE DE VENT S'EXERÇANT SUR UN CHATEAU D'EAU CYLINDRIQUE DE LA REGION DE LOUGA

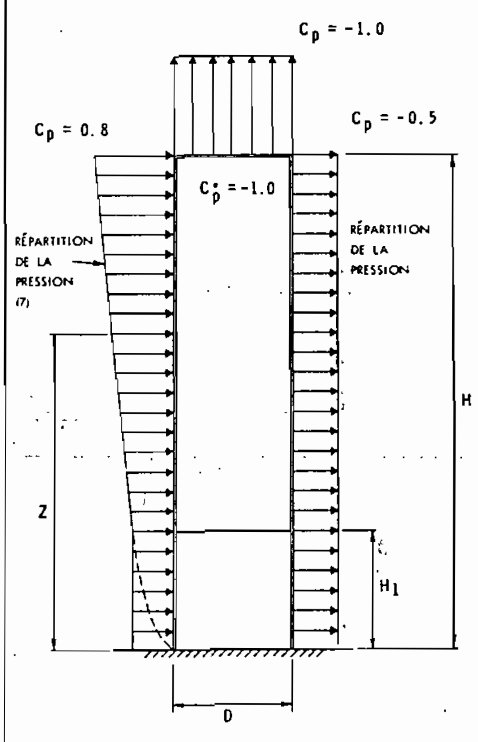
REFERENCES :

1- EXPLOITATION METEOROLOGIQUE ASECNA

2 - CODE NATIONAL DU BATIMENT DU CANADA

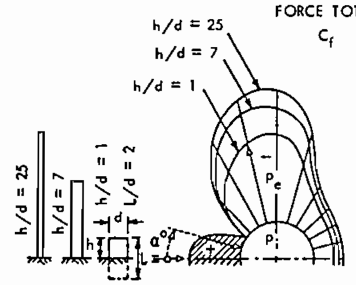
NOTE PRELIMINAIRE :

L'INTENSITÉ DU VENT EST LA MÊME SUR TOUT LE LITTORAL DEPUIS DAKAR JUSQU'À NOUAKCHOTT.
LA REGION DE LOUGA EST DANS CETTE ZONE.



ÉLÉVATION DU BÂTIMENT

FORCE TOTALE: $F = C_f \cdot q \cdot C_g \cdot C_e \cdot A$ ou $A = d \cdot h$



C_f COEFFICIENT DE TRAÎNÉE POUR $d\sqrt{qC_e} > 0.167$

Élancement h/d =	25	7	1
Section et rugosité	C_f	C_f	C_f
Moyennement lisse (métal, bois, béton)	0.7	0.6	0.5
Surface rugueuse (nervures arrondies h = 2% d)	0.9	0.8	0.7
Surface très rugueuse (nervures tranchantes h = 8% d)	1.2	1.0	0.8
Bords tranchants à surface lisse et rugueuse	1.4	1.2	1.0

C_p : coeff. de pression extérieure pour $d\sqrt{qC_e} > 0.167$ et surface moyennement lisse

h/d	L/d	α =	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°	105°	120°	135°	150°	165°	180°
25	50	C_p	+1.0	+0.8	+0.1	-0.9	-1.9	-2.5	-2.6	-1.9	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.6
7	14	C_p	+1.0	+0.8	+0.1	-0.8	-1.7	-2.2	-2.2	-1.7	-0.8	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5
1	2	C_p	+1.0	+0.8	+0.1	-0.7	-1.2	-1.6	-1.7	-1.2	-0.7	-0.5	-0.4	-0.4	-0.4

$\Delta p = p_i - p_e$ $\quad p_i = C_{pi} \cdot q \cdot C_g \cdot C_e$ $\quad$ Cheminée fonctionnant à pleine capacité $C_{pi} = +0.1$

$p_e = C_p \cdot q \cdot C_g \cdot C_e$ $\quad$ Cheminée fonctionnant au ralenti $C_{pi} = -0.8$

PRESSION DE VENT AU NIVEAU RESERVOIR :

$$P = C_f \times q \times C_g \times C_e$$

$$= 0{,}6 \times 0{,}37\,\frac{kN}{m^2} \times 2 \times 1.12 = 0{,}50\,\frac{kN}{m^2}$$

où : $C_g = 2$ méthode simplifiée

$$C_e = \left(\frac{Z}{10}\right)^{0.28} = \left(\frac{15\,m}{10}\right)^{0.28} = 1.12$$

Z = HAUTEUR

PRESSION DU VENT AU NIVEAU DES COLONNES :

$$P = q\,C_e \times C_g \times C_p$$

$$= 0{,}37 \times 0{,}92 \times 2 \times 1{,}3 = 0.89\ kN/m^2$$

où $C_e = \left(\frac{7.5}{10}\right)^{0.28} = 0{,}92$ $\quad$ Z = 7.5 m = HAUTEUR MOYENNE

$C_p = 0{,}8$ (pression positive) + $0{,}5$ (succion) = 1.3

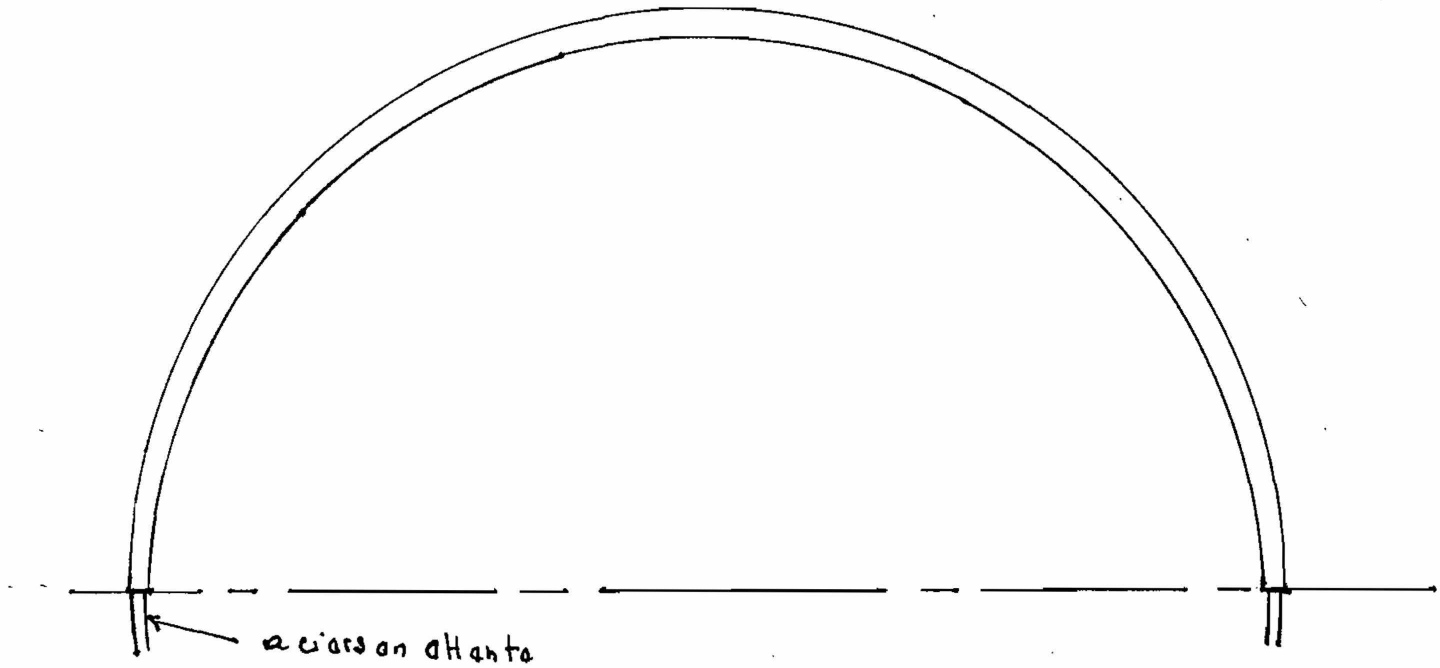
T. AOUIN EPT 86-12-08

Exploitat° météorologique

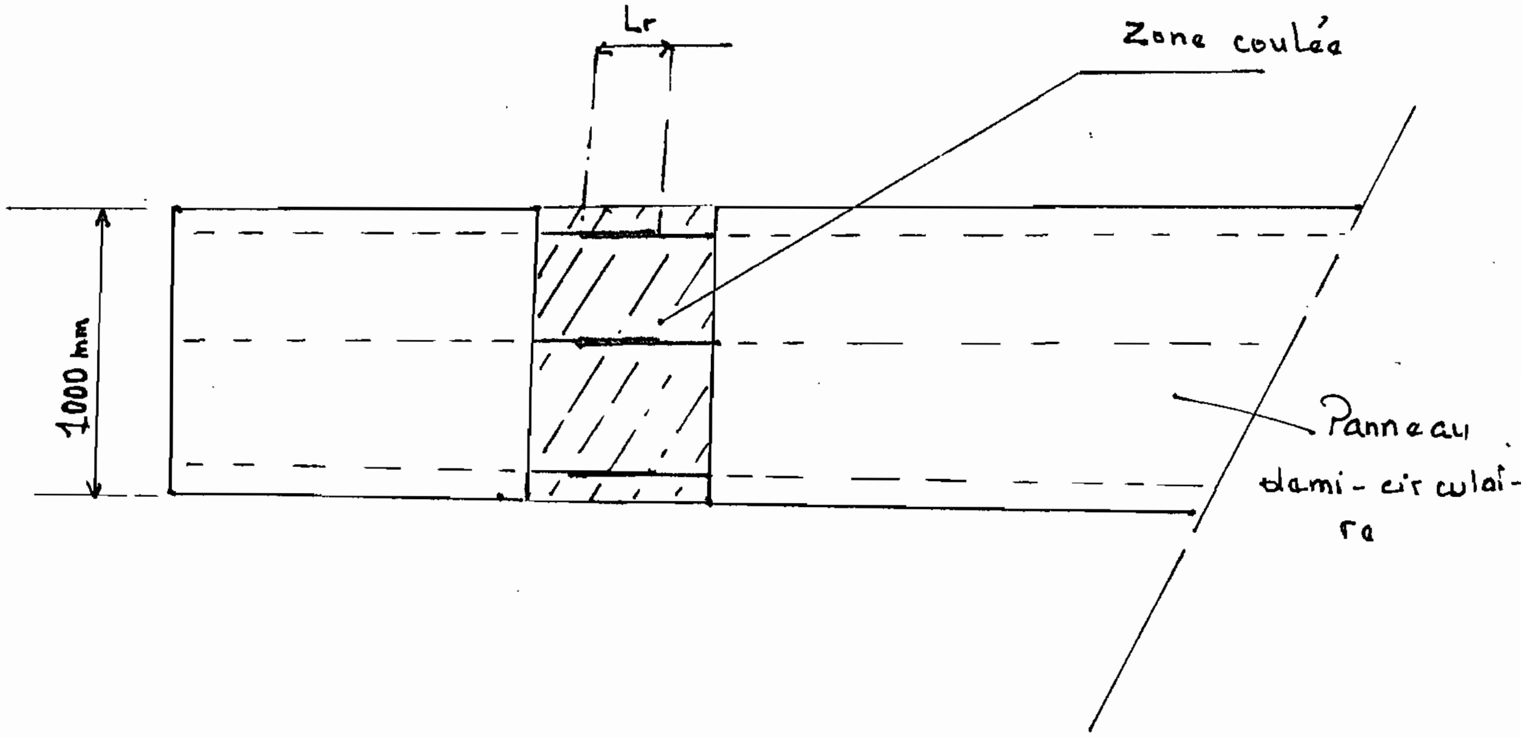
DAKAR YOFF

Vitesse maximale instantanée du vent en m/s

	J	F	M	A	M	J	J.	A	S	O	N	D
1951	15	18	15	15	16	17	21	18	18	14	12	12
1952	16	12	14	14	14	24	20	18	21	23	16	16
1953	14	14	15	12	14	13	20	16	19	12	—	11
1954	15	13	16	13	12	15	14	20	17	16	13	16
1955	14	14	15	13	13	14	18	20	21	16	15	18
1956	20	19	21	20	16	17	26	23	23	15	18	22
1957	21	16	22	21	19	19	24	26	29	27	15	16
1958	13	12	14	14	13	15	20	25	23	25	16	13
1959	20	13	16	16	14	12	23	14	26	15	14	13
1960	16	16	15	20	13	12	21	23	23	24	12	15
1961	15	14	12	12	13	25	25	21	16	13	11	13
1962	11	12	14	14	12	20	31	40	30	29	18	24
1963	25	24	17	16	14	15	30	23	24	14	9	12
1964	9	11	10	10	8	11	19	13	16	13	9	13
1965	13	10	9	11	9	10	15	19	16	20	9	11
1966	10	10	10	9	10	15	9	29	17	12	11	12
1967	12	14	12	12	11	15	26	22	12	18	9	11
1968	11	9	9	10	11	12	18	13	21	12	11	9
1969	10	9	11	13	11	9	20	31	12	9	12	13
1970	14	10	12	11	11	15	12	26	20	12	11	13
1971	11	13	12	14	12	13	22	18	18	18	11	13
1972	12	12	12	11	12	21	8	19	16	14	9	10
1973	9	11	11	13	10	11	16	14	17	10	10	11
1974	12	13	13	13	11	10	13	17	18	21	12	15
1975	12	10	13	15	11	11	13	12	19	14	12	11
1976	13	12	13	12	14	13	16	17	17	16	10	12
1977	11	13	11	11	12	14	14	15	18	10	9	10
1978	11	11	10	10	10	12	14	15	14	15	11	13
1979	12	10	11	25	23	19	18	10	11	12	10	11
1980	11	13	14	12	12	10	10	19	21	12	11	13
1981	13	11	11	10	10	15	25	17	24	14	10	11
1982	12	10	13	12	11	9	17	15	18	13	12	14

