

46/85

مدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
الكلية العلمية
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

Génie Civil

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

SUJET

Chateau d'eau
1996...

Proposé par :

Etudié par :

Dirigé par :

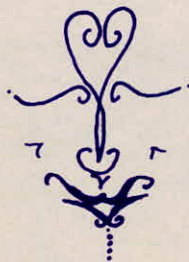
Ameur...
Mouk... M.

PROMOTION :

juin 85

Remerciements

Nous transmettons nos remerciements les plus vifs et les plus chaleureux à notre promoteur M^r Crainich et aux ingénieurs du bureau d'études militaires Mrs Brahimi, Zerati... et à tous ceux qui ont collaboré à mener à bien ce travail modeste, que tous trouveront ici notre gratitude sympathie et notre reconnaissance.



S'OMMAIRE

PAGE .

I.	GENERALITES	
II.	PRESENTATION DE L'OUVRAGE	
III.	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	
IV.	AVANT METRE'	
V.	CALCUL DU RESERVOIR	
VI.	CALCUL DES ELEMENTS	
VII.	ETUDE DYNAMIQUE	
VIII.	ETUDE AU VENT	
IX.	ETUDE AU SEISME	
X.	CALCUL DE LA TOUR	
XI.	ETUDE HYDRODYNAMIQUE	
XII.	FONDATAIONS	

GENERALITES'

Introduction :

Vue l'importance vital d'un château d'eau pour son alimentation en eau potable d'une agglomération ou commune et vue son importance du point de vue socio-économique, le château d'eau doit être considéré comme un élément très important dans la vie quotidienne, et doit être choisi d'une manière à ce que son emplacement attire l'attention de tout passant.

Pour toutes ses raisons, il doit aussi présenter un aspect architectural conforme au site, aux traditions, aux coutumes ... etc.

Et de ce fait (pour notre cas) on a été ramené à concevoir une architecture arabo-musulmane qui puisse s'intégrer dans le site et former un ensemble équilibré entre l'ouvrage et ce dernier.

Nous remarquerons aussi que le choix du site est lié aux facteurs suivants :

- l'implantation du réservoir sur un point haut et plus près du point desservi et ce, pour faciliter l'alimentation de l'agglomération.
- la proximité des points de plus fortes consommation.
- Réduction des longueurs de conduite d'alimentation.

Rôle - du - Réservoir - d'eau :

Il a pour rôle essentiel de régulariser les variations de la consommation selon les besoins et les périodes. Il doit aussi contenir en tout temps une réserve suffisante et ce pour faire face à une interruption imprévue des installations de refoulement.

Classification - des - Réservoirs :

les réservoirs peuvent être classés en fonction des critères suivants :

- a) Selon la position par rapport au sol :
(au niveau du sol - sur poteaux - sur pylones - sur bâtiment)
- b) Selon l'usage :
(réservoir d'enmagasinement - bassin de traitement - bassin sportif)
- c) selon la forme de la cuve :
(carré - rectangulaire - circulaire - tronçonnée - de forme q.q.)
- d) selon le volume :
(grand réservoir - moyen réservoir - petit réservoir)
- e) selon la nature du liquide :
réservoir à eau - citernes à produits noirs (goudrons - bitume)
réservoir à hydrocarbures (pétrole - essence).

Caractéristiques - d'un - Réservoir :

Un - Réservoir doit présenter les impératifs suivants :

a) Résistance :

L'ouvrage doit équilibrer les efforts auxquels il est soumis (Poids propre - Poids de l'eau - surcharges d'exploitation - efforts dues au vent et au séisme - retrait - fluage - etc...)

b) Durabilité :

Le matériau qui constitue le réservoir doit conserver toutes ses propriétés initiales et ce après un long contact avec l'eau.

c) Étanchéité :

Le réservoir doit présenter une étanchéité absolue et parfaite afin de préserver la cuve contre toute fissure.

**PRESENTATION
DE
L'OUVRAGE**

Caracteristiques du chateau d'eau :

L'ouvrage que nous nous proposons d'étudier est un chateau d'eau se caractérisant par :

- Capacité : 1000 m^3 .
- hauteur totale comptée à partir du niveau du sol : $29,95 \text{ m}$
- Site ALGER.
- Matériau utilisé : Béton Armé
- Forme géométrique : Cuve cylindrique sur tour prismatique
- Taux de travail du sol : $\sim 2,5 \text{ bars}$.

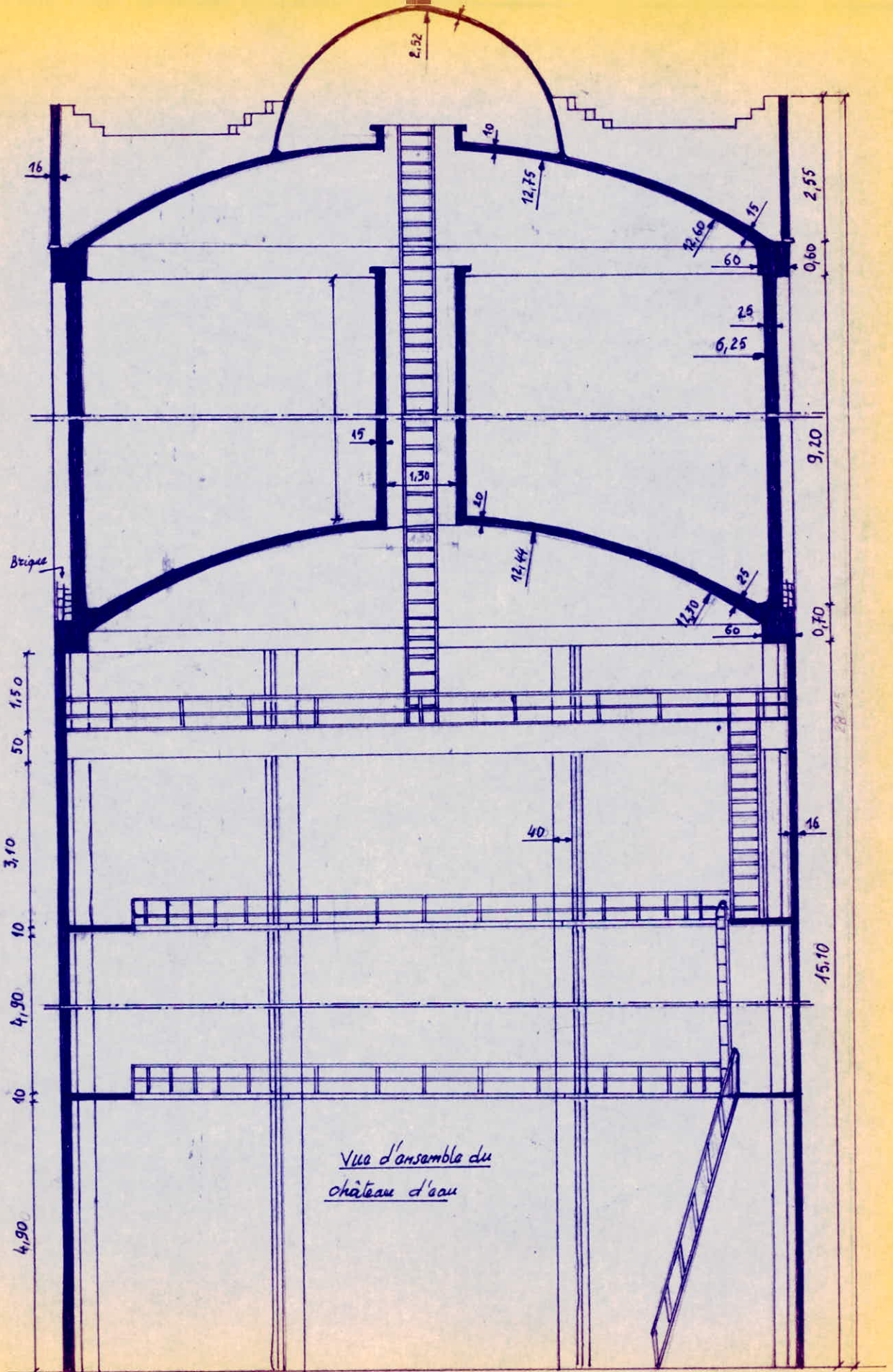
Description du chateau d'eau :

Le réservoir (ou cuve) est de type cylindrique reposant sur un fût prismatique. Ce dernier est composé d'un ensemble de voiles-poteaux en forme octaédrique (les poteaux étant noyés dans les voiles).

L'accès au réservoir se fera par une série d'échelles métallique séparées par des paliers de repos et une passerelle située à l'intérieur du fût.

Sur la hauteur du réservoir et juste au milieu, est prévue une cheminée intérieure permettant l'accès à la coupole supérieure pour d'éventuelles réparations.

Les détails géométriques seront indiqués sur le schéma ci-après.



*Vue d'ensemble du
 château d'eau*

CHARACTERISTIQUES
DES
MATERIAUX

1. Béton:

On utilisera un béton très étanche. Pour cela, le dosage sera porté à 400 kg/m^3 de CPA 325 avec un contrôle atténué.

1.1 - Contrainte de compression admissible: noté $\bar{\sigma}_b'$.

$$\bar{\sigma}_b' = \rho_b' \cdot \sigma_m'$$

σ_m' : contrainte d'écrasement du béton (ou résistance nominale) après 28 jours.
 $\rho_b' = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$ (ρ_b' étant une fraction de sa résistance nominale)
 $\alpha, \beta, \gamma, \delta, \epsilon$ sont des facteurs sans dimensions

— α : dépend de la classe du ciment utilisé. CPA 325 $\Rightarrow \alpha = 1$

— β : coefficient tenant compte de l'efficacité du contrôle exercé sur la qualité du béton mis en œuvre

$\beta = 5/6$	contrôle atténué
$\beta = 1$	" stricte

— γ : dépend des épaisseurs relatives t_m des éléments de construction et des dimensions des granulats c_g

$\gamma = 1$	si $t_m > 4c_g$
$\gamma = \frac{t_m}{4c_g}$	sinon

Dans notre cas $\gamma = 1$.

— δ : dépend de la nature des sollicitations.

* $\delta = 0,30$ compression simple.

* $\delta = 0,160$ flexion simple et en flexion composée quand l'effort normal est une traction.

* $\delta = 0,30 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right)$ avec un maximum de 0,6.
flexion composée quand l'effort est une compression.

avec: e_0 : excentricité de la force extérieure par rapport au C.D.G de la section complète du béton seul.

e_1 : rayon vecteur de même signe que e_0 du noyau central, situé dans le même plan radial passant par le centre de pression.

exemple:

section annulaire de faible épaisseur.