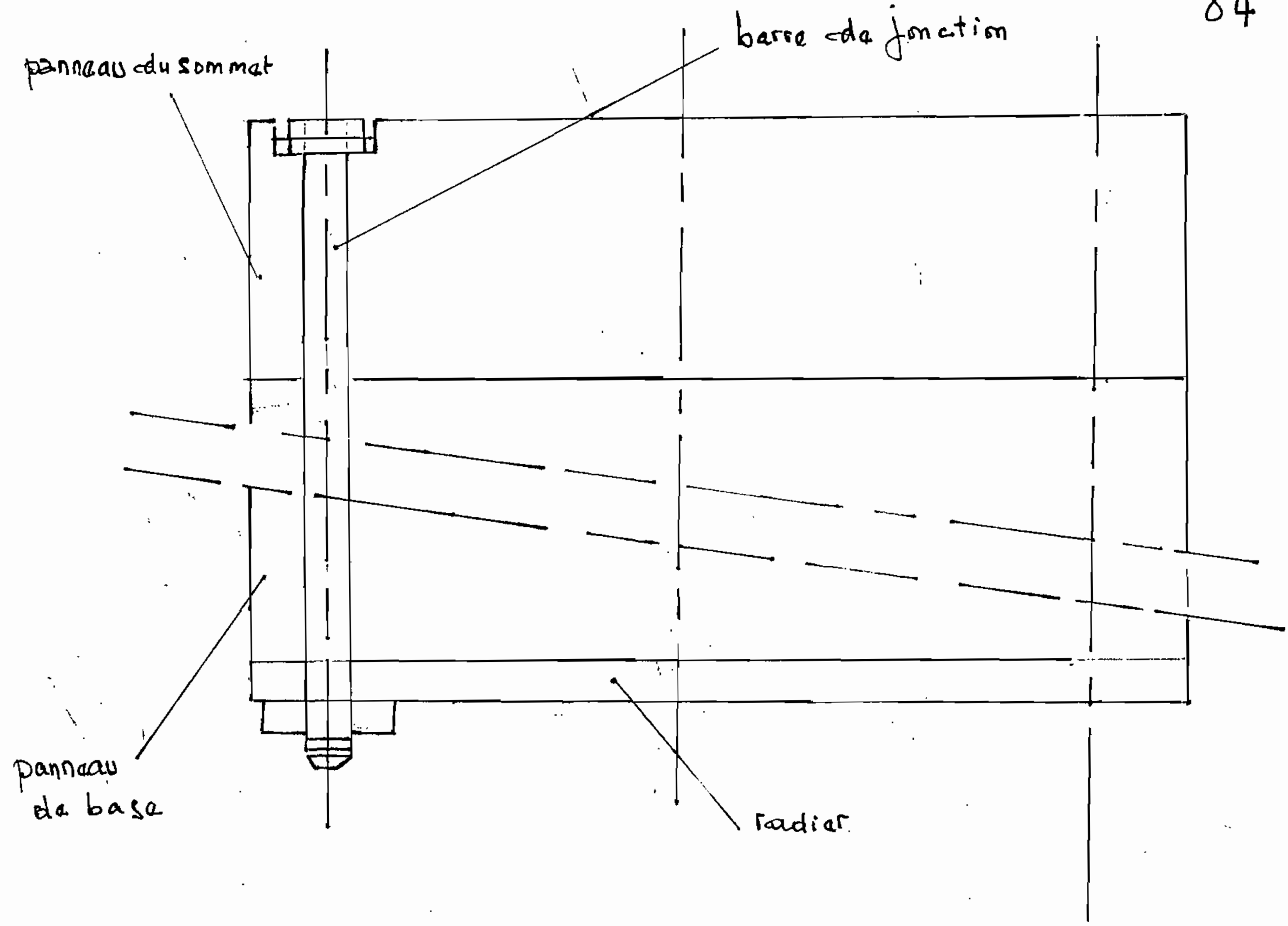


Panneau Préfabriqué demi-circulaire



Jonction de 2 panneaux demi-circulaires

Figure 9



barres d'acier de jonction des panneaux superposés

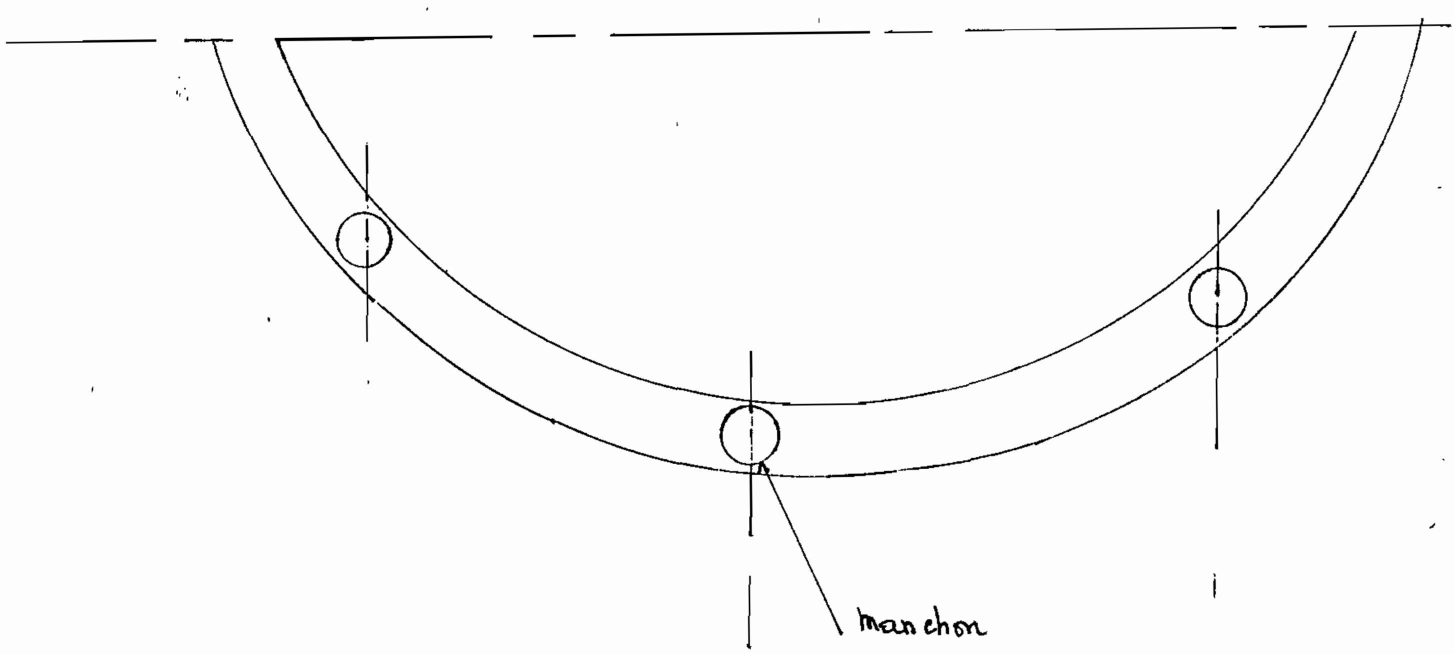


Figure : 10

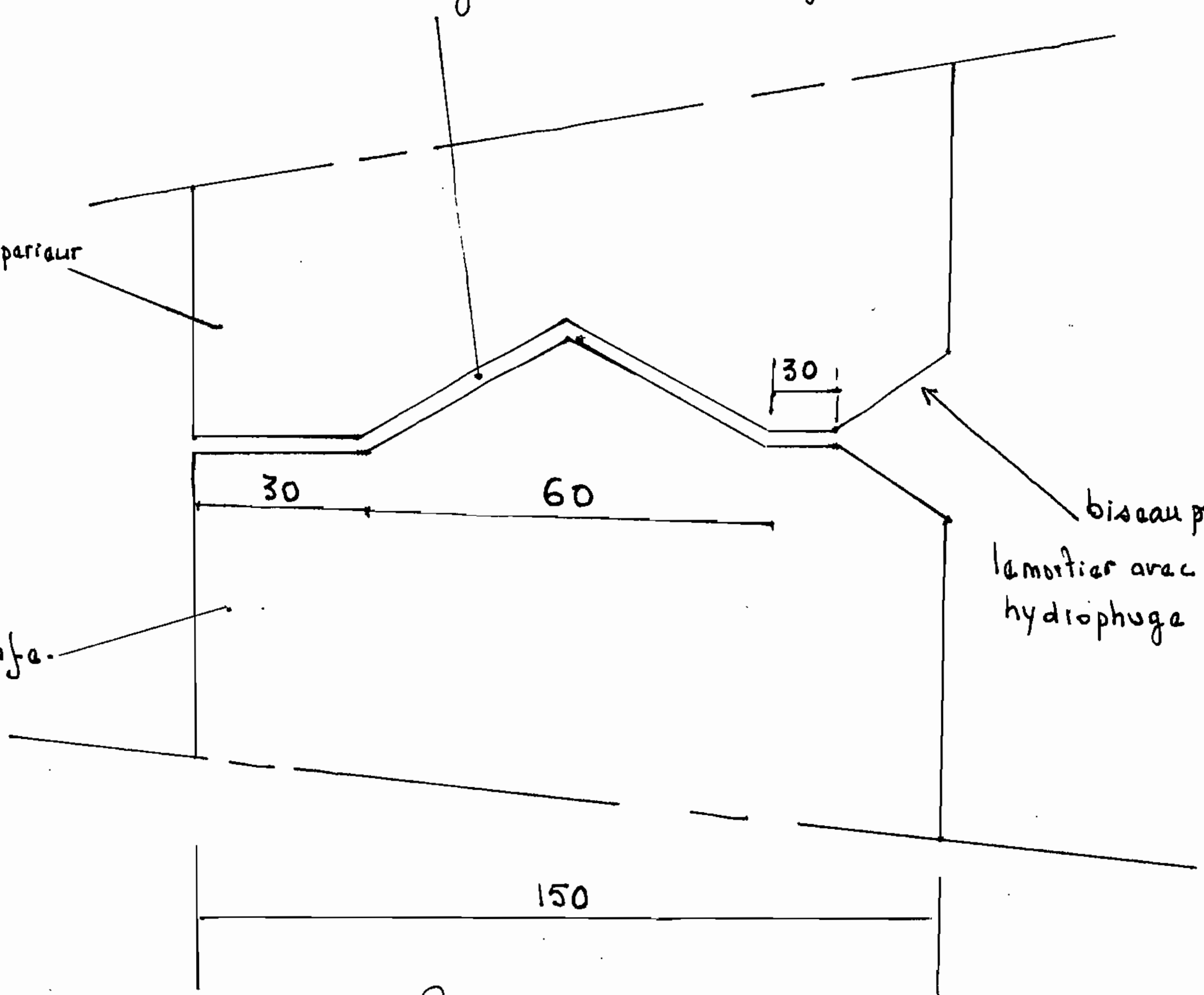


Figure :

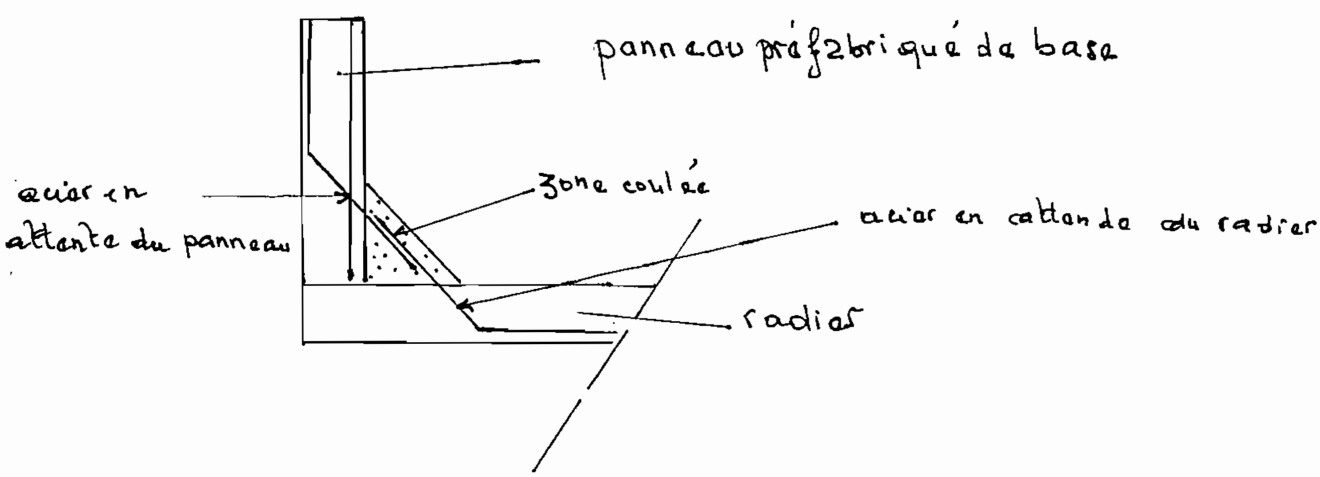


Figure : 11

ANNEXE 6

8

SOFTEK SERVICES LTD.

_ Micro Engineering Software _

REGISTRATION NO. 100158

P-FRAME

Release 1.03

STR. 01 INITIALIZING DATA DRIVE A

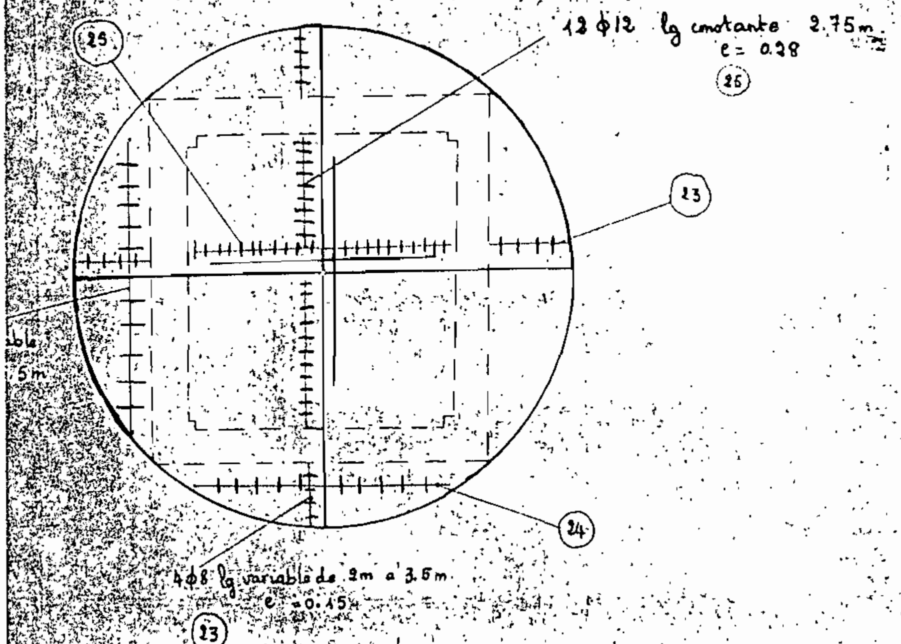
TOTAL MEMBERS	*TOTAL JOINTS*	*TOTAL SPRINGS*	*TOTAL SECTIONS*	*TOTAL LD CASES*	*TOTAL LD COMB*	*YOUNGMOD (MPA)*	*SHEARMOD (MPA)*
18	17	0	3	4	0	25000	10416

CLIENT: PROJET DE FIN D'ETUDE
USER NAME: OUMAR CISSE
FRAME DESCRIPTION: CHATEAU D'EAU
UNITS (M/I): M
BANDWIDTH OPTIMIZATION (Y/N): Y

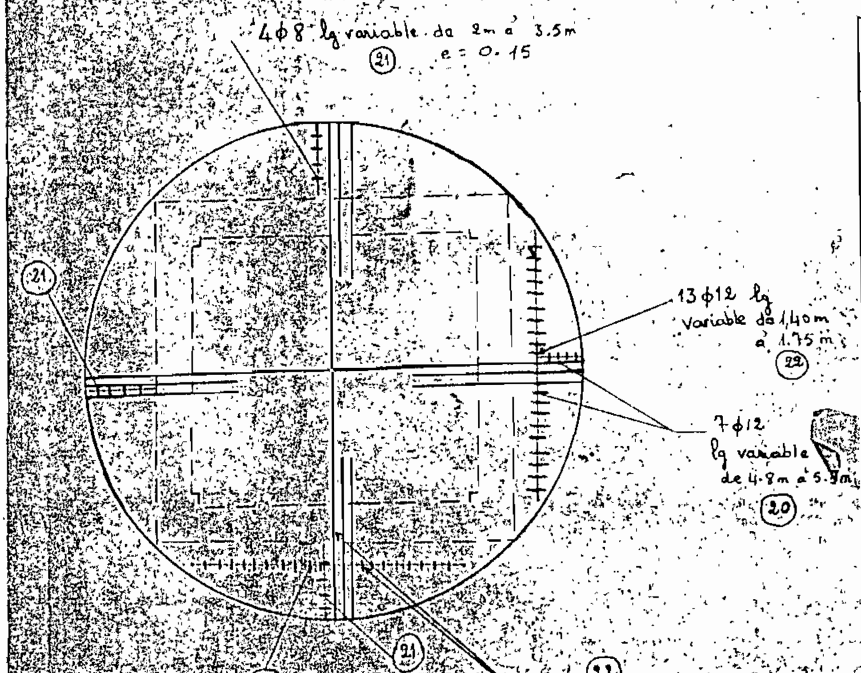
STR. 01 SUPPORT REACTIONS DRIVE A

JOINT NUMBER	LOAD CSE	X-REACTION (KNTS)	Y-REACTION (KNTS)	Z-REACTION (KNTS-M)
1	1	-6.152	+331.750	+38.870
	2	-5.687	+222.448	+32.992
	3	-8.748	+82.475	+41.389
	4	+3.686	+369.950	-3.668
2	1	-15.648	+408.150	+48.349
	2	-12.513	+286.197	+39.819
	3	-13.052	+158.875	+45.830
	4	-3.686	+369.950	+3.668

ALLE BASSE RESERVOIR



Nappe inférieure



NAPPE SUPERIEURE

Ecole Polytechnique de Thies

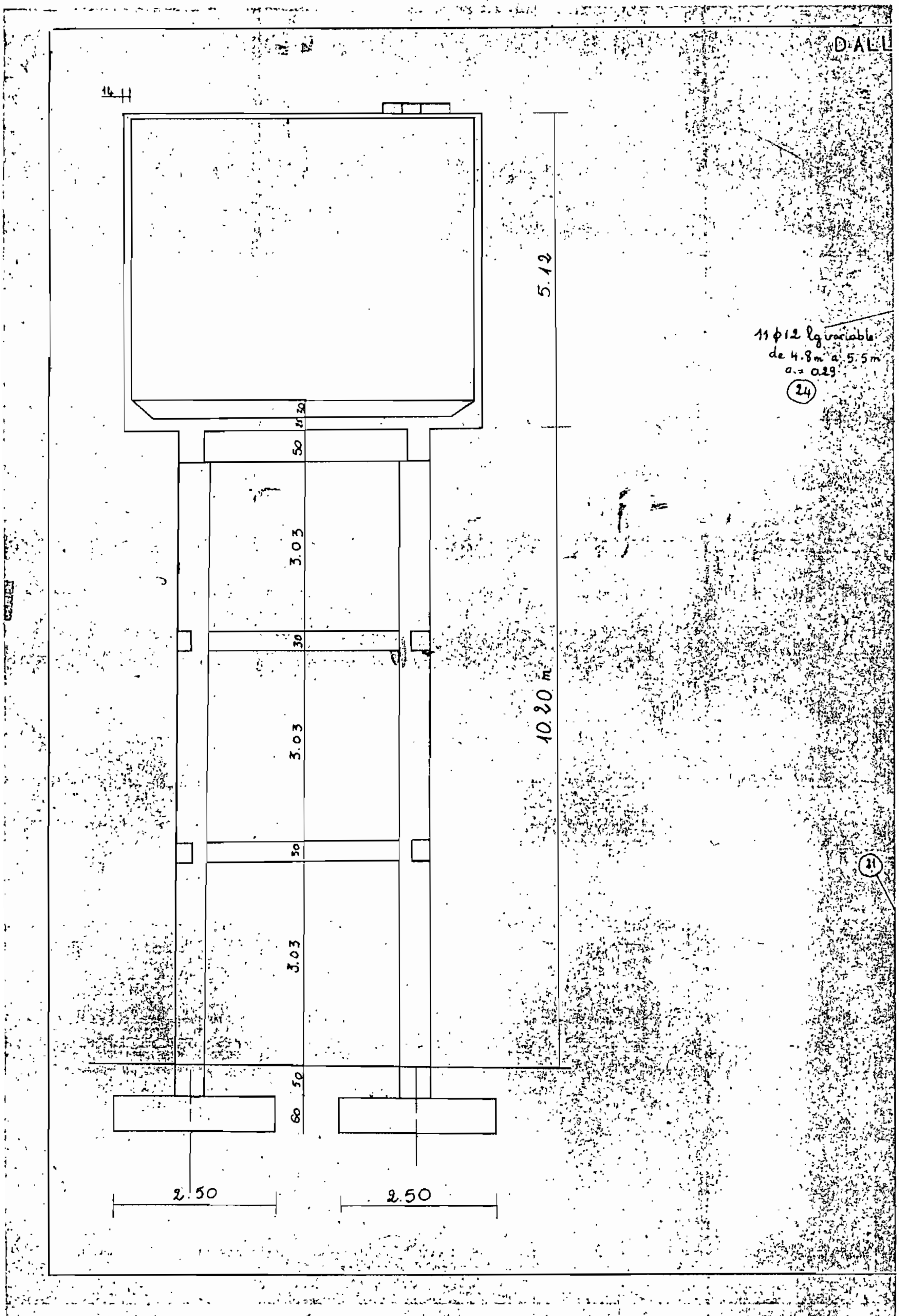
Projet de Fin d'Etude proposé par la S.V.T.P

Sujet: Chateau d'Eau

Plan global et feraillage du Radier

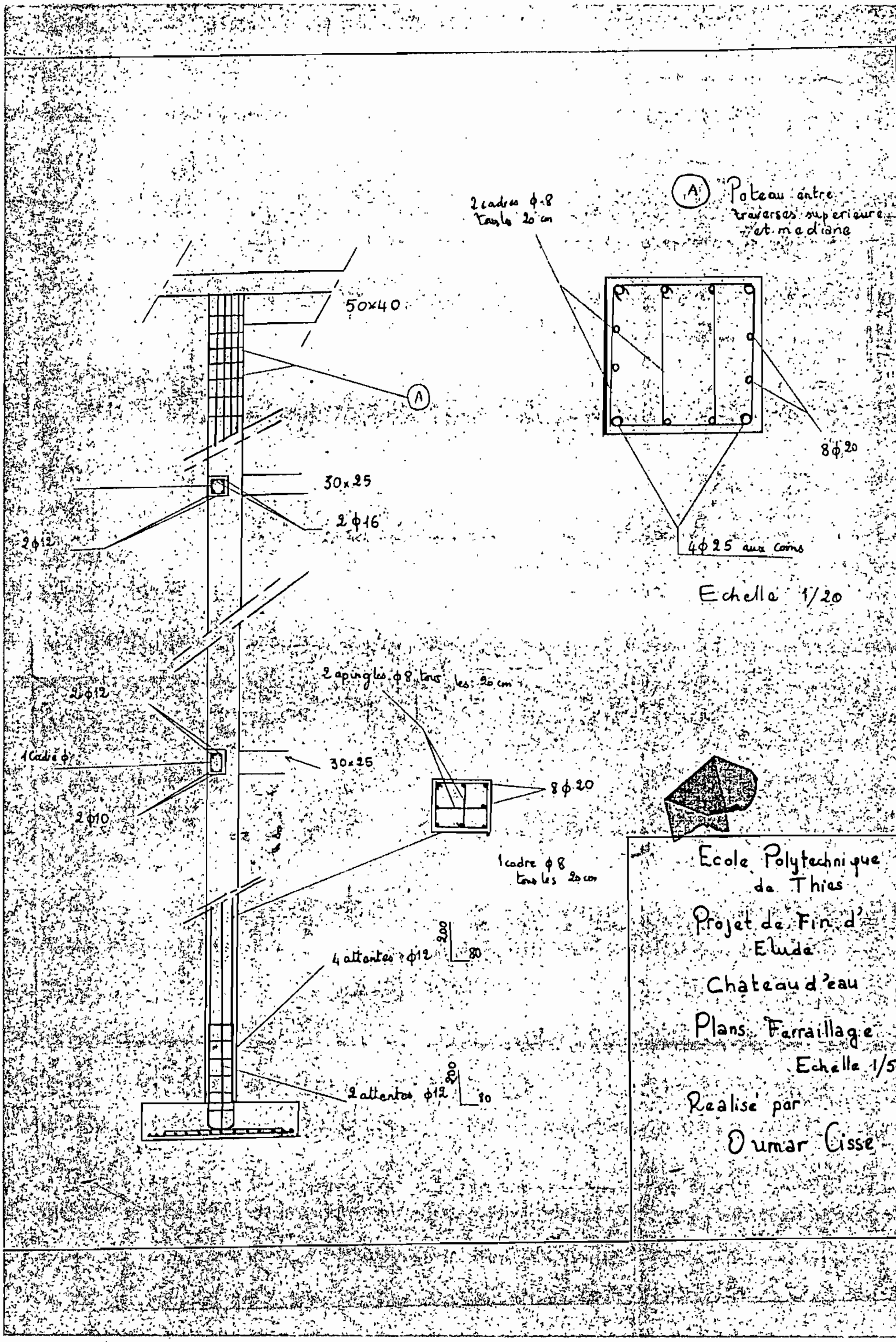
Réalisé par: Oumar Cissé

Echelle 1/50



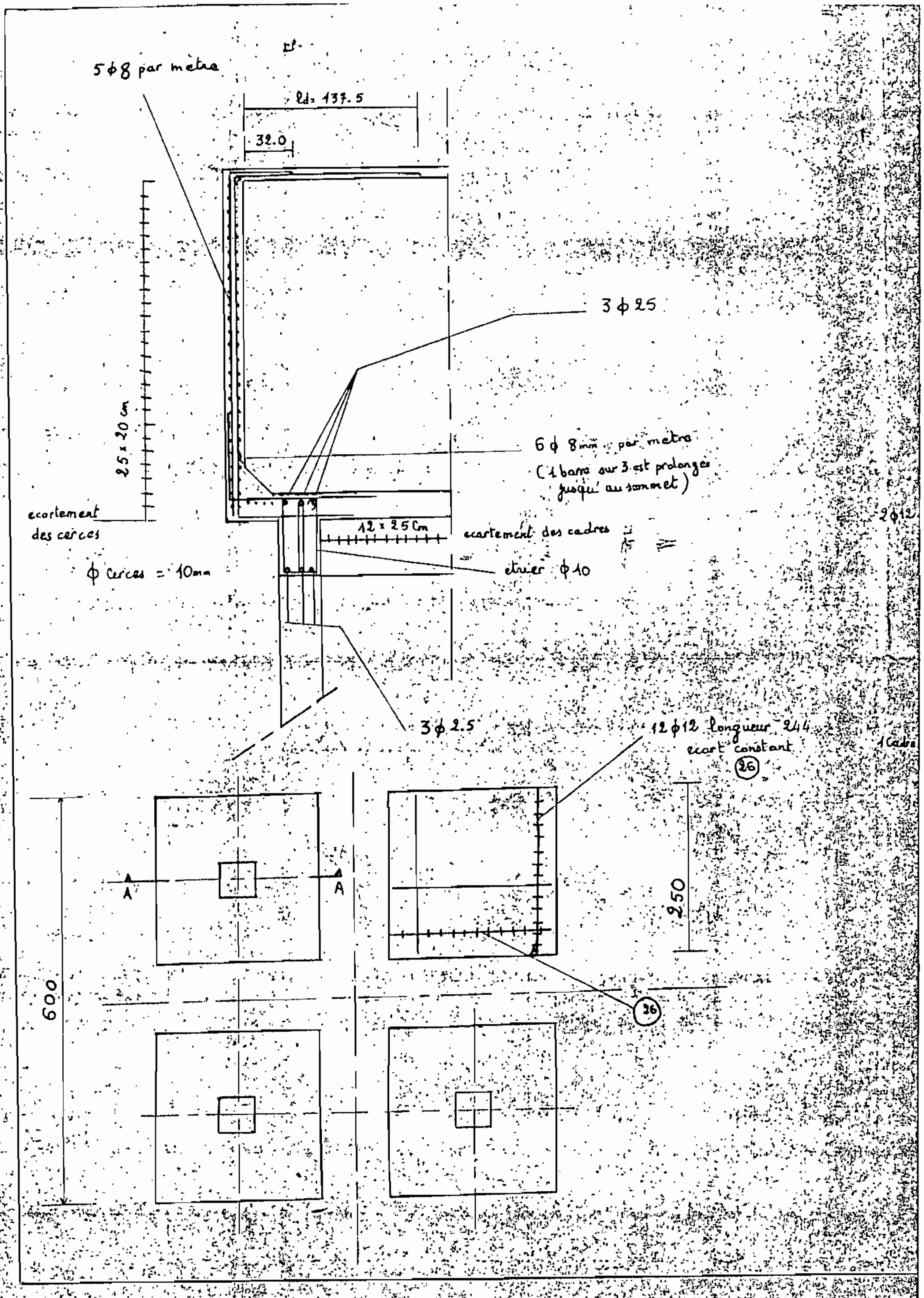
Suite Annexe 7

87b



A Poteau entre traverses superieure et mediane
2 cadres ϕ 8 tous les 20 cm
8ϕ 20
4ϕ 25 aux coins
Echelle 1/20
50×40
A
30×25
2ϕ16
2ϕ12
2 apingles ϕ 8 tous les 20 cm
2ϕ12
1 Cadre ϕ
30×25
8ϕ 20
2ϕ10
1 cadre ϕ 8 tous les 20 cm
4 attentes ϕ12 200 80
2 attentes ϕ12 200 80
Ecole Polytechnique de Thies
Projet de Fin d'Etude
Chateau d'eau
Plans Ferraillage
Echelle 1/50
Realisé par
Oumar Cisse

886


5φ8 par mètre
ld= 137.5
32.0
3φ25
25 x 20 cm
6φ 8mm par mètre
(1 barre sur 3 est prolongée jusqu'au sommet)
écartement des cerces
12 x 25 Cm
écartement des cadres
φ cerces = 10mm
étrier φ10
2φ12
3φ2.5
12φ12 longueur 244
écart constant
26
1 Cadre
A
A
250
600
26

HYDROFUGES

SIKALITE

Hydrofuge en poudre pour mortiers et bétons étanches

vous offre :

de nombreux avantages

Une parfaite étanchéité des mortiers par son action de feutrage dans les capillaires.

Facilite la mise en œuvre en "assouplissant" le mélange.

Aucune influence sur la vitesse de prise et de durcissement.

Aucune diminution des résistances des mortiers ou bétons.

Pas de modification du retrait ni de l'aspect du mortier.