Soit D diamètre moyen, on aura alors: $e_1 = \frac{D}{4}$.

pour $0 < e_0 \leq 0,75D \Rightarrow \delta = 0,30 \left(1 + \frac{433 e_0}{D}\right)$

" $e_0 \geq 0,75D \Rightarrow \delta = 0,160$.

— ϵ : dépend de la nature de la sollicitation et de la forme de la section. Elle est toujours comprise entre: $0,5 < \epsilon \leq 1$.

* compression simple: $\epsilon = 1$.

Les autres cas on prendra aussi $\epsilon = 1$.

finallement on obtient : a) Sous SP1 :

* compression simple : $\bar{\sigma}'_{b0} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 300 = 75 \text{ bars}$.

* flexion simple : $\bar{\sigma}'_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,16 \times 1 \times 300 = 150 \text{ bars}$.

b) Sous SP2 :

* Compression simple : $\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \bar{\sigma}'_{b0} (\text{sous SP1}) = 112,5 \text{ bars}$.

* flexion simple : $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \bar{\sigma}'_b (\text{SP1}) = 225 \text{ bars}$.

1.2 Contrainte de traction de référence : noté ($\bar{\sigma}_b$)

c'est la fraction (ρ_b) de sa résistance à la compression à 28j

$$\bar{\sigma}_b = \rho_b \sigma'_{28} \quad \text{ou} \quad \rho_b = \alpha \beta \delta \theta \quad \alpha, \beta, \delta \text{ coefficients gardant la même signification qu'auparavant.}$$

* $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_b}$

or $\sigma'_b = 300 \text{ bars} \Rightarrow \theta = 0,018 + \frac{2,1}{300} = 0,025$.

On obtient donc : $\bar{\sigma}_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,025 \times 300 = 6,25 \text{ bars}$. $\bar{\sigma}_b = 6,25 \text{ bars}$

Remarques :

a) le fait de définir une contrainte de traction de référence n'entraîne pas l'obligation de limiter à cette valeur la contrainte de traction du béton calculée en prenant en considération les sections tendues homogènes (B+mA).

b) Etant faible et difficile à respecter, le nouveau texte du cahier des charges applicable à la construction des réservoirs et cuves en B.A. établi par la chambre syndicale des constructeurs en ciment armé en 1966 prévoit une contrainte admissible de traction $\bar{\sigma}_b$ égale à :

$$\bar{\sigma}_b = \theta \cdot \sigma_{28} \quad \sigma_{28} : \text{limite de rupture en traction à 28 jours.}$$

$$\sigma_{28} \leq 22 \text{ bars}$$

θ : coefficient ≥ 1

$$\theta = \begin{cases} \theta = 1 & \text{traction simple.} \\ \theta = 1 + \frac{2e_0}{3H} & \text{flexion composée} \\ \theta = \frac{5}{3} & \text{flexion simple.} \end{cases}$$

Compte tenu du dosage de notre béton et selon ce règlement nous limiterons $\bar{\sigma}_b$ à : $\bar{\sigma}_b = 22 \text{ bars}$.

1.3 Contrainte de cisaillement admissible :

La contrainte tangente du plan neutre τ_b est bornée au droit de chaque section droite en fonction de la contrainte maximale de compression du béton σ'_b coexistante sur cette même section droite par les inégalités suivantes :

$$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} \implies \tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} \leq \bar{\sigma}'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0} \implies \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}'_b$$

2 - ACIER :

On utilisera 2 types d'aciers.

- 1 * Acier doux FeE24. $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$
- * Acier à haute adhérence : FeE40 $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi \leq 20$
 $\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi > 20$

2-1. Contrainte admissible de traction.

En respectant les conditions de non fissuration exposé dans le CCBA 68 art 49, 82, la valeur maximale de la contrainte de traction admissible doit vérifier l'inégalité suivante:

$$\bar{\sigma}_a \leq \begin{cases} \bar{\sigma}_{a1} = \frac{2}{3} \sigma_{en} & \sigma_1: \text{contrainte de fissuration systématique} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) & \sigma_2: \text{" " " " accidentelle.} \end{cases}$$

a) Éléments autres que les parois du réservoir (pas en contact avec l'eau).

$$\sigma_1 = K \frac{\eta_f}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta_b \cdot K \cdot \bar{w}_b}{\phi}}$$

avec * ϕ : diamètre nominal [mm] de la plus grosse barre tendue.

* η_b : coefficient de fissuration. $\begin{cases} \eta_b = 1 & \text{pour barres lisses} \\ \eta_b = 1,6 & \text{" barres à H.A.} \end{cases}$

* K : coefficient numérique dépendant des conséquences de la fissuration. $\begin{cases} K = 1,5 \cdot 10^6 & \text{fissuration peu nuisible.} \\ K = 1 \cdot 10^6 & \text{" préjudiciable} \\ K = 0,5 \cdot 10^6 & \text{" très "} \end{cases}$

* \bar{w}_f : pourcentage de fissuration définie par:

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

ou: A : section totale des barres tendues.
 B_f : " de béton tendue ayant même c.d.g que les armatures tendues.

Valeurs de $\bar{\sigma}_{a1} = \frac{2}{3} \sigma_{en}$

* ADX. $\longrightarrow \bar{\sigma}_{a1} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

* Haute adhérence $\longrightarrow \bar{\sigma}_{a1} = \begin{cases} 2670 \text{ kg/cm}^2 & \phi > 20 \\ 2800 \text{ kg/cm}^2 & \phi \leq 20 \end{cases}$

Les valeurs de σ_2 et $\bar{\sigma}_a$ après comparaison sont données dans le tableau suivant:

	ϕ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
b^3	ADX	1935	1766	1530	1368	1249	1156	1081	967	865	765
	HA	2448	2234	1935	1731	1580	1463	1368	1224	1094	967
$1b^3$	ADX	1600	1600	1530	1368	1249	1156	1081	967	865	765
	HA	2448	2234	1935	1731	1580	1463	1368	1224	1094	967

Remarque: On ne considérera que les valeurs de σ_2 (puisque $\sigma_2 > \sigma_1$)

b) Parois du réservoir (éléments en contact permanent avec l'eau.)

Dans le cas où l'élément considéré est constamment en contact avec l'humidité, les contraintes σ_1 et σ_2 seront majorées de 300η car le gonflement du béton réduit ainsi la largeur des fissures et ce en raison de l'absence du retrait.

$$\sigma_1 = k \cdot \eta \cdot \frac{\bar{w}_b}{\phi} + 300 \eta \quad ; \quad \sigma_2 = 24 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} + 300 \eta$$

$\bar{\sigma}_a$ garde les mêmes valeurs que dans le cas a) et les valeurs de $\sqrt{\sigma_2}$ et $\bar{\sigma}_a$ après comparaison seront données dans le tableau suivant :

	ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
$\sqrt{\sigma_2}$	ADX	2235	2066	1830	1668	1549	1456	1381	1267	1165	1065
	HA	2928	2714	2415	2211	2060	1943	1848	1704	1574	1447
$\bar{\sigma}_a$	ADX	1600	1600	1600	1600	1549	1456	1381	1267	1165	1065
	HA	2800	2714	2415	2211	2060	1943	1848	1704	1574	1447

Remarque: Les valeurs de $\bar{\sigma}_a$ obtenues suivant les 2 cas a) et b) seront les valeurs définitives que l'on prendra lors des calculs.

2-2. Contrainte admissible de compression $\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma_{en}$

Dans le cas des pièces soumises à la compression simple pour lesquelles l'acier utilisé serait tel que $\sigma_{en} < 3300 \text{ kg/cm}^2$, la valeur de $\bar{\sigma}'_a$ sera réduite à :

$$\sigma'_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} \cdot \frac{\sigma_{en}}{3340}$$

* Acier HA $\longrightarrow \sigma'_a = \begin{cases} 2800 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour } \phi \leq 20 \\ 2670 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour } \phi > 20 \end{cases}$
 * Acier doux $\longrightarrow \sigma'_a = 1150 \text{ kg/cm}^2$

2-3. Contrainte admissible d'adhérence, $\bar{\tau}_d$:

Cette contrainte est donnée suivant 2 zones :

- * zone d'ancrage normale $\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b$
- * zone d'ancrage pleine masse $\bar{\tau}_d = 2 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b$

avec $\psi_d = \begin{cases} 1 & \text{Ronds lisses} \\ \frac{1,5}{\sqrt{e}} \eta_d & \text{Aciers à H.A.} \end{cases}$ ψ_d : coefficient de scellement droit.
 η_d : valeur du coefficient de scellement égal à $\sqrt{e} \Rightarrow \psi_d = 1,5$.

Valeurs de $\bar{\tau}_d$ (kg/cm^2) avec $\bar{\sigma}_b = 6,25 \text{ Bars}$.

$\bar{\tau}_d$ (kg/cm^2)	HA	Doux.
Normal	17,58.	7,81.
pleine masse	28,12.	12,50

2.4. Recouvrement des armatures droites et longueur de scellement.

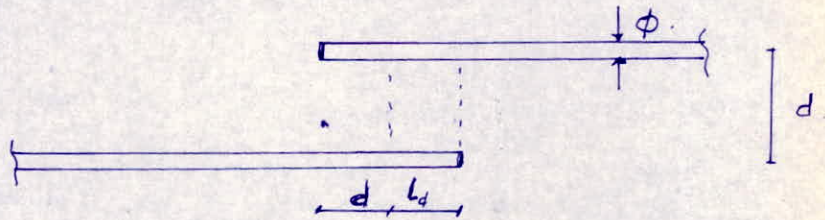
La jonction de deux barres parallèles, identiques est assurée par recouvrement lorsque leurs extrémités se chevauchent sur une longueur l_r

$$\begin{cases} l_r = l_d & \text{si } d \leq 5\phi \\ l_r = l_d + d & \text{si } d > 5\phi \end{cases} \quad \text{où } d: \text{ distance entre axes des barres.}$$

La longueur de scellement droit l_d d'une barre est la longueur minimale de la zone rectiligne sur laquelle son ancrage peut être total lorsqu'elle est isolée :

$$\begin{cases} l_d = \frac{\phi}{4} \frac{f_{td}}{f_{td}} & \text{en traction.} \\ l_d = \frac{\phi}{4} \frac{f_{td}}{f_{td}} & \text{en compression.} \end{cases}$$

ϕ : étant le diamètre nominal de la barre.