Dosage facile : 1 sachet de 1 kg par sac de ciment.

Une conservation illimitée dans son double emballage de plastique.

Présentation

SIKALITE est un hydrofuge en poudre que l'on incorpore dans les mortiers et bétons pour les imperméabiliser.

Domaine d'application

PISCINES, RÉSERVOIRS ET CUVELAGES

Pour les réservoirs et piscines une étanchéité parfaite s'obtient facilement en appliquant un enduit de mortier à la SIKALITE de 2 à 3 cm d'épaisseur sur du béton repiqué.
Le dosage du mortier sera de 1 volume de ciment pour 2 volumes de sable et la couche de finition sera talochée et non lissée pour éviter le faïençage.

Pour les cuvelages, consultez notre notice « Cuvelage » qui vous donne tous les conseils utiles sur la méthode d'application du mortier hydrofugé.

CHAPES ÉTANCHES ET RADIERS

L'étanchéité de la chape sera obtenue par incorporation de SIKALITE au mortier dosé en ciment comme ci-dessus.

MURS ET FAÇADES

Un enduit de mortier à la SIKALITE de 2 cm d'épaisseur suffit à protéger murs et façades contre les pluies battantes, les embruns de mer et les dégradations par le gel.

Prescriptions

ENDUITS ÉTANCHES

IMPERMÉABILISATION DES MORTIERS ET BÉTONS

Article N° . . . .

Pour les enduits étanches, l'imperméabilisation des mortiers dans les cas ci-après désignés...

L'imperméabilisation des bétons dans les cas ci-après désignés...

sera assurée par l'emploi d'un adjuvant hydrofuge en poudre, du type Sikalite.

Cet adjuvant sera livré conditionné en doses prévues pour un sac de ciment et utilisé suivant les recommandations du fabricant.

L'emploi de ce produit sera sans influence sur les caractéristiques mécaniques (résistance à la flexion et à la compression) des mortiers et bétons.

'ARASE DE FONDATION

?our n'avoir jamais de remontées capillaires d'humidité dans vos murs, appliquez en arase de fondation, une chape de 3 à 4 cm d'épaisseur de mortier additionné de SIKALITE.

Mode d'emploi

.a SIKALITE se dose à raison de 2 % du poids du ciment.

/erser 1 sachet de 1 kg de Sikalite par sac de 50 kg de ciment et gâcher comme à l'ordinaire.

Pour béton : 1,5 % du poids du ciment.

Pour réservoirs, piscines, cuvelages : faire un mortier à 500 kg de ciment par m^3.

Pour les enduits de façade : faire un mortier à 400 kg de ciment par m^3.

Utiliser des sables propres, non terreux, si possible sable de rivière lavé de 0,2 à 2 mm.

Pour les bétons : doser à 350 kg, utiliser des granulats propres.

Peut être utilisée avec de la chaux pour des enduits bâtards (1 volume chaux, 2 volumes ciment).

Consommation :

Cuvelages, réservoirs : 100 g par m^2 et cm d'épaisseur.

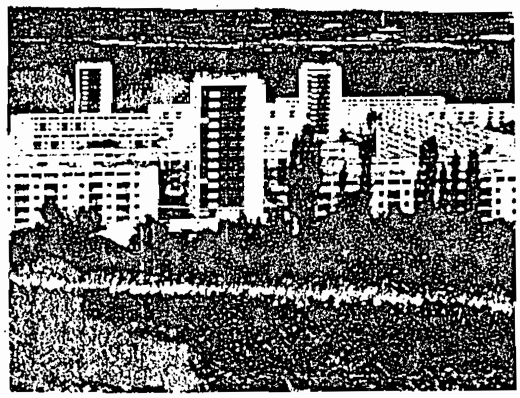
Enduits de façade : 80 g par m^2 et cm d'épaisseur.

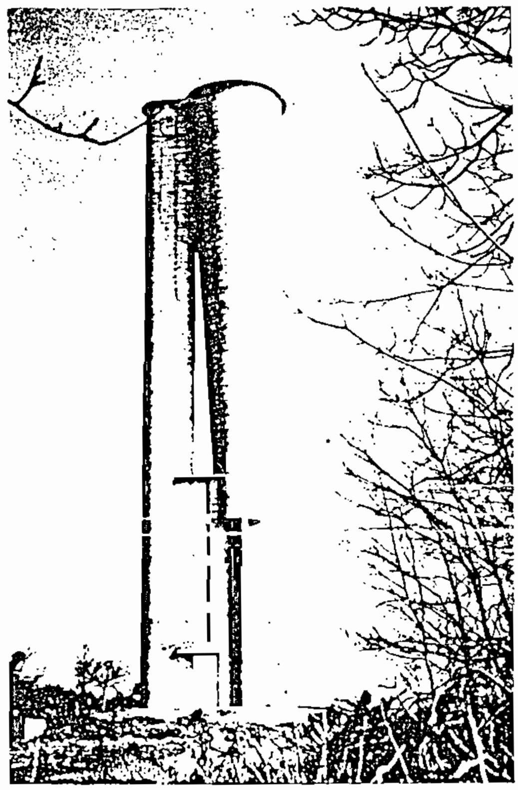
Béton : 5 kg m^3

Conditionnement - Emballage

SIKALITE est livrée :

- en sac plastique contenant 20 doses de 1 kg
- en seau plastique contenant 10 doses de 1 kg





Sika s.a.
Siège social :
64, rue du Faubourg
St-Honoré - Paris 8e
Tél. (1) 359-42-15.+
Télex : 65 885 F

4. Sur le comportement d'une coque

4-1 Comparaison : Flexion $\leftrightarrow$ Dilatation

Tableau 4

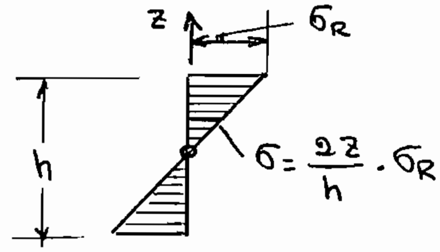
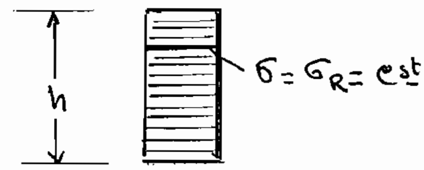
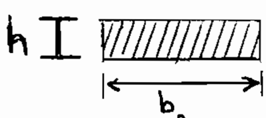
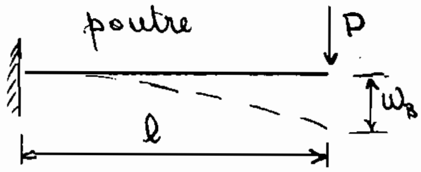
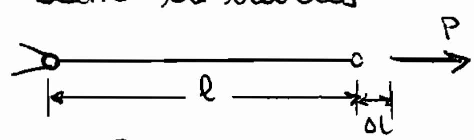
	Flexion	Dilatation
Répartition correspondante des contraintes		
Force élastique correspondante	Moment	Force normale (axiale)
Affirmation qualitative a) Sur la transmission des charges (section rectangulaire pleine supposée)	Les fibres médianes et celles proches d'elles supportent peu	Utilisation uniforme des fibres
b) Sur les déplacements	Déformations intenses	Déformations pas intense
Enoncé mathématique Sur le travail de déformation sur la section. $A^* = \frac{1}{2}\int \sigma.\varepsilon\, dF$ $= \frac{1}{2}\int_F \frac{\sigma^2}{E} dF$	$A^*_B = \frac{1}{2} b \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \frac{1}{E}\left(\frac{2z}{h}\sigma_R\right)^2 dz$ $= \frac{4}{2}\cdot\frac{b.\sigma_R^2}{E.h^2}\left\|\frac{z^3}{3}\right\|_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}}$ $= \frac{1}{6}\frac{bh}{E}\sigma_R^2$	$A^*_D = \frac{1}{2}\int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \frac{\sigma_R^2}{E} dz$ $= \frac{1}{2}\frac{\sigma_R^2}{E}\left\|z\right\|_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}}$ $= \frac{1}{2}\frac{b.h}{E}\sigma_R^2$ $\boxed{\frac{A^*_B}{A^*_D} = \frac{1}{3}}$
Exemples a) barre ①  $\beta = \frac{l}{h} > 1$ $F = b.h$ $J = \frac{1}{12}\cdot b h^3$ $W = \frac{1}{6} b h^2$ Déplacements	poutre  $\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W} = \frac{Pl}{bh^2}\cdot 6$ néces $F_B = (b.h)_{néces} = \frac{6P}{\sigma_{adm}}\underbrace{\frac{l}{h}}_{\beta}$ $\boxed{\frac{\text{erf } F_B}{\text{erf } F_D} = 6\cdot\beta}$ $w_B = \frac{Pl^3}{3EJ} = \frac{Pl^3.12}{3Ebh^3}$ $\boxed{\frac{w_B}{w_D} = 4\beta^2}$	barre de treillis  $\sigma = \frac{P}{F} = \frac{P}{b.h}$ néces $F_D = \frac{P}{\sigma_{adm}}$ $w_D = \Delta l = \frac{Pl}{EF} = \frac{Pl}{Eb.h}$

Tableau 3

. Paroi encastrée dans la couverture uniquement

1- Moments (1.0H correspond à l'encastrement)

(KNm /m)

Point	0.8H	0.85H	0.90H	0.95H	1.0H
Coefficient	-0.049	+0.029	+0.214	+0.543	+1.000
Moment	-0.265	+0.157	+1.156	+2.932	+5.4

2. Tension

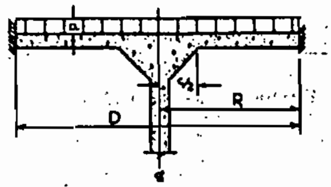
(KN /m)

Point	0.75H	0.80H	0.85H	0.90H	0.95H
Coefficient	+10.65	+24.55	+43.30	+58.60	+54.45
Tension	7.03	16.20	28.58	38.68	35.94

93

Table XIII

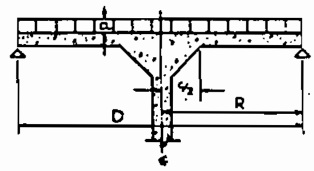
Moments in circular slab with center support
Uniform load
Fixed edge
Mom. = coef. × pR^2 ft.lb. per ft.
Positive sign indicates compression in surface loaded



c/D	0.05R	0.10R	0.15R	0.20R	0.25R	0.30R	0.40R	0.50R	0.60R	0.70R	0.80R	0.90R	1.00R
	Radial moments, M_r												
0.05	−0.2100	−0.0729	−0.0275	−0.0026	+0.0133	+0.0238	+0.0342	+0.0347	+0.0277	+0.0142	−0.0049	−0.0294	−0.0589
0.10		−0.1433	−0.0624	−0.0239	−0.0011	+0.0136	+0.0290	+0.0326	+0.0276	+0.0158	−0.0021	−0.0255	−0.0541
0.15			−0.1089	−0.0521	−0.0200	+0.0002	+0.0220	+0.0293	+0.0269	+0.0169	+0.0006	−0.0216	−0.0490
0.20				−0.0862	−0.0429	−0.0161	+0.0133	+0.0249	+0.0254	+0.0176	+0.0029	−0.0178	−0.0441
0.25					−0.0696	−0.0351	+0.0029	+0.0194	+0.0231	+0.0177	+0.0049	−0.0143	−0.0393
	Tangential moments, M_t												
0.05	−0.0417	−0.0700	−0.0541	−0.0381	−0.0251	−0.0145	+0.0002	+0.0085	+0.0118	+0.0109	+0.0065	−0.0003	−0.0118
0.10		−0.0287	−0.0421	−0.0354	−0.0258	−0.0168	−0.0027	+0.0059	+0.0099	+0.0098	+0.0061	−0.0009	−0.0108
0.15			−0.0218	−0.0284	−0.0243	−0.0177	−0.0051	+0.0031	+0.0080	+0.0086	+0.0057	−0.0006	−0.0098
0.20				−0.0172	−0.0203	−0.0171	−0.0070	+0.0013	+0.0063	+0.0075	+0.0052	−0.0003	−0.0088
0.25					−0.0140	−0.0150	−0.0083	−0.0005	+0.0046	+0.0064	+0.0048	0.0000	−0.0078

Table XIV

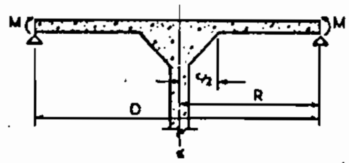
Moments in circular slab with center support
Uniform load
Hinged edge
Mom. = coef. × pR^2 ft.lb. per ft.
Positive sign indicates compression in surface loaded



c/D	0.05R	0.10R	0.15R	0.20R	0.25R	0.30R	0.40R	0.50R	0.60R	0.70R	0.80R	0.90R	1.00R
	Radial moments, M_r												
0.05	−0.3658	−0.1388	−0.0640	−0.0221	+0.0058	+0.0255	+0.0501	+0.0614	+0.0629	+0.0566	+0.0437	+0.0247	0
0.10		−0.2487	−0.1180	−0.0557	−0.0176	+0.0081	+0.0391	+0.0539	+0.0578	+0.0532	+0.0416	+0.0237	0
0.15			−0.1869	−0.0977	−0.0467	−0.0135	+0.0258	+0.0451	+0.0518	+0.0494	+0.0393	+0.0226	0
0.20				−0.1465	−0.0800	−0.0381	+0.0109	+0.0352	+0.0452	+0.0451	+0.0368	+0.0215	0
0.25					−0.1172	−0.0645	−0.0055	+0.0245	+0.0381	+0.0404	+0.0340	+0.0200	0
	Tangential moments, M_t												
0.05	−0.0731	−0.1277	−0.1040	−0.0786	−0.0569	−0.0391	−0.0121	+0.0061	+0.0175	+0.0234	+0.0251	+0.0228	+0.0168
0.10		−0.0498	−0.0768	−0.0684	−0.0638	−0.0384	−0.0153	+0.0030	+0.0134	+0.0197	+0.0218	+0.0199	+0.0145
0.15			−0.0374	−0.0516	−0.0470	−0.0378	−0.0178	−0.0014	+0.0097	+0.0163	+0.0188	+0.0172	+0.0123
0.20				−0.0293	−0.0367	−0.0333	−0.0184	−0.0042	+0.0065	+0.0132	+0.0158	+0.0148	+0.0103
0.25					−0.0234	−0.0203	−0.0164	−0.0002	+0.0038	+0.0103	+0.0132	+0.0129	+0.0088

Table XV

Moments in circular slab with center support
Moment per ft., *M*, applied at edge
Hinged edge
Mom. = coef. × *M* ft.lb. per ft.
Positive sign indicates compression in top surface



c/D	0.05R	0.10R	0.15R	0.20R	0.25R	0.30R	0.40R	0.50R	0.60R	0.70R	0.80R	0.90R	1.00R
	Radial moments, M_r												
0.05	−2.650	−1.121	−0.622	−0.333	−0.129	+0.029	+0.268	+0.450	+0.596	+0.718	+0.824	+0.917	+1.000
0.10		−1.950	−1.026	−0.584	−0.305	−0.103	+0.187	+0.394	+0.558	+0.692	+0.808	+0.909	+1.000
0.15			−1.594	−0.930	−0.545	−0.280	+0.078	+0.323	+0.510	+0.663	+0.790	+0.900	+1.000
0.20				−1.366	−0.842	−0.499	−0.057	+0.236	+0.451	+0.624	+0.788	+0.891	+1.000
0.25					−1.204	−0.765	−0.216	+0.130	+0.392	+0.577	+0.740	+0.880	+1.000
	Tangential moments, M_t												
0.05	−0.530	−0.980	−0.847	−0.688	−0.544	−0.418	−0.211	−0.042	+0.095	+0.212	+0.314	+0.405	+0.488
0.10		−0.388	−0.641	−0.608	−0.518	−0.419	−0.233	−0.072	+0.066	+0.185	+0.290	+0.384	+0.469
0.15			−0.319	−0.472	−0.463	−0.404	−0.251	−0.100	+0.035	+0.157	+0.263	+0.363	+0.451
0.20				−0.272	−0.372	−0.368	−0.261	−0.123	+0.007	+0.129	+0.240	+0.340	+0.433
0.25					−0.239	−0.305	−0.259	−0.145	−0.020	+0.099	+0.214	+0.320	+0.414

Table XVI

Shear at base of cylindrical wall

$V = \text{coef.} \times \begin{cases} wH^2 \text{ lb. (triangular)} \\ pH \text{ lb. (rectangular)} \\ M/H \text{ lb. (mom. at base)} \end{cases}$

Positive sign indicates shear acting inward

$\frac{H^2}{Dt}$	Triangular load, fixed base	Rectangular load, fixed base	Triangular or rectangular load, hinged base	Moment at edge
0.4	+0.436	+0.765	+0.245	-1.58
0.8	+0.374	+0.552	+0.234	-1.75
1.2	+0.339	+0.460	+0.220	-2.00
1.6	+0.317	+0.407	+0.204	-2.28
2.0	+0.299	+0.370	+0.169	-2.57
3.0	+0.262	+0.310	+0.158	-3.18
4.0	+0.236	+0.271	+0.137	-3.68
5.0	+0.213	+0.243	+0.121	-4.10
6.0	+0.197	+0.222	+0.110	-4.49
8.0	+0.174	+0.193	+0.096	-5.18
10.0	+0.158	+0.172	+0.087	-5.81
12.0	+0.145	+0.158	+0.079	-6.38
14.0	+0.135	+0.147	+0.073	-6.88
16.0	+0.127	+0.137	+0.068	-7.36

Table XVIII

Stiffness of cylindrical wall
Near edge hinged, far edge free
$k = \text{coef.} \times Et^3/H$

$\frac{H^2}{Dt}$	Coefficient	$\frac{H^2}{Dt}$	Coefficient
0.4	0.139	5	0.713
0.8	0.270	6	0.783
1.2	0.345	8	0.903
1.6	0.399	10	1.010
2.0	0.445	12	1.108
3.0	0.548	14	1.198
4.0	0.635	16	1.281

Table XVII

Load on center support for circular slab

$\text{Load} = \text{coef.} \times \begin{cases} pR^2 \text{ (hinged and fixed)} \\ M \text{ (moment at edge)} \end{cases}$

c/D	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
Hinged	1.320	1.387	1.463	1.542	1.625
Fixed	0.839	0.919	1.007	1.101	1.200
M at edge	8.16	8.66	9.29	9.99	10.81

Table XIX

Stiffness of circular plates
With center support
$k = \text{coef.} \times Et^3/R$

c/D	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
Coef.	0.290	0.309	0.332	0.358	0.387

Without center support
Coef. = 0.104

Table XX. Supplementary Coefficients for Values of H^2/Dt Greater than 16 (*Extension of Tables I to XI, XVI and XVIII*)*

$\frac{H^2}{Dt}$	TABLE I					TABLE II				
	Coefficients at point					Coefficients at point				
	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H
20	+0.716	+0.654	+0.820	+0.325	+0.115	+0.812	+0.817	+0.756	+0.603	+0.344
24	+0.746	+0.702	+0.577	+0.372	+0.137	+0.816	+0.839	+0.793	+0.647	+0.377
32	+0.782	+0.768	+0.663	+0.459	+0.182	+0.814	+0.861	+0.847	+0.721	+0.436
40	+0.800	+0.805	+0.731	+0.530	+0.217	+0.802	+0.866	+0.880	+0.778	+0.483
48	+0.791	+0.828	+0.785	+0.593	+0.254	+0.791	+0.864	+0.900	+0.820	+0.527
56	+0.763	+0.838	+0.824	+0.636	+0.285	+0.781	+0.859	+0.911	+0.852	+0.563

$\frac{H^2}{Dt}$	TABLE III					TABLE IV				
	Coefficients at point					Coefficients at point				
	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H
20	+0.949	+0.825	+0.629	+0.379	+0.128	+1.062	+1.017	+0.906	+0.703	+0.394
24	+0.986	+0.879	+0.694	+0.430	+0.149	+1.066	+1.039	+0.943	+0.747	+0.427
32	+1.026	+0.953	+0.788	+0.519	+0.189	+1.064	+1.061	+0.997	+0.821	+0.486
40	+1.040	+0.996	+0.859	+0.591	+0.226	+1.052	+1.066	+1.030	+0.878	+0.533
48	+1.043	+1.022	+0.911	+0.652	+0.262	+1.041	+1.064	+1.050	+0.920	+0.577
56	+1.040	+1.035	+0.949	+0.705	+0.294	+1.021	+1.059	+1.061	+0.952	+0.613

$\frac{H^2}{Dt}$	TABLE V					TABLE VI				
	Coefficients at point					Coefficients at point				
	.00H	.05H	.10H	.15H	.20H	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H
20	-16.44	- 9.98	- 4.90	- 1.59	+ 0.22	+15.30	+ 25.9	+ 36.9	+ 43.3	+ 35.3
24	-18.04	-10.34	- 4.64	- 1.00	+ 0.68	+13.20	+ 25.9	+ 40.7	+ 51.8	+ 45.3
32	-20.84	-10.72	- 3.70	- 0.04	+ 1.26	+ 8.10	+ 23.2	+ 45.9	+ 85.4	+ 63.6
40	-23.34	-10.88	- 2.86	+ 0.72	+ 1.56	+ 3.28	+ 19.2	+ 46.5	+ 77.9	+ 83.5
48	-25.52	-10.82	- 2.06	+ 1.26	+ 1.66	- 0.70	+ 14.1	+ 45.1	+ 87.2	+103.0
56	-27.64	-10.68	- 1.38	+ 1.60	+ 1.62	- 3.40	+ 9.2	+ 42.2	+ 94.0	+121.0

$\frac{H^2}{Dt}$	TABLE VII					TABLE VIII				
	Coefficients at point					Coefficients at point				
	.80H	.85H	.90H	.95H	1.00H	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H
20	+.0015	+.0014	+.0005	-.0018	-.0063	+.0008	+.0014	+.0020	+.0024	+.0020
24	+.0012	+.0012	+.0007	-.0013	-.0053	+.0005	+.0010	+.0015	+.0020	+.0017
32	+.0007	+.0009	+.0007	-.0008	-.0040	.0000	+.0005	+.0009	+.0014	+.0013
40	+.0002	+.0005	+.0006	-.0005	-.0032	.0000	+.0003	+.0006	+.0011	+.0011
48	.0000	+.0001	+.0006	-.0003	-.0026	.0000	+.0001	+.0004	+.0008	+.0010
56	.0000	.0000	+.0004	-.0001	-.0023	.0000	.0000	+.0003	+.0007	+.0008

$\frac{H^2}{Dt}$	TABLE IX					TABLE X				
	Coefficients at point					Coefficients at point				
	.80H	.85H	.90H	.95H	1.00H	.05H	.10H	.15H	.20H	.25H
20	+.0015	+.0013	+.0002	-.0024	-.0073	+0.032	+0.039	+0.033	+0.023	+0.014
24	+.0012	+.0012	+.0004	-.0018	-.0061	+0.031	+0.035	+0.028	+0.018	+0.009
32	+.0008	+.0009	+.0006	-.0010	-.0046	+0.028	+0.029	+0.020	+0.011	+0.004
40	+.0005	+.0007	+.0007	-.0005	-.0037	+0.026	+0.025	+0.015	+0.006	+0.001
48	+.0004	+.0006	+.0006	-.0003	-.0031	+0.024	+0.021	+0.011	+0.003	0.000
56	+.0002	+.0004	+.0005	-.0001	-.0026	+0.023	+0.018	+0.008	+0.002	0.000

$\frac{H^2}{Dt}$	TABLE XI					TABLE XVI				TABLE XVIII
	Coefficients at point					Tri. Fixed	Rect. Fixed	T. or R. Hinged	Mom. at Edge	Stiffness
	.80H	.85H	.90H	.95H	1.00H					
20	-0.015	+0.095	+0.296	+0.606	+1.000	+0.114	+0.122	+0.062	- 8.20	1.430
24	-0.037	+0.057	+0.250	+0.572	+1.000	+0.102	+0.111	+0.055	- 8.94	1.566
32	-0.062	+0.002	+0.178	+0.515	+1.000	+0.089	+0.096	+0.048	-10.38	1.610
40	-0.067	-0.031	+0.123	+0.467	+1.000	+0.080	+0.086	+0.043	-11.62	2.025
48	-0.064	-0.049	+0.081	+0.424	+1.000	+0.072	+0.079	+0.039	-12.76	2.220
56	-0.059	-0.060	+0.048	+0.387	+1.000	+0.067	+0.074	+0.036	-13.76	2.400

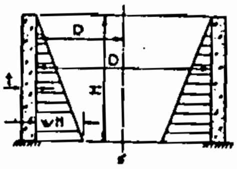
*For points not shown in the supplementary tables, ring tension and moment may be determined approximately by sketching curves similar to those in the text.

PRINTED IN U.S.A.

IS072.01D

Table VII

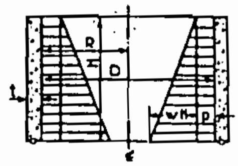
Moments in cylindrical wall
Triangular load
Fixed base, free top
Mom. = coef. × wH^3 ft.lb. per ft.
Positive sign indicates tension in the outside



$\frac{H^2}{Dt}$	Coefficients at point									
	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.4	+.0005	+.0014	+.0021	+.0007	−.0042	−.0150	−.0302	−.0529	−.0816	−.1205
0.8	+.0011	+.0037	+.0063	+.0080	+.0070	+.0023	−.0068	−.0224	−.0465	−.0795
1.2	+.0012	+.0042	+.0077	+.0103	+.0112	+.0090	+.0022	−.0108	−.0311	−.0602
1.6	+.0011	+.0041	+.0075	+.0107	+.0121	+.0111	+.0058	−.0051	−.0232	−.0505
2.0	+.0010	+.0035	+.0068	+.0099	+.0120	+.0115	+.0075	−.0021	−.0185	−.0436
3.0	+.0006	+.0024	+.0047	+.0071	+.0090	+.0097	+.0077	+.0012	−.0119	−.0333
4.0	+.0003	+.0015	+.0028	+.0047	+.0066	+.0077	+.0069	+.0023	−.0080	−.0268
5.0	+.0002	+.0008	+.0016	+.0029	+.0046	+.0059	+.0059	+.0028	−.0058	−.0222
6.0	+.0001	+.0003	+.0008	+.0019	+.0032	+.0046	+.0051	+.0029	−.0041	−.0187
8.0	.0000	+.0001	+.0002	+.0008	+.0016	+.0028	+.0038	+.0029	−.0022	−.0146
10.0	.0000	.0000	+.0001	+.0004	+.0007	+.0019	+.0029	+.0028	−.0012	−.0122
12.0	.0000	−.0001	+.0001	+.0002	+.0003	+.0013	+.0023	+.0026	−.0005	−.0104
14.0	.0000	.0000	.0000	.0000	+.0001	+.0008	+.0019	+.0023	−.0001	−.0090
16.0	.0000	.0000	−.0001	−.0002	−.0001	+.0004	+.0013	+.0019	+.0001	−.0079

Table VIII

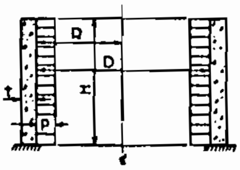
Moments in cylindrical wall
Trapezoidal load
Hinged base, free top
Mom. = coef. × ($wH^3 + pH^2$) ft.lb. per ft.
Positive sign indicates tension in the outside



$\frac{H^2}{Dt}$	Coefficients at point									
	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.4	+.0020	+.0072	+.0151	+.0230	+.0301	+.0348	+.0357	+.0312	+.0197	0
0.8	+.0019	+.0064	+.0133	+.0207	+.0271	+.0319	+.0329	+.0292	+.0187	0
1.2	+.0016	+.0058	+.0111	+.0177	+.0237	+.0280	+.0296	+.0263	+.0171	0
1.6	+.0012	+.0044	+.0091	+.0145	+.0195	+.0238	+.0255	+.0232	+.0155	0
2.0	+.0009	+.0033	+.0073	+.0114	+.0168	+.0199	+.0219	+.0205	+.0146	0
3.0	+.0004	+.0018	+.0040	+.0063	+.0092	+.0127	+.0152	+.0163	+.0111	0
4.0	+.0001	+.0007	+.0016	+.0033	+.0057	+.0083	+.0109	+.0118	+.0092	0
5.0	.0000	+.0001	+.0008	+.0016	+.0034	+.0057	+.0080	+.0094	+.0078	0
6.0	.0000	.0000	+.0002	+.0008	+.0019	+.0039	+.0062	+.0078	+.0068	0
8.0	.0000	.0000	−.0002	.0000	+.0007	+.0020	+.0038	+.0057	+.0054	0
10.0	.0000	.0000	−.0002	−.0001	+.0002	+.0011	+.0025	+.0043	+.0045	0
12.0	.0000	.0000	−.0001	−.0002	.0000	+.0005	+.0017	+.0032	+.0039	0
14.0	.0000	.0000	−.0001	−.0001	−.0001	.0000	+.0012	+.0026	+.0033	0
16.0	.0000	.0000	.0000	−.0001	−.0002	−.0004	+.0008	+.0022	+.0029	0

Table IX

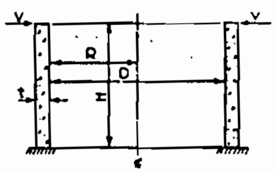
Moments in cylindrical wall
Rectangular load
Fixed base, free top
Mom. = coef. × pH^3 ft.lb. per ft.
Positive sign indicates tension in the outside