LIVINT METIRE

Dans ce chapitre, nous allons calculer les différents volumes ainsi que les surfaces et ce pour déterminer les poids de tous les éléments constituant notre ouvrage, et se définissant comme suit:

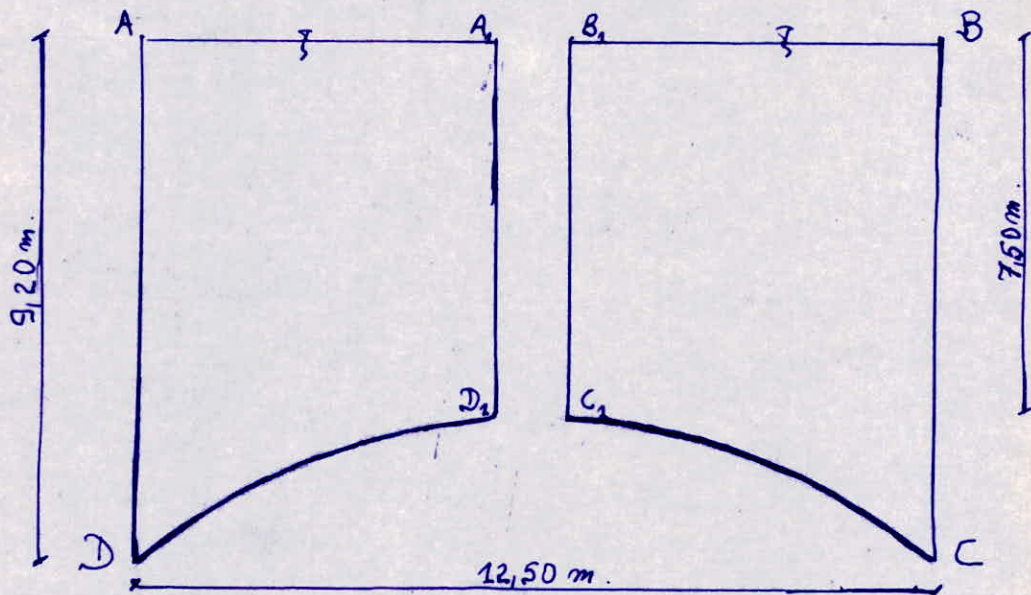
- Acrotère.
- Une demi-coque au dessus du lanterneau.
- Lanterneau.
- coupole supérieure.
- Ceinture haute.
- Cuve (parois du réservoir).
- coupole inférieure.
- Ceinture basse.
- cheminée intérieure.
- Poids de la tour.

A. Evaluation des charges de la cuve.

I. Calcul des volumes et des poids.

I-1. Volume et poids de l'eau.

Le volume d'eau contenu à l'intérieur de la cuve sera égal au volume du grand cylindre ABCD diminué du volume $A_1B_1C_1D_1$ de la cheminée intérieure et du volume DD_1C_1C de la coupole inférieure.



* volume du grand cylindre : $D = 12,50 \text{ m}$
 $H = 9,20 \text{ m}$

$$V_c = \frac{\pi D^2}{4} \cdot H = \frac{\pi (12,5)^2}{4} \cdot 9,20$$

d'où : $V_c = 1129 \text{ m}^3$

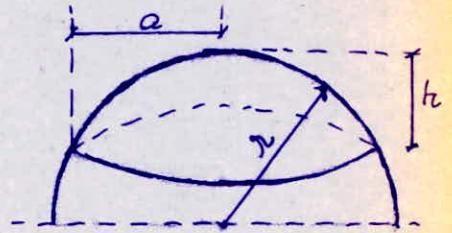
* volume de la cheminée : $h_2 = 7,50 \text{ m}$.
 $d = 1,60 \text{ m}$.

$$V = \pi \frac{d^2}{4} \cdot h_2 = \pi \cdot \left(\frac{1,6}{4}\right)^2 \cdot 7,50 = 15,08 \text{ m}^3$$

* volume de la coupole intérieure :

$$V = \frac{1}{6} \pi h (3a^2 + h^2)$$

avec : $h = 1,70 \text{ m}$.
 $r = 12,50 \text{ m}$.
 $a = 6,30 \text{ m}$.



d'où : $V = \frac{1}{6} \pi \cdot 1,70 [3 \cdot 6,30^2 + 1,70^2] = 108,56 \text{ m}^3$

finallement le volume d'eau sera :

$$V_{\text{eau}} = V_c - V - V = 1003 \text{ m}^3 \implies P_{\text{eau}} = 1003 \text{ t}$$

I. 2. Volume et poids de la cuve :

** volume coupole intérieure (partie béton) :

$$V = \frac{1}{6} \pi h (3a^2 + h^2) \quad \text{avec : } h = 1,7 \text{ m}, a = 6,3 \text{ m} \rightarrow V = 108,56 \text{ m}^3$$

$$V' = \frac{1}{6} \pi h' (3a^2 + h'^2) \quad \text{avec : } h' = 1,5 \text{ m}, a = 6,3 \text{ m} \rightarrow V'_1 = 95,28 \text{ m}^3$$

d'où : $V_{\text{coupole intérieure}} = 13,28 \text{ m}^3 \implies$

Le volume réel de la coupole intérieure sera égal au volume ($V = 13,28 \text{ m}^3$) diminué au volume du trou de la cheminée de hauteur e (épaisseur de la coupole).

* volume du trou de la cheminée : $V_{\text{trou}} = e \pi \frac{D_1^2}{4}$

avec : $e = 0,20 \text{ m}$. \longrightarrow $V_{\text{trou}} = 0,265 \text{ m}^3$.
 $D_1 = 1,3 \text{ m}$.

finallement le volume réel sera de :

$$V_{\text{coupole int réel}} = 13,28 - 0,265 = 13,015 \text{ m}^3 \longrightarrow G_{\text{coupole int réel}} = 13,015 \times 25 = 3254 \text{ t}$$

** Volume de la coupole supérieure.

C'est le volume total de la coupole supérieure diminué du volume du trou d'épaisseur e (hauteur). Donc :

* volume coupole supérieure :

$$V_1 = \frac{1}{6} \pi h_1 [3a^2 + h_1^2] \quad \text{avec : } h_1 = 1,60 \text{ m.}$$

$$V_2 = \frac{1}{6} \pi h_2 [3a^2 + h_2^2] \quad \text{et : } h_2 = 1,50 \text{ m}$$

$$a = 6,30 \text{ m.}$$

$$V = V_1 - V_2 \quad \text{A.N : } V = 6,41 \text{ m}^3.$$

* volume du trou : $h = e = 0,10 \text{ m}$ $D = 1,30 \text{ m}$.

$$V = \pi R^2 \times h = \pi \times 0,65^2 \times 0,10 = 0,133 \text{ m}^3.$$

finalement on aura :

$$V_{\text{coupole supérieure}} = 6,28 \text{ m}^3 \longrightarrow G_{\text{coupole supérieure}} = 6,28 \times 2,5 = 15,70 \text{ t.}$$

** Volume du voile intérieur.

de hauteur $h = 9,20 \text{ m}$, de rayon extérieur $R_{\text{ext}} = 6,50 \text{ m}$ et de rayon intérieur $R_{\text{int}} = 6,25 \text{ m}$. Son volume sera de :

$$V = \pi h (R_{\text{ext}}^2 - R_{\text{int}}^2) = \pi \times 9,20 [(6,5)^2 - (6,25)^2] = 92,13 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{voile intérieure}} = 92,13 \text{ m}^3 \longrightarrow G_{\text{voile intérieure}} = 92,13 \times 2,5 = 230,325 \text{ t.}$$

** Surface et poids du mûr (en brique) extérieur :

c'est un mur composée de 8 côtés (octaédrique). Chaque côté a une hauteur $h = 9,20 \text{ m}$, de côté $A = 5,50 \text{ m}$.

$$S_{\text{mur ext}} = 8 [A \times h] = 8 \times 9,20 \times 5,50 = 404,80 \text{ m}^2.$$

$$\longrightarrow G_{\text{mur ext}} = 162 \text{ t.}$$

** Volume de la ceinture inferieure :

$V_{\text{ceinture inf}} = \pi [R_{\text{ext}}^2 - R_{\text{int}}^2] \times h$ avec: $h = 0,70 \text{ m}$.
 $R_{\text{ext}} = 6,25 + 0,60 = 6,85 \text{ m}$.
 $R_{\text{int}} = 6,25 \text{ m}$.

$V = \pi [6,85^2 - 6,25^2] \times 0,70 = 17,285 \text{ m}^3$.

$V_{\text{ceinture inferieure}} = 17,285 \text{ m}^3 \longrightarrow G_{\text{ceinture inferieure}} = 17,285 \times 2,5 = 43,21 \text{ t}$

** Volume de la ceinture superieure :

$V_{\text{ceinture sup}} = \pi [R_{\text{ext}}^2 - R_{\text{int}}^2] \times h$ avec: $R_{\text{ext}} = 6,25 - 0,06 + 0,60 = 6,79 \text{ m}$.
 $R_{\text{int}} = 6,25 - 0,06 = 6,19 \text{ m}$.
 $h = 0,60 \text{ m}$.

$V = \pi [6,79^2 - 6,19^2] \times 0,60$

$V_{\text{ceinture sup}} = 14,68 \text{ m}^3 \longrightarrow G_{\text{ceinture sup}} = 14,68 \times 2,5 = 36,70 \text{ t}$

** Volume de la 1/2 coque :

$V = \frac{4}{3} \pi \frac{[R_{\text{ext}}^3 - R_{\text{int}}^3]}{2}$ avec: $e = 8 \text{ cm}$. epaisseur de la coque
 $R_{\text{ext}} = 2,6 \text{ m}$.
 $R_{\text{int}} = 2,6 - 0,08 = 2,52 \text{ m}$.