$\frac{H^2}{Dt}$	Coefficients at point									
	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.4	−.0023	−.0093	−.0227	−.0439	−.0710	−.1018	−.1455	−.2000	−.2593	−.3310
0.8	.0000	−.0006	−.0025	−.0083	−.0185	−.0362	−.0594	−.0917	−.1325	−.1835
1.2	+.0008	+.0026	+.0037	+.0029	−.0009	−.0089	−.0227	−.0468	−.0815	−.1178
1.6	+.0011	+.0036	+.0062	+.0077	+.0068	+.0011	−.0093	−.0267	−.0529	−.0876
2.0	+.0010	+.0036	+.0066	+.0088	+.0089	+.0059	−.0019	−.0167	−.0389	−.0719
3.0	+.0007	+.0026	+.0051	+.0074	+.0091	+.0083	+.0042	−.0053	−.0223	−.0483
4.0	+.0004	+.0015	+.0033	+.0052	+.0068	+.0075	+.0053	−.0013	−.0145	−.0365
5.0	+.0002	+.0008	+.0019	+.0035	+.0051	+.0061	+.0052	+.0007	−.0101	−.0293
6.0	+.0001	+.0004	+.0011	+.0022	+.0036	+.0049	+.0048	+.0017	−.0073	−.0242
8.0	.0000	+.0001	+.0003	+.0008	+.0018	+.0031	+.0038	+.0024	−.0040	−.0184
10.0	.0000	−.0001	.0000	+.0002	+.0009	+.0021	+.0030	+.0028	−.0022	−.0147
12.0	.0000	.0000	−.0001	.0000	+.0004	+.0014	+.0024	+.0022	−.0012	−.0123
14.0	.0000	.0000	.0000	.0000	+.0002	+.0010	+.0018	+.0021	−.0007	−.0105
16.0	.0000	.0000	.0000	−.0001	+.0001	+.0006	+.0012	+.0020	−.0005	−.0091

Table X

Moments in cylindrical wall
Shear per ft., *V*, applied at top
Fixed base, free top
Mom. = coef. × VH ft.lb. per ft.
Positive sign indicates tension in outside

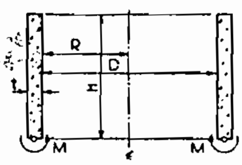


$\frac{H^2}{Dt}$	Coefficients at point*									
	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.4	+0.093	+0.172	+0.240	+0.300	+0.354	+0.402	+0.448	+0.492	+0.535	+0.578
0.8	+0.085	+0.145	+0.185	+0.208	+0.220	+0.224	+0.223	+0.219	+0.214	+0.208
1.2	+0.082	+0.132	+0.157	+0.164	+0.159	+0.145	+0.127	+0.106	+0.084	+0.062
1.6	+0.079	+0.122	+0.139	+0.138	+0.125	+0.105	+0.081	+0.056	+0.030	+0.004
2.0	+0.077	+0.115	+0.126	+0.119	+0.103	+0.080	+0.056	+0.031	+0.006	−0.019
3.0	+0.072	+0.100	+0.100	+0.086	+0.066	+0.044	+0.025	+0.006	−0.010	−0.024
4.0	+0.068	+0.088	+0.081	+0.063	+0.043	+0.025	+0.010	−0.001	−0.010	−0.019
5.0	+0.064	+0.076	+0.067	+0.047	+0.028	+0.013	+0.003	−0.003	−0.007	−0.011
6.0	+0.062	+0.070	+0.056	+0.036	+0.018	+0.006	0.000	−0.003	−0.005	−0.006
8.0	+0.057	+0.058	+0.041	+0.021	+0.007	0.000	−0.002	−0.003	−0.002	−0.001
10.0	+0.053	+0.049	+0.029	+0.012	+0.002	−0.002	−0.002	−0.002	−0.001	0.000
12.0	+0.049	+0.042	+0.022	+0.007	0.000	−0.002	−0.002	−0.001	0.000	0.000
14.0	+0.046	+0.036	+0.017	+0.004	−0.001	−0.002	−0.001	−0.001	0.000	0.000
16.0	+0.044	+0.031	+0.012	+0.001	−0.002	−0.002	−0.001	0.000	0.000	0.000

*When this table is used for shear applied at the base, while the top is fixed, 0.0H is the bottom of the wall and 1.0H is the top. Shear acting inward is positive, outward is negative.

Table XI

Moments in cylindrical wall
Moment per ft., *M*, applied at base
Hinged base, free top
Mom. = coef. × M ft.lb. per ft.
Positive sign indicates tension in outside

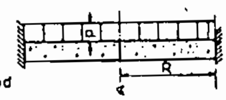


$\frac{H^2}{Dt}$	Coefficients at point*									
	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.4	+0.013	+0.051	+0.109	+0.196	+0.296	+0.414	+0.547	+0.692	+0.843	+1.000
0.8	+0.009	+0.040	+0.090	+0.164	+0.253	+0.375	+0.503	+0.659	+0.824	+1.000
1.2	+0.006	+0.027	+0.063	+0.125	+0.206	+0.316	+0.454	+0.616	+0.802	+1.000
1.6	+0.003	+0.011	+0.035	+0.078	+0.152	+0.253	+0.393	+0.570	+0.775	+1.000
2.0	−0.002	−0.002	+0.012	+0.034	+0.096	+0.193	+0.340	+0.519	+0.748	+1.000
3.0	−0.007	−0.022	−0.030	−0.029	+0.010	+0.087	+0.227	+0.426	+0.692	+1.000
4.0	−0.008	−0.026	−0.044	−0.051	−0.034	+0.023	+0.150	+0.354	+0.645	+1.000
5.0	−0.007	−0.024	−0.045	−0.061	−0.057	−0.015	+0.095	+0.296	+0.606	+1.000
6.0	−0.005	−0.018	−0.040	−0.058	−0.065	−0.037	+0.057	+0.252	+0.572	+1.000
8.0	−0.001	−0.009	−0.022	−0.044	−0.068	−0.062	+0.002	+0.178	+0.515	+1.000
10.0	0.000	−0.002	−0.009	−0.028	−0.053	−0.067	−0.031	+0.123	+0.467	+1.000
12.0	0.000	0.000	−0.003	−0.016	−0.040	−0.064	−0.049	+0.081	+0.424	+1.000
14.0	0.000	0.000	0.000	−0.008	−0.029	−0.059	−0.080	+0.048	+0.387	+1.000
16.0	0.000	0.000	+0.002	−0.003	−0.021	−0.051	−0.066	+0.025	+0.354	+1.000

*When this table is used for moment applied at the top, while the top is hinged, 0.0H is the bottom of the wall and 1.0H is the top. Moment applied at an edge is positive when it causes outward rotation at that edge.

Table XII

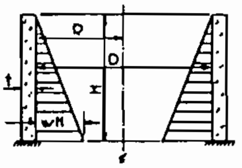
Moments in circular slab without center support
Uniform load
Fixed edge
Mom. = coef. × pR^2 ft.lb. per ft.
Positive sign indicates compression in surface loaded



Coefficients at point										
0.00R	0.10R	0.20R	0.30R	0.40R	0.50R	0.60R	0.70R	0.80R	0.90R	1.00R
Radial moments, M_r										
+.075	+.073	+.067	+.057	+.043	+.025	+.003	−.023	−.053	−.087	−.125
Tangential moments, M_t										
+.075	+.074	+.071	+.066	+.059	+.050	+.039	+.026	+.011	−.006	−.025

Table I

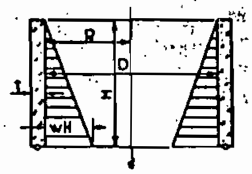
Tension in circular rings
Triangular load
Fixed base, free top
T = coef. $\times$ wHR lb. per ft.
Positive sign indicates tension



$\frac{H^2}{Dt}$	Coefficients at point									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	+0.149	+0.134	+0.120	+0.101	+0.082	+0.066	+0.049	+0.029	+0.014	+0.004
0.8	+0.263	+0.239	+0.215	+0.190	+0.160	+0.130	+0.098	+0.063	+0.034	+0.010
1.2	+0.283	+0.271	+0.254	+0.234	+0.209	+0.180	+0.142	+0.099	+0.054	+0.016
1.6	+0.265	+0.268	+0.268	+0.266	+0.250	+0.226	+0.185	+0.134	+0.075	+0.023
2.0	+0.234	+0.251	+0.273	+0.285	+0.285	+0.274	+0.232	+0.172	+0.104	+0.031
3.0	+0.134	+0.203	+0.267	+0.322	+0.357	+0.362	+0.330	+0.262	+0.157	+0.052
4.0	+0.067	+0.164	+0.256	+0.339	+0.403	+0.429	+0.409	+0.334	+0.210	+0.073
5.0	+0.025	+0.137	+0.245	+0.346	+0.428	+0.477	+0.469	+0.398	+0.259	+0.092
6.0	+0.018	+0.119	+0.234	+0.344	+0.441	+0.504	+0.514	+0.447	+0.301	+0.112
8.0	−0.011	+0.104	+0.218	+0.335	+0.443	+0.534	+0.575	+0.530	+0.381	+0.151
10.0	−0.011	+0.098	+0.208	+0.323	+0.437	+0.542	+0.608	+0.589	+0.440	+0.179
12.0	−0.005	+0.097	+0.202	+0.312	+0.429	+0.543	+0.628	+0.633	+0.494	+0.211
14.0	−0.002	+0.098	+0.200	+0.306	+0.420	+0.539	+0.639	+0.666	+0.541	+0.241
16.0	0.000	+0.099	+0.199	+0.304	+0.412	+0.531	+0.641	+0.687	+0.582	+0.265

Table II

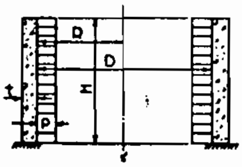
Tension in circular rings
Triangular load
Hinged base, free top
T = coef. $\times$ wHR lb. per ft.
Positive sign indicates tension



$\frac{H^2}{Dt}$	Coefficients at point									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	+0.474	+0.440	+0.395	+0.352	+0.306	+0.264	+0.215	+0.165	+0.111	+0.057
0.8	+0.423	+0.402	+0.381	+0.358	+0.330	+0.297	+0.249	+0.202	+0.145	+0.076
1.2	+0.350	+0.355	+0.361	+0.362	+0.358	+0.343	+0.309	+0.256	+0.186	+0.098
1.6	+0.271	+0.303	+0.341	+0.369	+0.385	+0.385	+0.362	+0.314	+0.233	+0.124
2.0	+0.205	+0.260	+0.321	+0.373	+0.411	+0.434	+0.419	+0.369	+0.280	+0.151
3.0	+0.074	+0.179	+0.281	+0.375	+0.449	+0.506	+0.519	+0.479	+0.375	+0.210
4.0	+0.017	+0.137	+0.253	+0.367	+0.469	+0.545	+0.579	+0.553	+0.447	+0.256
5.0	−0.008	+0.114	+0.235	+0.356	+0.469	+0.562	+0.617	+0.606	+0.503	+0.294
6.0	−0.011	+0.103	+0.223	+0.343	+0.463	+0.566	+0.639	+0.643	+0.547	+0.327
8.0	−0.015	+0.096	+0.208	+0.324	+0.443	+0.564	+0.661	+0.697	+0.621	+0.386
10.0	−0.008	+0.095	+0.200	+0.311	+0.428	+0.552	+0.666	+0.730	+0.678	+0.433
12.0	−0.002	+0.097	+0.197	+0.302	+0.417	+0.541	+0.664	+0.750	+0.720	+0.477
14.0	0.000	+0.098	+0.197	+0.299	+0.408	+0.531	+0.659	+0.761	+0.752	+0.513
16.0	+0.002	+0.100	+0.198	+0.299	+0.403	+0.521	+0.650	+0.764	+0.776	+0.536

Table III

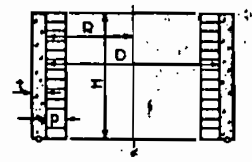
Tension in circular rings
Rectangular load
Fixed base, free top
T = coef. $\times$ pR lb. per ft.
Positive sign indicates tension



$\frac{H^2}{Dt}$	Coefficients at point									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	+0.692	+0.505	+0.431	+0.353	+0.277	+0.208	+0.145	+0.092	+0.046	+0.013
0.8	+1.022	+0.921	+0.798	+0.669	+0.542	+0.415	+0.289	+0.179	+0.089	+0.024
1.2	+1.218	+1.078	+0.946	+0.808	+0.665	+0.519	+0.378	+0.246	+0.127	+0.034
1.6	+1.257	+1.141	+1.009	+0.881	+0.742	+0.600	+0.449	+0.294	+0.153	+0.045
2.0	+1.253	+1.144	+1.041	+0.929	+0.806	+0.667	+0.514	+0.345	+0.186	+0.055
3.0	+1.160	+1.112	+1.061	+0.996	+0.912	+0.796	+0.646	+0.459	+0.258	+0.081
4.0	+1.085	+1.073	+1.057	+1.029	+0.977	+0.887	+0.746	+0.553	+0.322	+0.105
5.0	+1.037	+1.044	+1.047	+1.042	+1.015	+0.949	+0.825	+0.629	+0.379	+0.128
6.0	+1.010	+1.024	+1.038	+1.045	+1.034	+0.986	+0.879	+0.694	+0.430	+0.149
8.0	+0.989	+1.005	+1.022	+1.036	+1.044	+1.026	+0.953	+0.788	+0.519	+0.189
10.0	+0.989	+0.998	+1.010	+1.023	+1.039	+1.040	+0.996	+0.859	+0.591	+0.226
12.0	+0.994	+0.997	+1.003	+1.014	+1.031	+1.043	+1.022	+0.911	+0.652	+0.262
14.0	+0.997	+0.998	+1.000	+1.007	+1.022	+1.040	+1.035	+0.949	+0.705	+0.294
16.0	+1.000	+0.999	+0.999	+1.003	+1.015	+1.032	+1.040	+0.975	+0.750	+0.321

Table IV

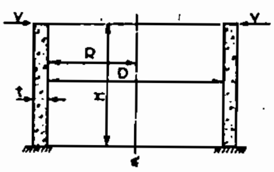
Tension in circular rings
Rectangular load
Hinged base, free top
T = coef. $\times$ pR lb. per ft.
Positive sign indicates tension



$\frac{H^2}{Dt}$	Coefficients at point									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	+1.474	+1.340	+1.195	+1.052	+0.908	+0.764	+0.615	+0.465	+0.311	+0.154
0.8	+1.423	+1.302	+1.181	+1.058	+0.930	+0.797	+0.649	+0.502	+0.345	+0.166
1.2	+1.350	+1.255	+1.161	+1.062	+0.958	+0.843	+0.709	+0.556	+0.386	+0.198
1.6	+1.271	+1.203	+1.141	+1.069	+0.985	+0.885	+0.756	+0.614	+0.433	+0.224
2.0	+1.205	+1.160	+1.121	+1.073	+1.011	+0.934	+0.819	+0.669	+0.480	+0.251
3.0	+1.074	+1.079	+1.081	+1.075	+1.049	+1.006	+0.919	+0.779	+0.575	+0.310
4.0	+1.017	+1.037	+1.053	+1.067	+1.069	+1.045	+0.979	+0.853	+0.647	+0.356
5.0	+0.992	+1.014	+1.035	+1.056	+1.069	+1.062	+1.017	+0.906	+0.703	+0.394
6.0	+0.989	+1.003	+1.023	+1.043	+1.063	+1.066	+1.039	+0.943	+0.747	+0.427
8.0	+0.985	+0.996	+1.008	+1.024	+1.043	+1.064	+1.061	+0.997	+0.821	+0.486
10.0	+0.992	+0.995	+1.000	+1.011	+1.028	+1.052	+1.066	+1.030	+0.878	+0.533
12.0	+0.998	+0.997	+0.997	+1.002	+1.017	+1.041	+1.064	+1.050	+0.920	+0.577
14.0	+1.000	+0.998	+0.997	+0.999	+1.008	+1.031	+1.059	+1.061	+0.952	+0.613
16.0	+1.002	+1.000	+0.998	+0.999	+1.003	+1.021	+1.050	+1.064	+0.976	+0.636

Table V

Tension in circular rings
Shear per ft., V, applied at top
Fixed base, free top
T = coef. $\times$ VR/H lb. per ft.
Positive sign indicates tension

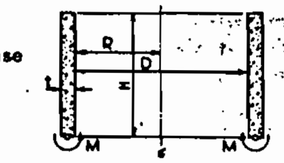


$\frac{H^2}{Dt}$	Coefficients at point*									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	− 1.57	− 1.32	− 1.08	− 0.86	− 0.65	− 0.47	− 0.31	− 0.18	− 0.08	− 0.02
0.8	− 3.09	− 2.55	− 2.04	− 1.57	− 1.15	− 0.80	− 0.51	− 0.28	− 0.13	− 0.03
1.2	− 3.95	− 3.17	− 2.44	− 1.79	− 1.25	− 0.81	− 0.48	− 0.25	− 0.10	− 0.02
1.6	− 4.57	− 3.54	− 2.60	− 1.80	− 1.17	− 0.69	− 0.36	− 0.16	− 0.05	− 0.01
2.0	− 5.12	− 3.83	− 2.68	− 1.74	− 1.02	− 0.52	− 0.21	− 0.05	+ 0.01	+ 0.01
3.0	− 6.32	− 4.37	− 2.70	− 1.43	− 0.58	− 0.02	+ 0.15	+ 0.19	+ 0.13	+ 0.04
4.0	− 7.34	− 4.73	− 2.60	− 1.10	− 0.19	+ 0.26	+ 0.38	+ 0.33	+ 0.19	+ 0.06
5.0	− 8.22	− 4.99	− 2.45	− 0.79	+ 0.11	+ 0.47	+ 0.50	+ 0.37	+ 0.20	+ 0.06
6.0	− 9.02	− 5.17	− 2.27	− 0.50	+ 0.34	+ 0.59	+ 0.53	+ 0.35	+ 0.17	+ 0.01
8.0	−10.42	− 5.36	− 1.85	− 0.02	+ 0.63	+ 0.66	+ 0.46	+ 0.24	+ 0.09	+ 0.01
10.0	−11.67	− 5.43	− 1.43	+ 0.36	+ 0.78	+ 0.62	+ 0.33	+ 0.12	+ 0.02	0.00
12.0	−12.76	− 5.41	− 1.03	+ 0.63	+ 0.83	+ 0.52	+ 0.21	+ 0.04	− 0.02	0.00
14.0	−13.77	− 5.34	− 0.68	+ 0.80	+ 0.81	+ 0.42	+ 0.13	0.00	− 0.03	− 0.01
16.0	−14.74	− 5.22	− 0.33	+ 0.96	+ 0.76	+ 0.32	+ 0.05	− 0.04	− 0.05	− 0.02

*When this table is used for shear applied at the base, while the top is fixed, 0.0H is the bottom of the wall and 1.0H is the top. Shear acting inward is positive, outward is negative.

Table VI

Tension in circular rings
Moment per ft., M, applied at base
Hinged base, free top
T = coef. $\times$ MR/H^2 lb. per ft.
Positive sign indicates tension



$\frac{H^2}{Dt}$	Coefficients at point*									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	+ 2.70	+ 2.50	+ 2.30	+ 2.12	+ 1.91	+ 1.69	+ 1.41	+ 1.13	+ 0.80	+ 0.44
0.8	+ 2.02	+ 2.06	+ 2.10	+ 2.14	+ 2.10	+ 2.02	+ 1.95	+ 1.75	+ 1.39	+ 0.80
1.2	+ 1.06	+ 1.42	+ 1.79	+ 2.03	+ 2.48	+ 2.65	+ 2.80	+ 2.60	+ 2.22	+ 1.37
1.6	+ 0.12	+ 0.79	+ 1.43	+ 2.04	+ 2.72	+ 3.25	+ 3.56	+ 3.59	+ 3.13	+ 2.01
2.0	− 0.68	+ 0.22	+ 1.10	+ 2.02	+ 2.90	+ 3.69	+ 4.30	+ 4.54	+ 4.08	+ 2.75
3.0	− 1.78	− 0.71	+ 0.43	+ 1.60	+ 2.95	+ 4.29	+ 5.66	+ 6.58	+ 6.55	+ 4.73
4.0	− 1.87	− 1.00	− 0.08	+ 1.04	+ 2.47	+ 4.31	+ 6.34	+ 8.19	+ 8.52	+ 6.81
5.0	− 1.54	− 1.03	− 0.42	+ 0.45	+ 1.86	+ 3.93	+ 6.60	+ 9.41	+11.03	+ 9.02
6.0	− 1.04	− 0.86	− 0.59	− 0.05	+ 1.21	+ 3.34	+ 6.54	+10.28	+13.08	+11.41
8.0	− 0.24	− 0.53	− 0.73	− 0.67	− 0.02	+ 2.05	+ 5.87	+11.32	+16.52	+16.06
10.0	+ 0.21	− 0.23	− 0.64	− 0.94	− 0.73	+ 0.82	+ 4.79	+11.63	+19.48	+20.87
12.0	+ 0.32	− 0.05	− 0.46	− 0.96	− 1.15	− 0.18	+ 3.52	+11.27	+21.80	+25.73
14.0	+ 0.26	+ 0.04	− 0.28	− 0.76	− 1.29	− 0.87	+ 2.29	+10.55	+23.50	+30.34
16.0	+ 0.22	+ 0.07	− 0.08	− 0.64	− 1.28	− 1.30	+ 1.12	+ 9.67	+24.53	+34.65

*When this table is used for moment applied at the top, while the top is hinged, 0.0H is the bottom of the wall and 1.0H is the top. Moment applied at an edge is positive when it causes outward rotation at that edge.

Bibliographie

1- Calcul des ouvrages en Beton Armé suivant les Règles BAEL 80
Pierre Charon

2- Regles Techniques de Conception et de calcul des ouvrages et Constructions en Beton Armé suivant la methode des Etats limites

3- Traité de Beton Armé : Tome 2 - Tome 6 - Tome 4
Tome 11 - D'après A. Guerrin

4- Concrete Information - Portland Cement Association

5- Metric Design Handbook - Portland cement Association

6- Thin Shell Concrete Structures - Billington

7- Cours Superieur de Beton Armé - Paul Dinnequin

8- Theorie des Coques de Revolution - Dr E. Ramm
Traduit de l'allemand par Dr Aliou Diack

9- Logiciel P-frame - Softek Services

STR. 01 JOINT DATA DRIVE A

JOINT NO.	X-FREEDOM	Y-FREEDOM	Z-FREEDOM	X-COORDINATE (METERS)	Y-COORDINATE (METERS)
1	0	0	0	+0.0000	+0.0000
2	0	0	0	+4.0000	+0.0000
3	1	1	1	+0.0000	+3.4000
4	1	1	1	+2.0000	+3.4000
5	1	1	1	+4.0000	+3.4000
6	1	1	1	+0.0000	+6.8000
7	1	1	1	+2.0000	+6.8000
8	1	1	1	+4.0000	+6.8000
9	1	1	1	+0.0000	+10.2000
10	1	1	1	+0.5000	+10.2000
11	1	1	1	+1.0000	+10.2000
12	1	1	1	+1.5000	+10.2000
13	1	1	1	+2.0000	+10.2000
14	1	1	1	+2.5000	+10.2000
15	1	1	1	+3.0000	+10.2000
16	1	1	1	+3.5000	+10.2000
17	1	1	1	+4.0000	+10.2000

STR. 01 MEMBER DATA DRIVE A

Section Properties Data :

SECTION NUMBER	X-SECTIONAL AREA (MM2)	MOM. INERTIA 1.0E+06 (MM4)	SHEAR AREA (MM2)
1	+250,000.000	+5,208.333	+208,333.000
2	+200,000.000	+4,166.667	+166,667.000
3	+75,000.000	+562.500	+62,500.000

Member Connectivity Data :

MEMBER NUMBER	LOWER JOINT	GREATER JOINT	LOWER END TYPE	GREATER END TYPE	SECTION NUMBER
1	1	3	1	1	1
2	2	5	1	1	1
3	3	6	1	1	1
4	5	8	1	1	1
5	6	9	1	1	1
6	8	17	1	1	1
7	3	4	1	1	3
8	4	5	1	1	3
9	6	7	1	1	3
10	7	8	1	1	3
11	9	10	1	1	2
12	10	11	1	1	2
13	11	12	1	1	2
14	12	13	1	1	2
15	13	14	1	1	2
16	14	15	1	1	2
17	15	16	1	1	2
18	16	17	1	1	2

STR. 01 LOAD DATA DRIVE A

LOAD CASE 1

Initializing Data :

LOAD CASE NO.	NO. OF LOADED JOINTS	NO. OF LOADED MEMBERS	DESCRIPTION
1	3	12	charge de vent et charge morte max

Joint Load Data :

RECORD NUMBER	LOADED JOINT	HORIZONTAL LOAD (KN)	VERTICAL LOAD (KN)	EXTERNAL MOMENT (KN-M)
1	9	+17.0000	-60.9500	-42.6000
2	17	+0.0000	-60.9500	+0.0000
3	3	+4.8000	+0.0000	-7.7000

Distributed Load Data :

RECORD NUMBER	LOADED MEMBER	SLOPED LD. KN/M SLOPE	LOCAL XY KN/M PERP.	PROJ. LOAD KN/M HORIZ
1	7	-2.5500	+0.0000	+0.0000
2	8	-2.5500	+0.0000	+0.0000
3	9	-2.5500	+0.0000	+0.0000
4	10	-2.5500	+0.0000	+0.0000
5	11	-59.8000	+0.0000	+0.0000
6	12	-119.5000	+0.0000	+0.0000
7	13	-179.3000	+0.0000	+0.0000
8	14	-239.0000	+0.0000	+0.0000
9	15	-239.0000	+0.0000	+0.0000
10	16	-179.3000	+0.0000	+0.0000
11	17	-119.5000	+0.0000	+0.0000
12	18	-59.8000	+0.0000	+0.0000

Point Load Data :

REC NO.	MEM NO.	PT. LOAD 1 (KN)	DIST. (M)	PT. LOAD 2 (KN)	DIST. (M)	PT. LOAD 3 (KN)	DIST. (M)

Temperature Load Data :

RECORD NUMBER	MEMBER NUMBER	TEMPERATURE DIFFERENCE (CENTIGRADE)	COEFFICIENT OF EXPANSION (MM/MM/C X 100)

LOAD CASE 2

Initializing Data :

LOAD CASE NO.	NO. OF LOADED JOINTS	NO. OF LOADED MEMBERS	DESCRIPTION
2	3	12	comme 1 mais sous etat de service

Joint Load Data :

RECORD NUMBER	LOADED JOINT	HORIZONTAL LOAD (KN)	VERTICAL LOAD (KN)	EXTERNAL MOMENT (KN-M)
1	9	+14.2000	-44.8000	-35.5000
2	17	+0.0000	-44.8000	+0.0000
3	3	+4.0000	+0.0000	-6.4000

Distributed Load Data :

RECORD NUMBER	LOADED MEMBER	SLOPED LD. KN/M SLOPE	LOCAL XY KN/M PERP.	PROJ. LOAD KN/M HORIZ
1	7	-1.8900	+0.0000	+0.0000
2	8	-1.8900	+0.0000	+0.0000
3	9	-1.8900	+0.0000	+0.0000
4	10	-1.8900	+0.0000	+0.0000
5	11	-40.4000	+0.0000	+0.0000
6	12	-80.8500	+0.0000	+0.0000
7	13	-121.2000	+0.0000	+0.0000
8	14	-161.5000	+0.0000	+0.0000
9	15	-161.5000	+0.0000	+0.0000
10	16	-121.2000	+0.0000	+0.0000
11	17	-80.8000	+0.0000	+0.0000
12	18	-40.4000	+0.0000	+0.0000

Point Load Data :

REC NO.	MEM NO.	PT. LOAD 1 (KN)	DIST. (M)	PT. LOAD 2 (KN)	DIST. (M)	PT. LOAD 3 (KN)	DIST. (M)

Temperature Load Data :

RECORD NUMBER	MEMBER NUMBER	TEMPERATURE DIFFERENCE (CENTIGRADE)	COEFFICIENT OF EXPANSION (MM/MM/C X 100)

LOAD CASE 3

Initializing Data :

LOAD CASE NO.	NO. OF LOADED JOINTS	NO. OF LOADED MEMBERS	DESCRIPTION

3	3	12	charge de vent et poids propre

Joint Load Data :

RECORD NUMBER	LOADED JOINT	HORIZONTAL LOAD (KN)	VERTICAL LOAD (KN)	EXTERNAL MOMENT (KN-M)
1	9	+17.0000	-60.9500	-42.6000
2	17	+0.0000	-60.9500	+0.0000
3	3	+4.8000	+0.0000	-7.7000

Distributed Load Data :

RECORD NUMBER	LOADED MEMBER	SLOPED LD. KN/M SLOPE	LOCAL XY KN/M PERP.	PROJ. LOAD KN/M HORIZ
1	7	-2.5500	+0.0000	+0.0000
2	8	-2.5500	+0.0000	+0.0000
3	9	-2.5500	+0.0000	+0.0000
4	10	-2.5500	+0.0000	+0.0000
5	11	-13.9000	+0.0000	+0.0000
6	12	-21.8000	+0.0000	+0.0000
7	13	-28.1000	+0.0000	+0.0000
8	14	-35.2500	+0.0000	+0.0000
9	15	-35.2500	+0.0000	+0.0000
10	16	-28.1000	+0.0000	+0.0000
11	17	-21.8000	+0.0000	+0.0000
12	18	-13.9000	+0.0000	+0.0000

Point Load Data :

REC NO.	MEM NO.	PT. LOAD 1 (KN)	DIST. (M)	PT. LOAD 2 (KN)	DIST. (M)	PT. LOAD 3 (KN)	DIST. (M)

Temperature Load Data :

RECORD NUMBER	MEMBER NUMBER	TEMPERATURE DIFFERENCE (CENTIGRADE)	COEFFICIENT OF EXPANSION (MM/MM/C X 100)

LOAD CASE 4

Initializing Data :

LOAD CASE NO.	NO. OF LOADED JOINTS	NO. OF LOADED MEMBERS	DESCRIPTION
4	2	12	charge gravitaire max

Joint Load Data :

RECORD NUMBER	LOADED JOINT	HORIZONTAL LOAD (KN)	VERTICAL LOAD (KN)	EXTERNAL MOMENT (KN-M)