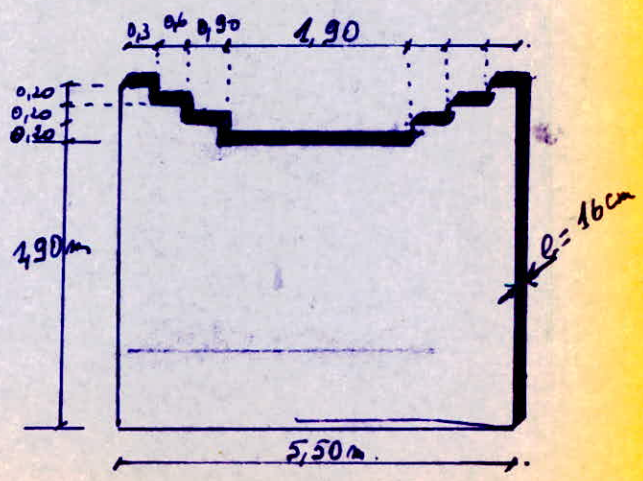
D'où: $V = \frac{4}{3} \pi [2,6^3 - 2,52^3] \times \frac{1}{2} = 3,29 \text{ m}^3$

$V_{\frac{1}{2} \text{ coque}} = 3,29 \text{ m}^3 \longrightarrow G_{\frac{1}{2} \text{ coque}} = 3,29 \times 2,5 = 8,225 \text{ t}$

** Volume de l'acrotère :

L'acrotère est composée elle aussi de 8 côtés dont la forme est indiquée sur le schéma suivant :

Nous allons décomposer notre côté d'acrotère en 4 volumes :



$$V_1 = 1,90 \times 5,50 \times 0,16 = 1,672 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 2 \left[0,90 \times 0,20 \times 0,16 \right] = 0,0576 \text{ m}^3$$

$$V_3 = 2 \left[0,60 \times 0,20 \times 0,16 \right] = 0,0384 \text{ m}^3$$

$$V_4 = 2 \left[0,30 \times 0,20 \times 0,16 \right] = 0,0192 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{acrotère}} = 8 \times 1,79 = 14,32 \text{ m}^3 \longrightarrow G_{\text{acrotère}} = 14,32 \times 2,5$$

$$= 35,8 \text{ t.}$$

** Volume de la cheminée :

$$V = \frac{\pi}{4} (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \times h = \frac{\pi}{4} [1,60^2 - 1,30^2] \times 7,50 = 5,12 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{cheminée}} = 5,12 \text{ m}^3 \longrightarrow G_{\text{cheminée}} = 5,12 \times 2,5$$

$$= 12,8 \text{ t.}$$

II - Calcul des surfaces et des poids (surcharges)

** Surface de la coque :

$$A = 2\pi R^2 \text{ avec } R = 2,6 \text{ m.}$$

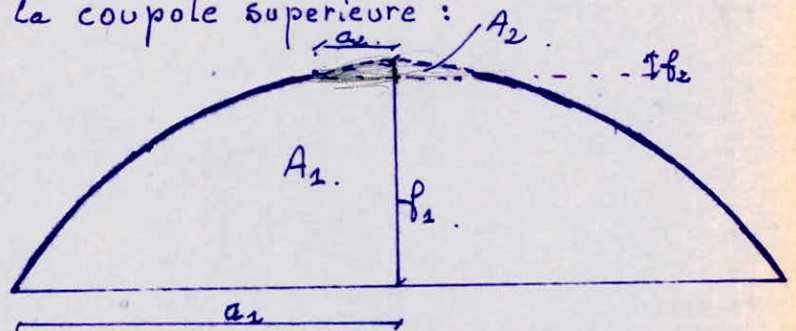
$$A = 2\pi \times 2,6^2 = 42,47 \text{ m}^2$$

$\frac{1}{2}$ coque.

** Surface de la coupole supérieure :

$$\begin{cases} a_1 = 6,20 \text{ m} \\ f_1 = 1,60 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_2 = 5,20 \text{ m} \\ f_2 = 0,28 \text{ m} \end{cases}$$



$$A = A_1 - A_2 \text{ avec: } A_1 = 2\pi a_1 f_1 = \pi (a_1^2 + f_1^2)$$

$$= \pi (6,20^2 + 1,60^2) = 128,80 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \pi (a_2^2 + f_2^2) = \pi (5,20^2 + 0,28^2)$$

$$= 85,19 \text{ m}^2$$

D'où :

$$A = 128,80 - 85,19 = 43,61 \text{ m}^2$$

coupole supérieure.

** Surface de la coupole intérieure :

même procédé de calcul que celui de la coupole supérieure.

$$A_1 = \pi (a_1^2 + f_1^2) \quad \text{avec : } a_1 = 6,20 \text{ m.} \quad f_1 = 1,70 \text{ m.}$$

$$A_2 = \pi (a_2^2 + f_2^2) \quad a_2 = 0,65 \text{ m.} \quad f_2 = 0.$$

$$A_1 = \pi [6,20^2 + 1,70^2] = 129,84 \text{ m}^2.$$

$$A_2 = \pi [0,65^2 + 0] = 1,33 \text{ m}^2.$$

$$\text{D'où : } A = A_1 - A_2 = 128,51 \text{ m}^2. \quad \longrightarrow \quad A_{\text{coupole}} = 128,51 \text{ m}^2.$$

** Surface de la cheminée intérieure :

$$A = 2\pi r h \quad \text{avec : } r = \frac{1,60}{2} = 0,80 \text{ m.}$$

$$h = 7,50 \text{ m.}$$

$$A = 2\pi \cdot 0,80 \times 7,50 = 37,70 \text{ m}^2. \quad \longrightarrow \quad A_{\text{cheminée}} = 37,70 \text{ m}^2.$$

** Surface du voile intérieure :

$$A = 2\pi R h \quad \text{avec : } R = \frac{14,50}{2} = 7,25 \text{ m.}$$

$$h = 9,20 \text{ m.}$$

$$A = 361,30 \text{ m}^2.$$

** Surface et poids du brique :

$$A = 2\pi R_m \cdot h = 2\pi (6,565) \times 9,20 = 379,50 \text{ m}^2.$$

On la densité des briques est de : $\rho_{\text{brique}} = 171 \text{ kg/m}^3.$

On aura donc un poids égal à :

$$G_{\text{briques}} = 379,50 \times 0,171 = 64,89 \text{ t.}$$

$$\underline{G_{\text{briques}} = 64,89 \text{ t.}}$$

II. 2. Calcul des surcharges.

** Surcharge de la 1/2 coque :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{étanchéité : } 100 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Isolations thermiques : } 20 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\Sigma : 120 \text{ kg/m}^2 = q.$$

D'où la surcharge de la 1/2 coque : $P = A \times q.$

$$P_{\text{coque}} = 4247 \times 0,120 = 5,09 \text{ t} \longrightarrow \underline{P_{\text{coque}} = 5,09 \text{ t.}}$$

** Surcharge de la coupole supérieure :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{étanchéité : } 100 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Isolation thermique : } 20 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Surcharge d'exploitation : } 100 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right.$$

$$q = (100 + 20) + 1,2 \times 100 = 240 \text{ kg/m}^2.$$

D'où :

$$P_{\text{coupole sup}} = 43,61 \times 0,240 = 10,466 \text{ t.}$$

$$\longrightarrow \underline{P_{\text{coupole supérieure}} = 10,466 \text{ t.}}$$

** Surcharge de la cuve :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{étanchéité : } 50 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Isolation thermique : } 20 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Protection : } 10 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right.$$

$$q = 80 \text{ kg/m}^2.$$

Les surcharges de la cuve sont en réalité la somme des surcharges :

- de la coupole intérieure.
- de la cheminée intérieure.
- du voile intérieure.

c.a.d :

$$P_{\text{cuve}} = P_{\text{coupole intérieure}} + P_{\text{cheminée intérieure}} + P_{\text{voile intérieure}}$$

$$P_{\text{cuve}} = (128,52 + 37,70 + 361,30) \times 0,08$$

$$P_{\text{cuve}} = 10,28 + 3,02 + 28,90 \Rightarrow \underline{42,17 \text{ t} = P_{\text{cuve}}}$$

III - Poids total des éléments de la cuve (y compris les surcharges)

Tous les résultats obtenus seront dressés dans le tableau ci-dessous.

Éléments	Poids G_i [t]. (calculé par les volumes)	Poids P_i [t] (surcharges)	Poids [t] total G_t
eau.	1003.	/	1003.
couple inférieure	32,54.	10,28	42,82.
couple supérieure	15,70	10,466	26,166
1/2 coque.	8,225	5,09	13,315.
ceinture inférieure	43,21	/	43,21
ceinture supérieure	36,70	/	36,70
voile inférieure	230,325	28,90	259,225
Mur. extérieur	162	/	162.
acrotère	35,80	/	35,80
Briques.	64,89	/	64,89
lanterneau.	0,675	/	0,675
Cheminée	12,80	3,02	15,82.

finallement, on obtient :

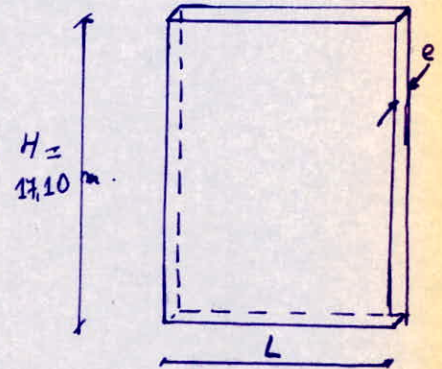
- a) Cuve vide : * avec surcharges $\longrightarrow G = 700,62t$
* sans surcharges $\longrightarrow G = 695,388t$.
- b) Cuve pleine : * avec surcharges $\longrightarrow G = 1703,68t$
* sans surcharges $\longrightarrow G = 1698,388t$

B. Evaluation des charges du fût (Tour)

I. Poids du voile par mètre linéaire :

$$G = 8 [e \times L] \times \rho_{\text{béton}} = 8 [0,16 \times 5,50] \times 25 = 17,6 \text{ t/ml}$$

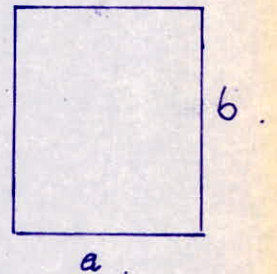
1 seul côté
du voile



II. Poids des poteaux par mètre linéaire :

$$G = 8 [a \times b] \rho_{\text{béton}} = 8 [0,140 \times 0,160] \times 25$$

$$G = 4,8 \text{ t/ml}$$



III. Poids du plancher de repos :

Notre plancher se compose par les éléments suivants :

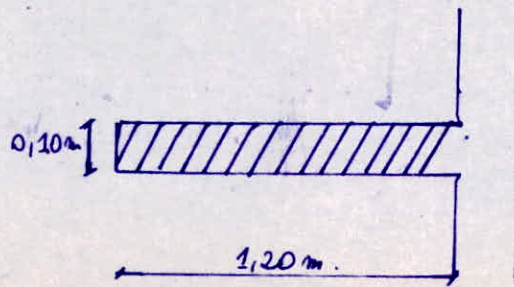
* poids propre : -----	250 kg/m ²	} 270 kg/m ²
* escalier + accessoir : -----	20 kg/m ²	
* surcharges d'exploitation : -----	150 kg/m ²	
	$q = 270 + 1,2 \times 150 = 450 \text{ kg/m}^2$	

Chaque plancher a une surface égale à : $S = 5,72 \text{ m}^2$

où :

* plancher avec surcharges : $\begin{cases} G = (0,270 + 1,2 \times 0,150) \times 5,72 \\ G = 2,574 \text{ t} \end{cases}$

* plancher sans surcharges : $\begin{cases} G = 0,270 \times 5,72 \\ G = 1,544 \text{ t} \end{cases}$



IV Poids de la passerelle :

Elle se compose des elements suivants :

- * Poutre : $(0,40 \times 0,50 \times 12,5) \times 8,5 = 6,25 \text{ t}$
- * Dalle : $(0,60 \times 0,08 \times 12,5) \times 2,5 = 1,50 \text{ t}$
- * Accessoires : $(1,80 \times 12,5) \times 0,02 = 0,25 \text{ t}$
- * Surcharges : $(1,70 \times 12,5) \times (1,2 \times 0,150) = 2,25 \text{ t}$.

- Donc : * passerelle avec surcharges : $G = 10,25 \text{ t}$.
 * passerelle sans surcharges : $G = 8,00 \text{ t}$.

On aura finalement un poids du fût égal à : (exprimé en t)

* $G_{\text{fût}} = (17,6 + 4,80) \times 17,10 + 2 \cdot 2,574 + 10,25 = 398,438 \text{ t}$
 (avec surcharges).

* $G_{\text{fût}} = (17,6 + 4,80) \times 17,10 + 2 \cdot 1,544 + 8,00 = 394,128 \text{ t}$
 (sans surcharges).

Les résultats obtenus seront dressés dans le tableau ci-dessous.

elements	avec surcharges (t)	sans surcharges (t)
Cuve - vide	700,62	695,388
Cuve - pleine	1703,62	1698,388
fût	398,438	398,438

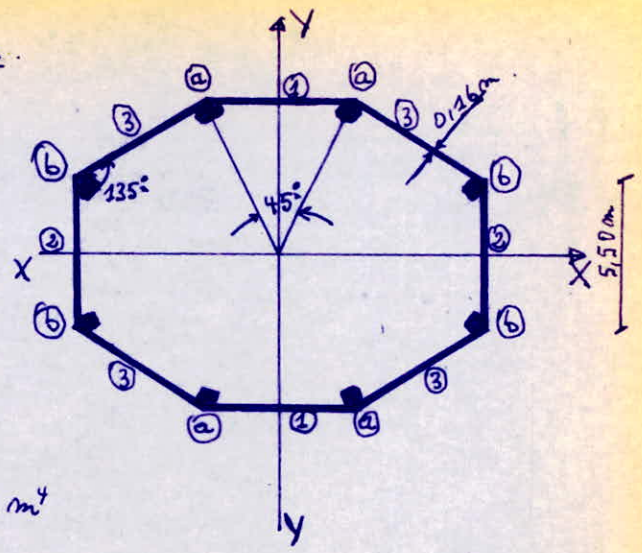
C. Evaluation du moment d'inertie du fût.

Avant de déterminer le moment d'inertie du fût c.a.d l'ensemble voiles-poteaux par rapport à ces axes principaux (XX-YY), il faut considérer 2 cas :

- * Soit le cas où les éléments sont perpendiculaires aux axes (XX-YY) et pour cela appliquer tout simplement le théorème de Huyghens
- * Soit le cas où les éléments sont inclinés d'un angle $\alpha = 45^\circ$, et pour cela appliquer les formules de rotation et par la suite le théorème de Huyghens.

- Notation : * Soit (XX-YY) les axes p.p. de l'élément considéré (fût).
 * (xx-yy) les axes p.p. des éléments considérés et passant par le c.d.g de chacun.
 * (x_1, x_2, y_1, y_2) les axes p.p. des éléments inclinés et ramenés sur un même plan que les axes (XX-YY).

I - Moment d'inertie des voiles.



* voiles n° 1 :

$$I_x = \frac{(0,16)^3 \cdot (5,50)}{12} = 0,002 \text{ m}^4$$

$$I_x = I_x + (0,16 \times 5,50) (6,71)^2 = 39,623 \text{ m}^4$$

* voiles n° 2 :

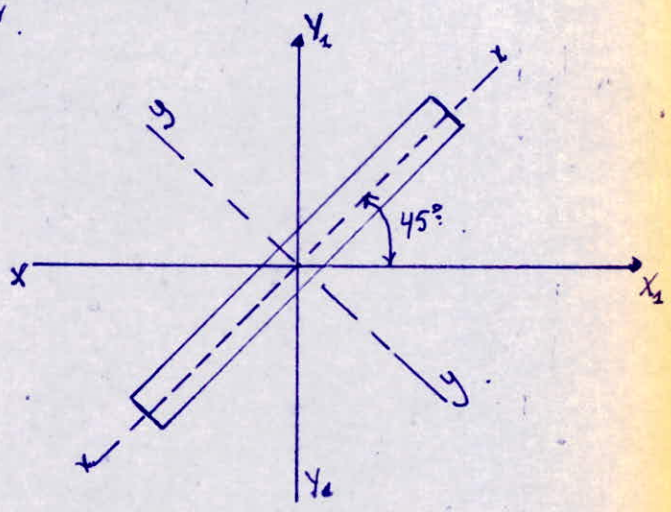
$$I_x = \frac{(5,50)^3 \cdot (0,16)}{12} = 2,22 \text{ m}^4$$

$$I_x = I_x = 2,22 \text{ m}^4$$

* voiles n° 3 :

$$I_x = 0,002 \text{ m}^4$$

$$I_y = 2,22 \text{ m}^4$$



$$\begin{cases} I_{x_2} = \frac{(I_x + I_y)}{2} + \frac{(I_y - I_x)}{2} \cos(135^\circ) = 0,327 \text{ m}^4 \\ I_{y_2} = \frac{(I_x + I_y)}{2} - \frac{(I_y - I_x)}{2} \cos(135^\circ) = 1,895 \text{ m}^4 \end{cases}$$

D'où :

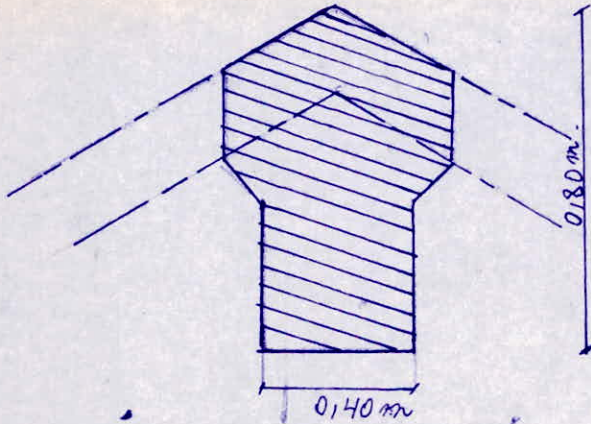
$$I_x = I_{x_2} + (5,50) \cdot (0,16) (4,61)^2 = 19,03 \text{ m}^4$$

finallement on aura le moment d'inertie total I_x (de tous les voiles)

$$I_{x(\text{voiles})} = 2 [39,623 + 2,22] + 4 [19,03]$$

$$\underline{I_{x(\text{voiles})} = 159,80 \text{ m}^4}$$

II - Moment d'inertie des poteaux.



Poteau

* 1^{er} cas : poteaux (a) . $I_x = 0,0072 \text{ m}^4$
 $I_y = 0,0032 \text{ m}^4$

D'où :

$$\begin{cases} I_{x2} = \frac{(I_x + I_y)}{2} + \frac{(I_x - I_y)}{2} \cos(45^\circ) = 0,0066 \text{ m}^4 \\ I_{y2} = \frac{I_x + I_y}{2} - \frac{I_y - I_x}{2} \cos(45^\circ) = 0,0038 \text{ m}^4 \end{cases}$$

Par rapport à (X-X) on aura : $I_x = I_{x2} + [Sd^2]$

A.N : $I_x = 1,57 \text{ m}^4$. avec : $S = 4400 \text{ cm}^2$ $d = 2,55 \text{ m}$

* 2^e cas : poteaux (b) ; $I_x = 0,0032 \text{ m}^4$
 $I_y = 0,0072 \text{ m}^4$

$$\begin{cases} I_{x2} = \frac{(I_x + I_y)}{2} + \frac{(I_y - I_x)}{2} \cos(45^\circ) = 0,038 \text{ m}^4 \\ I_{y2} = \frac{I_x + I_y}{2} - \frac{I_y - I_x}{2} \cos(45^\circ) = 0,0066 \text{ m}^4 \end{cases}$$

Donc : $I_x = I_{x2} + [Sd^2] = 9,955 \text{ m}^4$

Le moment d'inertie de tous les poteaux sera égale à :

$$I_{x \text{ poteaux}} = (1,57 + 9,955) \cdot 4 = 46,1 \text{ m}^4$$

finalement le moment d'inertie total (voiles - poteaux)

$$I_{x(\text{TT})} = I_{x(\text{voiles})} + I_{x(\text{poteaux})} = 205,90 \text{ m}^4$$

D. Détermination du centre de gravité.

Pour cela on doit considérer 2 cas : cuve vide et cuve pleine.

1^{er} cas : Cuve vide.

$$y = \frac{\sum G_i y_i}{\sum G_i}$$

G_i : poids de chaque élément
 y_i : c.d.g " " "

$$y = \frac{13,315(23,63) + 35,80(26,675) + 0,675(27,633) + 26,166(26,63) + 0,33(27,30)}{13,315 + 35,80 + 0,675 + 26,166 + 0,33} +$$

$$\frac{36,70(25,30) + 486,115(20,14) + 12,8(21,35) + 42,82(16,11) + 0,33(17,25) + 43,21(15,45)}{36,70 + 486,115 + 12,80 + 42,82 + 0,33 + 43,21}$$

$$y = 20,82 \text{ m par rapport au niveau } 0-0.$$

$$y = 22,82 \text{ m " " à l'encastrement } \frac{1}{1111}$$

2^e cas : Cuve pleine.

Pour ce cas on déterminera le C.D.G de l'eau (seul) puis le C.D.G de l'ens des éléments agissant ensemble.

* C.D.G de l'eau.