1	9	+0.0000	-60.9500	+0.0000
2	17	+0.0000	-60.9500	+0.0000

Distributed Load Data :

RECORD NUMBER	*LOADED MEMBER*	*SLOPED LD. KN/M SLOPE*	*LOCAL XY KN/M PERP.*	*PROJ. LOAD KN/M HORIZ*
1	7	-2.5500	+0.0000	+0.0000
2	8	-2.5500	+0.0000	+0.0000
3	9	-2.5500	+0.0000	+0.0000
4	10	-2.5500	+0.0000	+0.0000
5	11	-59.8000	+0.0000	+0.0000
6	12	-119.5000	+0.0000	+0.0000
7	13	-179.3000	+0.0000	+0.0000
8	14	-239.0000	+0.0000	+0.0000
9	15	-239.0000	+0.0000	+0.0000
10	16	-179.3000	+0.0000	+0.0000
11	17	-119.5000	+0.0000	+0.0000
12	18	-59.8000	+0.0000	+0.0000

Point Load Data :

REC NO.	*MEM NO.*	*PT. LOAD 1 (KN)*	*DIST. (M)*	*PT. LOAD 2 (KN)*	*DIST. (M)*	*PT. LOAD 3 (KN)*	*DIST. (M)*

Temperature Load Data :

RECORD NUMBER	*MEMBER NUMBER*	*TEMPERATURE DIFFERENCE (CENTIGRADE)*	*COEFFICIENT OF EXPANSION (MM/MM/C X 100)*

TOTAL STRUCTURE DEGREES OF FREEDOM = 45
THE HALF-BANDWIDTH = 12 AT MEMBER 8

STR. 01 JOINT DEFORMATIONS DRIVE A

MEM NO.	LD. CSE	X-DISPLACE JL. MM.	Y-DISPLACE JL. MM.	ROTATION JL. RAD.	X-DISPLACE JG. MM.	Y-DISPLACE JG. MM.	ROTATIC JG. RAD
1	1	+0.00000	+0.00000	+0.00000	+1.42558	-0.18047	-0.0007
	2	+0.00000	+0.00000	+0.00000	+1.18734	-0.12101	-0.0006
	3	+0.00000	+0.00000	+0.00000	+1.41090	-0.04487	-0.0006
	4	+0.00000	+0.00000	+0.00000	+0.01683	-0.20125	-0.0000
2	1	+0.00000	+0.00000	+0.00000	+1.38352	-0.22203	-0.0005
	2	+0.00000	+0.00000	+0.00000	+1.15767	-0.15569	-0.0004
	3	+0.00000	+0.00000	+0.00000	+1.39821	-0.08643	-0.0006
	4	+0.00000	+0.00000	+0.00000	-0.01683	-0.20125	+0.0000
3	1	+1.42558	-0.18047	-0.00074	+3.84627	-0.36181	-0.0003
	2	+1.18734	-0.12101	-0.00061	+3.22357	-0.24300	-0.0003
	3	+1.41090	-0.04487	-0.00069	+3.91267	-0.09060	-0.0006
	4	+0.01683	-0.20125	-0.00007	-0.07809	-0.39973	+0.0003
4	1	+1.38352	-0.22203	-0.00057	+4.01472	-0.43765	-0.0010
	2	+1.15767	-0.15569	-0.00048	+3.33925	-0.30629	-0.0008
	3	+1.39821	-0.08643	-0.00062	+3.94832	-0.16644	-0.0007
	4	-0.01683	-0.20125	+0.00007	+0.07809	-0.39973	-0.0003
5	1	+3.84627	-0.36181	-0.00035	+5.97310	-0.54420	-0.0018
	2	+3.22357	-0.24300	-0.00034	+4.98282	-0.36614	-0.0013
	3	+3.91267	-0.09060	-0.00062	+5.95267	-0.13738	-0.0006
	4	-0.07809	-0.39973	+0.00031	+0.02445	-0.59544	-0.0013
6	1	+4.01472	-0.43765	-0.00104	+5.91318	-0.64667	+0.0011
	2	+3.33925	-0.30629	-0.00082	+4.94055	-0.45163	+0.0007
	3	+3.94832	-0.16644	-0.00077	+5.93361	-0.23985	-0.0000
	4	+0.07809	-0.39973	-0.00031	-0.02445	-0.59544	+0.0013
7	1	+1.42558	-0.18047	-0.00074	+1.40455	-0.41697	+0.0003
	2	+1.18734	-0.12101	-0.00061	+1.17250	-0.29614	+0.0002
	3	+1.41090	-0.04487	-0.00069	+1.40455	-0.23193	+0.0003
	4	+0.01683	-0.20125	-0.00007	-0.00000	-0.39781	-0.0000
8	1	+1.40455	-0.41697	+0.00030	+1.38352	-0.22203	-0.0005
	2	+1.17250	-0.29614	+0.00025	+1.15767	-0.15569	-0.0004
	3	+1.40455	-0.23193	+0.00030	+1.39821	-0.08643	-0.0006
	4	-0.00000	-0.39781	-0.00000	-0.01683	-0.20125	+0.0000
9	1	+3.84627	-0.36181	-0.00035	+3.93050	-0.18203	+0.0003
	2	+3.22357	-0.24300	-0.00034	+3.28141	-0.13143	+0.0002
	3	+3.91267	-0.09060	-0.00062	+3.93050	-0.18351	+0.0003
	4	-0.07809	-0.39973	+0.00031	-0.00000	-0.21475	-0.0000
10	1	+3.93050	-0.18203	+0.00030	+4.01472	-0.43765	-0.0010
	2	+3.28141	-0.13143	+0.00025	+3.33925	-0.30629	-0.0008
	3	+3.93050	-0.18351	+0.00030	+3.94832	-0.16644	-0.0007
	4	-0.00000	-0.21475	-0.00000	+0.07809	-0.39973	-0.0003
11	1	+5.97310	-0.54420	-0.00181	+5.96561	-1.60464	-0.0020
	2	+4.98282	-0.36614	-0.00130	+4.97754	-1.10956	-0.0014

	3	+5.95267	-0.13738	-0.00068	+5.95029	-0.44622	-0.0005
	4	+0.02445	-0.59544	-0.00133	+0.01833	-1.48668	-0.0017
12	1	+5.96561	-1.60464	-0.00203	+5.95812	-2.61348	-0.0016
	2	+4.97754	-1.10956	-0.00141	+4.97226	-1.80174	-0.0011
	3	+5.95029	-0.44622	-0.00052	+5.94790	-0.65855	-0.0003
	4	+0.01833	-1.48668	-0.00179	+0.01222	-2.42974	-0.0016
13	1	+5.95812	-2.61348	-0.00167	+5.95063	-3.30764	-0.0008
	2	+4.97226	-1.80174	-0.00114	+4.96697	-2.26950	-0.0005
	3	+5.94790	-0.65855	-0.00031	+5.94552	-0.75853	-0.0000
	4	+0.01222	-2.42974	-0.00161	+0.00611	-3.13216	-0.0009
14	1	+5.95063	-3.30764	-0.00089	+5.94314	-3.51367	+0.0001
	2	+4.96697	-2.26950	-0.00059	+4.96169	-2.40031	+0.0001
	3	+5.94552	-0.75853	-0.00009	+5.94314	-0.74530	+0.0001
	4	+0.00611	-3.13216	-0.00094	-0.00000	-3.39114	-0.0000
15	1	+5.94314	-3.51367	+0.00012	+5.93565	-3.18644	+0.0010
	2	+4.96169	-2.40031	+0.00010	+4.95641	-2.16833	+0.0007
	3	+5.94314	-0.74530	+0.00012	+5.94076	-0.63732	+0.0002
	4	-0.00000	-3.39114	-0.00000	-0.00611	-3.13216	+0.0009
16	1	+5.93565	-3.18644	+0.00106	+5.92816	-2.42980	+0.0016
	2	+4.95641	-2.16833	+0.00074	+4.95112	-1.64842	+0.0011
	3	+5.94076	-0.63732	+0.00026	+5.93838	-0.47487	+0.0003
	4	-0.00611	-3.13216	+0.00094	-0.01222	-2.42974	+0.0016
17	1	+5.92816	-2.42980	+0.00167	+5.92067	-1.47594	+0.0017
	2	+4.95112	-1.64842	+0.00114	+4.94584	-1.00213	+0.0011
	3	+5.93838	-0.47487	+0.00031	+5.93600	-0.31752	+0.0002
	4	-0.01222	-2.42974	+0.00161	-0.01833	-1.48668	+0.0017
18	1	+5.92067	-1.47594	+0.00173	+5.91318	-0.64667	+0.0011
	2	+4.94584	-1.00213	+0.00116	+4.94055	-0.45163	+0.0007
	3	+5.93600	-0.31752	+0.00022	+5.93361	-0.23985	-0.0000
	4	-0.01833	-1.48668	+0.00179	-0.02445	-0.59544	+0.0013

STR. 01 MEMBER END ACTIONS DRIVE A

MEM NO.	LD. CSE	AXIAL (KN) LOWER JT.	SHEAR (KN) LOWER JT.	BM (KN-M) LOWER JT.	AXIAL (KN) UPPER JT.	SHEAR (KN) UPPER JT.	BM (KN-M) UPPER JT.
1	1	+331.750	+6.152	+38.870	-331.750	-6.152	-17.952
	2	+222.448	+5.687	+32.992	-222.448	-5.687	-13.657
	3	+82.475	+8.748	+41.389	-82.475	-8.748	-11.647
	4	+369.950	-3.686	-3.668	-369.950	+3.686	-8.864
2	1	+408.150	+15.648	+48.349	-408.150	-15.648	+4.853
	2	+286.197	+12.513	+39.819	-286.197	-12.513	+2.726
	3	+158.875	+13.052	+45.830	-158.875	-13.052	-1.452
	4	+369.950	+3.686	+3.668	-369.950	-3.686	+8.864
3	1	+333.339	+21.066	+20.841	-333.339	-21.066	+50.784
	2	+224.252	+15.593	+16.343	-224.252	-15.593	+36.672
	3	+84.064	+9.896	+14.189	-84.064	-9.896	+19.458
	4	+364.850	+12.090	+5.941	-364.850	-12.090	+35.164
4	1	+396.361	-4.066	+11.313	-396.361	+4.066	-25.138
	2	+276.833	-1.393	+10.523	-276.833	+1.393	-15.258
	3	+147.086	+7.104	+17.966	-147.086	-7.104	+6.187
	4	+364.850	-12.090	-5.941	-364.850	+12.090	-35.164
5	1	+335.280	-57.894	-42.537	-335.280	+57.894	-154.301
	2	+226.351	-38.635	-29.112	-226.351	+38.635	-102.247
	3	+86.005	-6.816	-9.295	-86.005	+6.816	-13.880
	4	+359.750	-61.116	-40.770	-359.750	+61.116	-167.024
6	1	+384.220	+74.894	+45.056	-384.220	-74.894	+209.582
	2	+267.174	+52.835	+31.214	-267.174	-52.835	+148.425
	3	+134.945	+23.816	+11.814	-134.945	-23.816	+69.161
	4	+359.750	+61.116	+40.770	-359.750	-61.116	+167.024
7	1	+19.714	-1.589	-10.590	-19.714	+6.689	+2.312
	2	+13.906	-1.804	-9.086	-13.906	+5.584	+1.699
	3	+5.949	-1.589	-10.242	-5.949	+6.689	+1.964
	4	+15.776	+5.100	+2.923	-15.776	-0.000	+2.177
8	1	+19.714	-6.689	-2.312	-19.714	+11.789	-16.166
	2	+13.906	-5.584	-1.699	-13.906	+9.364	-13.249
	3	+5.949	-6.689	-1.964	-5.949	+11.789	-16.514
	4	+15.776	+0.000	-2.177	-15.776	+5.100	-2.923
9	1	-78.960	-1.941	-8.246	+78.960	+7.041	-0.736
	2	-54.227	-2.099	-7.560	+54.227	+5.879	-0.418
	3	-16.712	-1.941	-10.164	+16.712	+7.041	+1.182
	4	-73.206	+5.100	+5.606	+73.206	-0.000	-0.506
10	1	-78.960	-7.041	+0.736	+78.960	+12.141	-19.918
	2	-54.227	-5.879	+0.418	+54.227	+9.659	-15.956
	3	-16.712	-7.041	-1.182	+16.712	+12.141	-18.000
	4	-73.206	+0.000	+0.506	+73.206	+5.100	-5.606
11	1	+74.894	+274.330	+111.701	-74.894	-244.430	+17.989
	2	+52.835	+181.551	+66.747	-52.835	-161.351	+18.979
	3	+23.816	+25.055	-28.720	-23.816	-18.105	+39.510

	4	+61.116	+298.800	+167.024	-61.116	-268.900	-25.099
12	1	+74.894	+244.430	-17.989	-74.894	-184.680	+125.266
	2	+52.835	+161.351	-18.979	-52.835	-120.926	+89.548
	3	+23.816	+18.105	-39.510	-23.816	-7.205	+45.838
	4	+61.116	+268.900	+25.099	-61.116	-209.150	+94.414
13	1	+74.894	+184.680	-125.266	-74.894	-95.030	+195.193
	2	+52.835	+120.926	-89.548	-52.835	-60.326	+134.861
	3	+23.816	+7.205	-45.838	-23.816	+6.845	+45.927
	4	+61.116	+209.150	-94.414	-61.116	-119.500	+176.576
14	1	+74.894	+95.030	-195.193	-74.894	+24.470	+212.833
	2	+52.835	+60.326	-134.861	-52.835	+20.424	+144.836
	3	+23.816	-6.845	-45.927	-23.816	+24.470	+38.099
	4	+61.116	+119.500	-176.576	-61.116	+0.000	+206.451
15	1	+74.894	-24.470	-212.833	-74.894	+143.970	+170.723
	2	+52.835	-20.424	-144.836	-52.835	+101.174	+114.437
	3	+23.816	-24.470	-38.099	-23.816	+42.095	+21.457
	4	+61.116	+0.000	-206.451	-61.116	+119.500	+176.576
16	1	+74.894	-143.970	-170.723	-74.894	+233.620	+76.325
	2	+52.835	-101.174	-114.437	-52.835	+161.774	+48.699
	3	+23.816	-42.095	-21.457	-23.816	+56.145	-3.103
	4	+61.116	-119.500	-176.576	-61.116	+209.150	+94.414
17	1	+74.894	-233.620	-76.325	-74.894	+293.370	-55.422
	2	+52.835	-161.774	-48.699	-52.835	+202.174	-42.288
	3	+23.816	-56.145	+3.103	-23.816	+67.045	-33.901
	4	+61.116	-209.150	-94.414	-61.116	+268.900	-25.099
18	1	+74.894	-293.370	+55.422	-74.894	+323.270	-209.581
	2	+52.835	-202.174	+42.288	-52.835	+222.374	-148.425
	3	+23.816	-67.045	+33.901	-23.816	+73.995	-69.161
	4	+61.116	-268.900	+25.099	-61.116	+298.800	-167.024