- coupole inférieure : $V = 108,56 \text{ m}^3 \rightarrow y = 1,061 \text{ m}$.
- cylindre de hauteur 9,20 m : $V = 1129 \text{ m}^3 \rightarrow y = 4,6 \text{ m}$.
- cheminée de hauteur 7,50 m : $V = 15,08 \text{ m}^3 \rightarrow y = 3,75 \text{ m}$.

$$\text{D'où : } y_{\text{eau}} = \frac{1129(4,6) - (3,75 + 1,7)(15,08) - 108,56(1,061 + 0,35)}{1129 - 15,08 - 108,56}$$

$$y_{\text{eau}} = 4,93 \text{ m}$$

par au niveau (0-0) et l'encastrement on obtient :

$$y_{\text{eau}/0-0} = 20,73 \text{ m}$$

$$y_{\text{eau}/\frac{1}{1111}} = 22,73 \text{ m}$$

Pour les éléments agissant ensemble on aura :

$$y = \frac{700,62 \cdot (22,82) + 1003(22,73)}{700,62 + 1003} = 22,767 \text{ m } \frac{1}{1111}$$

$$\underline{y/\frac{1}{1111} = 22,767 \text{ m}} \text{ par rapport à l'encastrement}$$

CALCUL DU

RESERVOIR

Introduction:

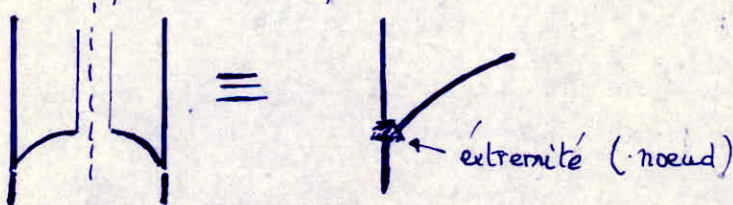
Les hypothèses de l'équilibre des membranes "théorie des plaques et coques par TIMOSHENKO" conduisent uniquement pour toute facette à l'existence de tensions normales et de cisaillement situées dans le plan tangent correspondant. Donc cette théorie se caractérise par l'absence des moments de flexion et des efforts tranchants.

Cette dernière est fondée sur le fait qu'une membrane est supposée réagir comme une peau de tambour où n'apparaît aucun effort de flexion. Mais puisque une membrane n'a rien de commun avec une coque ni dans sa conformation ni dans son état de contrainte, nous utiliserons pour les calculs une méthode de flexion exposée dans le livre roumain "Constructions Industrielles en B.A" qui consiste à déterminer les efforts normaux n_x et n_y donnée par l'état de membrane, puis à ces efforts on superpose les efforts dus à la perturbation marginale de l'état de contrainte. Entre temps on calculera les m_i^f d'encastrement parfaits m_i^f (à noeud fixe) et m_i^d (sous 1 déplacement Δ).

D'autre part on remarque que l'état de membrane est isostatique tandis que notre système est hyperstatique. Pour cela la méthode de flexion nous permet de décomposer notre structure (coques convergent vers 1 noeud) en sous-structures (coques séparées) et par la suite considérer chaque tronçon encastree au niveau du noeud se comportant librement.

Principe et étapes de calcul:

Le principe est la separation de la cuve en 3 tronçons différents,



en considérant que chaque coque sera encastree à son extrémitée (au niveau du noeud) et par la suite déterminer toutes les sollicitations qui peuvent exister dans chaque tronçon.

Cette méthode comme nous l'avons dit tient compte des moments fléchissants qui engendrent l'existence d'efforts normaux supplémentaires qui doivent donc être superposés aux efforts normaux déjà existant. Pour cela et afin de déterminer les moments d'encastrement il fallait faire appel au principe du type cross pour la détermination du moment d'encastrement suivant que le noeud est fixe (On aura m_i^f) ou le noeud est déplaçable (m_i^d) et par la suite apporter les corrections sur le déplacement $\Delta - \Delta_0$ et déterminer le moment final pour chaque tronçon ($m = m_i^f + \Delta m_i^d$) qui comme nous l'avons dit engendrera des efforts normaux superposables.

hypothèses de la méthode (ou hypothèse de LOVE-KIRCOFF).

Cette hypothèse est basée sur le fait que la normale droite ou l'effort exercé sur une coque doit rester droit avant et après la déformation.

D'autres hypothèses peuvent être considérer :

- * l'homogénéité de l'élément ou de la coque considéré.
- * l'élasticité.

2 Parties sont à considérer dans la suite des calculs.

1^{ère} Partie :

Détermination des efforts et des moments.

2[°] Partie :

Ferraillage des éléments.

1^{ère} Partie :

Détermination des efforts.

On suppose que les coques (I - II - III) se déplacent horizontalement et librement juste au niveau du noeud ①.
 N.B : Dans la suite des calculs on gardera les mêmes notations que ceux de la méthode présentée par le livre roumain.
 Les formules concernant les efforts et les moments sont présentées sous formes d'abaques dans le livre roumain.

hypothèses : Soient.

- g : poids de la coque par unité de surface moyenne (agissant verticalement).
- P : charge totale au dessus de la coque (Charge par unité de longueur du bord supérieur de la coque.)
- γ : Pression hydrostatique de l'eau.
- δ : épaisseur de la coque

I - Détermination des efforts normaux et des déplacements du bord ①. (sans influence de m^{mte} marginaux).

A) Coque cylindrique I0 :

Cette coque est soumise à l'action de son poids propre, de la charge P au dessus de celle-ci (par unité de longueur) et de la pression hydrostatique de l'eau.

Soit : $g = \rho_b \cdot \delta$: le poids propre de la coque

$\delta = 25 \text{ cm} = 0,25 \text{ m}$: étant l'épaisseur de la coque I0 (vile intérieure)

$$\rho_b = 45 \text{ t/m}^3$$

$$\delta = 1 \text{ t/m}^2$$

D'où : $g = 0,125 \text{ t/m}^2$.

$$* P = \frac{P_{\text{coupole sup}} + P_{\text{ceinture sup}} + P_{\text{lanterneau}} + P_{\text{coque}} + P_{\text{rotore}}}{2\pi R_m}$$

$$P = \frac{407,56}{\pi \times 12,75} = 2,628 \text{ t/m.l.}$$

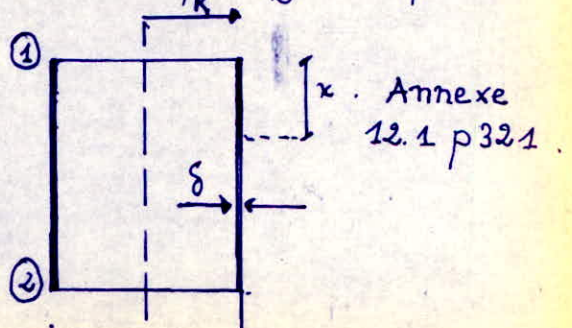
$$R_m = \frac{D_m}{2} = \frac{12,75}{2} \text{ m.}$$

$$R_m = 6,375 \text{ m.}$$

R_m : étant le rayon moyen de la coque cylindrique.

figure de la coque (I0).

$f = 0$:
 f étant le niveau de l'eau à partir du point supérieur ①



a) efforts normaux : méridiens n_{x_0} et radiaux (n_{θ_0} (suivants les cerces

$$* n_{x_0} = -gx - P + 0.$$

$$\underline{n_{x_0} = -0,625x - 2,688} \quad [t/ml]$$

$$* n_{\theta_0} = 0 + 0 + \delta R (f+x) = \delta R (x) \quad \text{puisque : } f=0.$$

$$\underline{n_{\theta_0} = 6,375x} \quad [t/ml].$$

b) Détermination du déplacement Δ_0 et de la rotation α_0

Δ_0 : déplacement horizontal du bord (I).

α_0 : rotation du bord (I).

le déplacement Δ_0 et α_0 (rotation) sont données par l'annexe 12.1 p321.

ν : étant le coefficient de poisson. $\nu = \frac{1}{6}$

$$* E\Delta_0 = \nu \frac{Rg}{\delta} \cdot x + \nu \frac{RP}{\delta} + \frac{\delta R^2}{\delta} (f+x).$$

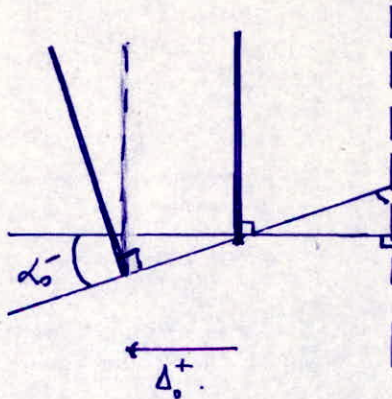
$E\Delta_0$ est obtenu pour $x = 9,20$ m.

$$E\Delta_0 = \frac{1}{6} \cdot \frac{6,375 \cdot 0,625}{0,25} \cdot 9,20 + \frac{1}{6} \cdot \frac{6,375}{0,25} \cdot 2,688 + \frac{1 \cdot 6,375^2}{0,25} \cdot 9,20$$

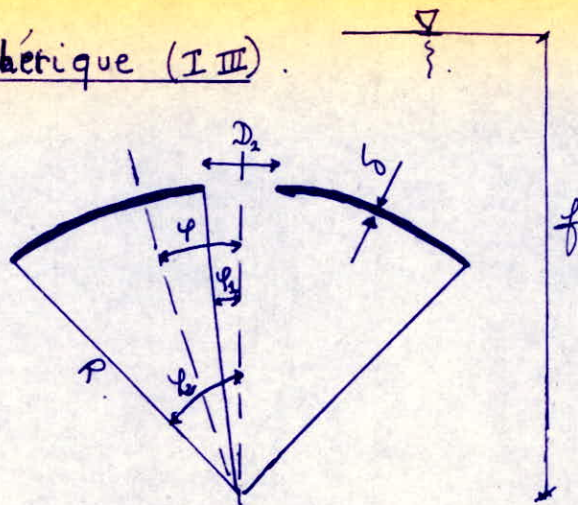
$$\text{d'où : } \underline{E\Delta_0 = 1531,43 \text{ t/m.}}$$

$$* E\alpha_0 = -\nu \frac{Rg}{\delta} + 0 - \frac{\delta R^2}{\delta} = -\nu \frac{Rg}{\delta} - \frac{\delta R^2}{\delta}$$

$$\text{d'où : } \underline{E\alpha_0 = -165,22 \text{ t/m.}}$$



B) Coupoles sphériques (I III)



$$\begin{aligned} \varphi_1 &= 31,66^\circ \\ \varphi_2 &= 30,21^\circ \\ R &= 12,52 \text{ m} \\ f &= 20,30 \text{ m} \\ \delta &= 0,20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$* q = p_6 \delta = 25 \times 0,20 = 0,5 \text{ t/m}^2.$$

$$* P = \frac{P_{\text{couvercle}}}{\pi D_1} = \frac{15,82}{\pi \cdot 1,45} = 3,473 \text{ t/m}.$$

a) efforts normaux:
suivants les méridiens n_{φ_0}
suivant les cerces m_{θ_0}

$$* n_{\varphi_0} = -Rq \cdot \frac{\cos \varphi_1 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} - P \frac{\sin \varphi_1}{\sin^2 \varphi} - \gamma R^2 \left[\frac{f}{2R} (\sin^2 \varphi - \sin^2 \varphi_1) + \frac{1}{3} (\cos^3 \varphi - \cos^3 \varphi_1) \right]$$

$$\text{A.N.: } n_{\varphi_0} = -6,26 \frac{(\cos \varphi_1 - \cos \varphi)}{\sin^2 \varphi} - \frac{0,222}{\sin^2 \varphi} - 127,078 \frac{(\sin^2 \varphi - \sin^2 \varphi_1)}{\sin^2 \varphi} - 52,25 \frac{(\cos^3 \varphi - \cos^3 \varphi_1)}{\sin^2 \varphi}$$

$$* m_{\theta_0} = Rq \left(\frac{\cos \varphi_1 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} - \cos \varphi \right) + P \frac{\sin \varphi_1}{\sin^2 \varphi} + \frac{\gamma R^2}{\sin^2 \varphi} \left[\frac{f}{2R} (\sin^2 \varphi - \sin^2 \varphi_1) + \frac{1}{3} (\cos^3 \varphi - \cos^3 \varphi_1) - \left(\frac{f}{R} - \cos \varphi \right) \sin^2 \varphi \right]$$

$$\text{A.N.: } m_{\theta_0} = 6,26 \left(\frac{\cos \varphi_1 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} - \cos \varphi \right) + \frac{0,222}{\sin^2 \varphi} + 127,078 \frac{(\sin^2 \varphi - \sin^2 \varphi_1)}{\sin^2 \varphi} + 52,25 \frac{(\cos^3 \varphi - \cos^3 \varphi_1)}{\sin^2 \varphi} - 156,75 (1,621 - \cos \varphi)$$

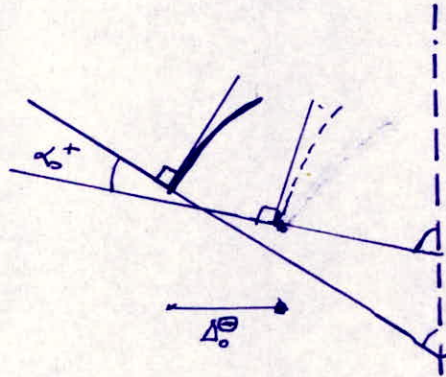
⑥ Determination du déplacement horizontal Δ_0 et de la rotation α_0 .

$$* E\Delta_0 = \frac{R^2 g}{\delta} \left[(1+\gamma) \frac{\cos\varphi_2 - \cos\varphi}{\sin^2\varphi} - \cos\varphi \right] \sin\varphi + \frac{Rl}{\delta} (1+\gamma) \frac{\sin\varphi_2}{\sin\varphi} - \delta R^3 \left\{ \frac{g}{R} - \cos\varphi - \frac{1+\gamma}{\sin^2\varphi} \left[\frac{g}{2R} (\sin^2\varphi - \sin^2\varphi_2) + \frac{1}{3} (\cos^3\varphi - \cos^3\varphi_2) \right] \right\} \sin\varphi$$

$$E\Delta_0 = -1802,13 \text{ t/m.}$$

$$* E\alpha_0 = -\frac{Rg}{\delta} (2+\gamma) \sin\varphi + 0 + \frac{\delta R^2}{\delta} \sin\varphi.$$

A.N: $E\alpha_0 = 428,48 \text{ t/m.}$



C. Coque cylindrique II.

Calcul de δ équivalent:

Notre section peut être assimilée à une section circulaire du moment qu'elle dépasse les 5 côtés (polygone à 8 côtés inscrits dans un cercle). Donc on peut supposer que notre coque (II) est cylindrique et on assimile le voile extérieur - poteaux à une coque d'épaisseur δ .

Or la surface (poteaux - voiles) est $S = 9,16 \text{ m}^2$.

D'où:

$$S = \pi(R_1^2 - R_2^2) \text{ avec } R_1 = 7,05 \text{ m.}$$

finallement on obtient: $\delta = 0,140 \text{ m.}$

Donc: $* q = p_s \cdot \delta = 25 \cdot 0,140 = 1 \text{ t/m}^2.$

et: $* P = \frac{\sum P_i \text{ au dessus de la coque}}{2\pi R_m}.$

avec $R_m = \frac{13,70 \text{ m}}{2}.$

$$P = \frac{1703,62}{\pi \times 13,70} = 39,58 \text{ t/m.}$$

a) efforts normaux: (Annexe 12-1)

* $m_{x_0} = -gx - P + 0$. or au niveau du bord \textcircled{E} $x=0$.

Donc on aura:

$$\underline{m_{x_0} = -P = -39,58 \text{ t/m.}}$$

* $\underline{m_{\theta_0} = 0}$.

b) Déplacement Δ_0 et rotation α_0 .

* $E\Delta_0 = \gamma \frac{Rg}{\delta} \cdot x + \gamma \frac{RP}{\delta} + 0$

or $x=0 \Rightarrow E\Delta_0 = \gamma \frac{RP}{\delta}$ A.N. $\underline{E\Delta_0 = 112,968 \text{ t/m.}}$

* $\underline{E\alpha_0 = 0}$.

II - Determination des coefficients:

1°) Coefficient d'amortissement

les coefficients d'amortissements pour les différents cas de coques sont donnés sous forme d'abaque Annexe 13 p333

A) Coque cylindrique IO: $\lambda_{10}^2 = \sqrt[4]{3(1-\nu^2)} \sqrt{\frac{1}{R\delta}}$

A.N.: $\lambda_{10}^2 = \sqrt[4]{3\left(1-\frac{1}{36}\right)} \sqrt{\frac{1}{6,375 \times 0,25}} \Rightarrow \underline{\lambda_{10}^2 = 1,035 \text{ m}^{-2}}$

B) Coque cylindrique II: $\lambda_{12}^2 = \sqrt[4]{3(1-\nu^2)} \sqrt{\frac{1}{R\delta}}$

A.N.: $\underline{\lambda_{12}^2 = 0,789 \text{ m}^{-2}}$

C) Coupolesphérique I III: $\lambda_{13}^2 = \sqrt[4]{3(1-\nu^2)} \sqrt{\frac{R}{\delta}}$

A.N.: $\underline{\lambda_{13}^2 = 10,45 \text{ m}^{-2}}$

2°) Coefficient de rigidité: Annexe 13 p 333.

A) Coque cylindrique IO: $k_{10}^2 = 2\delta_{10}^3 \cdot \lambda_{10}$

A.N.: $\underline{k_{10}^2 = 0,0323 \text{ m}^2}$

B) Coque cylindrique I II: $k_{12}^1 = 2 \delta_{12}^3 \cdot \lambda_{12}$

A.N: $k_{12}^1 = 0,1010 \text{ m}^2$

C) Coupoles sphérique I III: $k_{13}^1 = 2 \delta_{13}^3 \cdot \frac{\lambda}{R} = 2 \times (0,20)^3 \times \frac{10,45}{12,80}$

$k_{13}^1 = 0,0131 \text{ m}^2$

$\Sigma k_i = 0,12464 \text{ m}^2$

3°) Coefficient de distribution:

A) Coque cylindrique IO: $r_{10} = \frac{k_{10}^1}{\Sigma k_i} \Rightarrow r_{10}^1 = 0,220$

B) Coque cylindrique I II: $r_{12} = \frac{k_{12}^1}{\Sigma k_i} \Rightarrow r_{12}^1 = 0,690$

C) Coupoles sphérique I III: $r_{13} = \frac{k_{13}^1}{\Sigma k_i} \Rightarrow r_{13}^1 = 0,090$

III - Determination des moments marginaux m_i^* et m_i^{**}

1°) Calcul de m_i^* : moment d'encastrement parfait lorsque le noeud est fixe.

On calculera tout d'abord les moments m^* correspondant aux différents coques, puis pour équilibrer le noeud I on utilisera une répartition suivant du type cross.

a) Calcul de m^* : D'après l'annexe 14 p334 on peut appliquer les expressions suivantes pour:

A) Coque cylindrique IO:

$$m_{10}^* = \frac{E \delta}{2 R^2 \lambda^2} \left(\Delta_0 - \frac{1}{\lambda} \alpha_0 \right)$$

A.N: $m_{10}^* = \frac{0,25}{2 \times 6,375^2 \times 1,035^2} \left(1531,43 - \frac{165,22}{1,035} \right) =$

$m_{10}^* = 3,939 \text{ t.m/m}$



B) Coque cylindrique III :

$$m_{22}^* = \frac{\delta}{2R^2 \lambda^2} \left(E \Delta_0 - \frac{E \alpha_0}{\lambda} \right) = \frac{\delta}{2R^2 \lambda^2} \cdot E \Delta_0 \quad (\text{puisque } E \alpha_0 = 0)$$

$$\underline{m_{22}^* = 0,773 \text{ t.m/m}}$$



C) Coupole sphérique III

$$m_{23}^* = \frac{E \delta}{2R^2} \left(\frac{\Delta_0}{\sin \varphi} - \frac{R}{\lambda} \alpha_0 \right) = \frac{0,20}{2 \times 10,45^2} \left(\frac{-1802,13}{\sin 30,21} + \frac{12,52 \cdot 428,48}{10,45} \right)$$

A.N: $\underline{m_{23}^* = -0,1360 \text{ t.m/m}}$

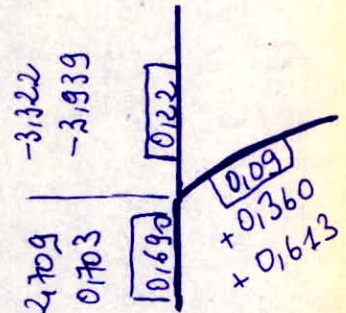
b) Répartition du type cross:

Noeud (I)		
$m_{20}^* = 3,939 \text{ t.m/m}$	$m_{22}^* = 0,773$	$m_{23}^* = -0,1360$
$\Sigma M = 2,806 \text{ t.m/m}$		

$\alpha \Sigma M = 0,6273 \quad , \quad 1,9361 \quad \quad 0,2525.$

finallement on obtient pour chaque moment: $m_i^* - \alpha \Sigma M$

$$\begin{cases} m_{20}^I = 3,322 \text{ t.m/m} \\ m_{22}^I = 2,709 \text{ t.m/m} \\ m_{23}^I = -0,1613 \text{ t.m/m} \end{cases}$$



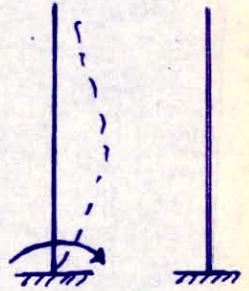
2°) Calcul de m_i^{II} : moment d'encastrement parfait à nœud déplaçable : (sous un déplacement Δ .
 (On bloque la rotation) .
 même principe que m_i^{I} :

a) Calcul des m_i^* : (Annexe 14) .

A) Coque cylindrique IO : $m_{10}^* = -\frac{E\delta}{2R^2\lambda^2} \cdot \Delta$

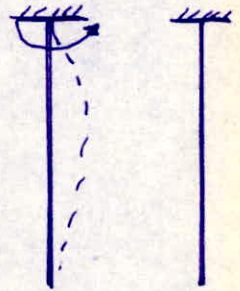
A.N : $m_{10}^* = -\frac{0,25}{2 \times 6,375^2 \times 4,035^2} \cdot E\Delta$

$m_{10}^* = -2,871 \cdot 10^{-3} \cdot E\Delta \text{ t.m/m}$



B) Coque cylindrique II : $m_{12}^* = \frac{E\delta}{2R^2\lambda^2} \cdot \Delta$

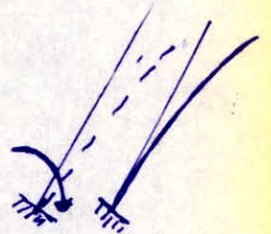
A.N : $m_{12}^* = -6,847 \cdot 10^{-3} E\Delta$



C) Coupole sphérique I III :

$m_{23}^* = -\frac{E\delta}{2R^2 \sin^2 \frac{\alpha}{2}} \Delta$

A.N : $m_{23}^* = -3,617 \cdot 10^{-3} E\Delta$



b) Répartition : Distribution des m_i^{II} afin d'avoir l'équilibre au niveau du nœud \oplus .

$\Sigma M = 10,359 \cdot 10^{-3} E\Delta$. d'où :

$$\begin{cases} m_{10}^{\text{II}} = -2,950 \cdot 10^{-3} E\Delta \\ m_{12}^{\text{II}} = -6,599 \cdot 10^{-3} E\Delta \\ m_{13}^{\text{II}} = -3,649 \cdot 10^{-3} E\Delta \end{cases}$$

Pour déterminer le déplacement Δ que subit le noeud \textcircled{I} , il faut calculer toutes les réactions horizontales des différentes coques au niveau de ce dernier suivant les 2 cas précédents c.a.d.

- * réactions horizontales à noeud fixe.
- * " " " lorsque le noeud est déplaçable.

IV - Détermination des réactions horizontales

1^o) réactions horizontales suivant le 1^{er} cas (à noeud fixe).
 Les expressions des réactions horizontales sont données dans l'annexe 15-1 p 334.

A) Coque cylindrique IO: $h_{10}^I = -\frac{E\delta}{2R^2\lambda} \Delta_0 - \lambda m_{10}^I$

A.N: $h_{10}^I = \frac{-0,25}{2 \times 6,375^2 \times 1,035} \cdot 1531,43 - 1,035 \times 3,322$

$h_{10}^I = -7,989 \text{ t/m}$

B) Coque cylindrique II: $h_{12}^I = -\frac{E\delta}{2R^2\lambda} \Delta_0 - d m_{12}^I$

A.N: $h_{12}^I = -2,748 \text{ t/m}$

C) Coupe sphérique III: $h_{13}^I = h_0 - \frac{E\delta}{2R\lambda \sin^2 \varphi_2} \Delta_0 - \frac{\lambda}{R \sin \varphi_2} m_{13}^I$

où: h_0 : réaction horizontale ou projection de m_{φ_0} (pour $\varphi_0 = 30,21^\circ$) sur le plan horizontal.

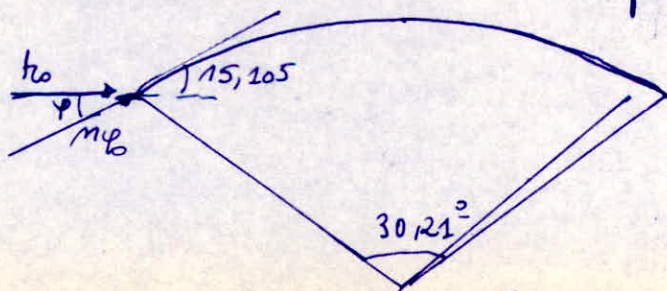
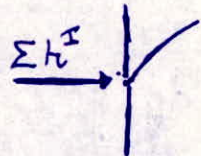
$m_{\varphi_0} (\varphi_2 = 30,21^\circ) = -57,294 \text{ t/m}$. d'où: $h_0 = m_{\varphi_0} \cos \varphi$

$h_0 = -57,294 \cos (15,105) = -55,314 \text{ t/m}$

d'où: $h_{13}^I = -48,857 \text{ t/m}$

finallement:

$\Sigma h^I = -59,594 \text{ t/m}$



2°) réactions horizontales suivant le 2° cas (à noeud déplaçable).

A) Coque cylindrique I 0: $h_{20}^{\text{II}} = \frac{E\delta}{2R^2\lambda} \Delta - \lambda m_{20}^{\text{II}}$

A.N: $h_{20}^{\text{II}} = 6,025 \cdot 10^{-3} E\Delta \text{ t/m}$

B) Coque cylindrique I II: $h_{22}^{\text{II}} = \frac{E\delta}{2R^2\lambda} \Delta - \lambda m_{22}^{\text{II}}$

A.N: $h_{22}^{\text{II}} = 10,609 \cdot 10^{-3} E\Delta \text{ t/m}$

C) Coupoles sphérique I III

$$h_{23}^{\text{II}} = \frac{E\delta}{2R\lambda \sin^3 \varphi_2} \Delta - \frac{\lambda}{R \sin \varphi_2} m_{23}^{\text{II}}$$

A.N: $h_{23}^{\text{II}} = 9,072 \cdot 10^{-3} E\Delta \text{ t/m}$

Pour déterminer le déplacement Δ horizontal, il faut que le noeud I soit en équilibre c.a.d :

$$\sum F_{\text{Horizontales}} = 0 \iff \sum h^{\text{I}} + \sum h^{\text{II}} = 0$$

d'où: $-59,594 + 25,706 \cdot 10^{-3} E\Delta = 0$

$$\implies E\Delta = 2318,291 \text{ t/m}$$

V Détermination des moments d'encastrement

Les moments d'encastrement ^{totales} au niveau de chaque coque sont donnés par l'expression suivante: $m_i = m_i^{\text{I}} + \Delta m_i^{\text{II}}$

A) Coque cylindrique I 0: $m_{20} = m_{20}^{\text{I}} + \Delta m_{20}^{\text{II}}$

A.N: $m_{20} = 3,322 - 2,950 \cdot 10^{-3} (2318,291) = -3,517 \text{ t/m}$

B) Coque cylindrique I II:

$$m_{22} = 2,709 - 6,599 \cdot 10^{-3} (2318,291) = -12,589 \text{ t.m/m}$$

C) Coupoles sphérique I III:

$$m_{23} = -0,613 - 3,649 \cdot 10^{-3} (2318,291) = -9,072 \text{ t.m/m}$$

IV - Détermination des efforts normaux n_φ (n_x, n_y), n_θ finales (sous l'influence des m^{mts} marginaux).

les expressions des efforts normaux (avec influence des m^{mts} marginaux) sont présentées dans l'Annexe 15-2 p 335.

A) Coque cylindrique I O.

$$* n_x = n_{x_0} = -0,625x - 2,688$$

$$* n_\theta = n_{\theta_0} - 2R\lambda^2 m \eta_2 + \frac{\delta}{R} (EA - E\Delta_0) \eta_1$$

avec η_1 et η_2 définis par :

$$\begin{aligned} \eta_1 &= e^{-\lambda(l-x)} \cdot \cos \lambda(l-x) \\ \eta_2 &= e^{-\lambda(l-x)} \cdot \sin \lambda(l-x) \\ \eta_3 &= \eta_1 + \eta_2 \\ \eta_4 &= \eta_1 - \eta_2 \end{aligned}$$

$$A.N : n_\theta = 6,375x + 48,035 \eta_2 + 30,857 \eta_1$$

$$n_x = n_{x_0} = -0,625x - 2,688$$

et :

$$\begin{aligned} \eta_1 &= e^{-0,789x} \cdot \cos 0,789x \\ \eta_2 &= e^{-0,789x} \cdot \sin 0,789x \end{aligned}$$

B) Coque cylindrique I II.

$$* n_x = n_{x_0} = -39,58 \text{ t/m}$$

$$* n_\theta = n_{\theta_0} - 2R\lambda^2 m \eta_2 + \frac{\delta}{R} (EA - E\Delta_0) \eta_1$$

$$A.N : n_\theta = 107,366 \eta_2 + 128,778 \eta_1$$

avec :

$$\begin{aligned} \eta_1 &= e^{-0,789x} \cdot \cos 0,789x \\ \eta_2 &= e^{-0,789x} \cdot \sin 0,789x \end{aligned}$$

C) Coupole sphérique I III.

$$* n_\varphi = n_{\varphi_0} - \frac{\lambda}{R} \cotg \varphi m \eta_3 + \frac{\delta \cotg \varphi}{2R\lambda \sin \varphi_2} (EA - E\Delta_0) \eta_4$$

$$* n_\theta = n_{\theta_0} - \frac{2\lambda^2}{R} m \eta_2 + \frac{\delta}{R \sin \varphi_2} (EA - E\Delta_0) \eta_1$$

$$A.N : n_\varphi = n_{\varphi_0} + 7,572 \cotg \varphi \eta_3 + 6,259 \cotg \varphi \eta_4$$

$$n_\theta = n_{\theta_0} + 158,256 \eta_2 + 130,813 \eta_1$$

Les coefficients $\eta_1, \eta_2, \eta_3, \eta_4$ seront définis comme suit.

$$\eta_1 = e^{\lambda(\varphi_2 - \varphi)} \times \cos \lambda(\varphi_2 - \varphi) = e^{-10,45(30,21 - \varphi)} \times \cos 10,45(\varphi_2 - \varphi)$$

$$\eta_2 = e^{\lambda(\varphi_2 - \varphi)} \times \sin(\varphi_2 - \varphi) = e^{-10,45(30,21 - \varphi)} \times \sin 10,45(30,21 - \varphi)$$

$$\eta_3 = \eta_1 + \eta_2$$


$$\eta_4 = \eta_1 - \eta_2$$

VII Détermination des équations de moment de flexion pour chaque branche correspondante.

Les expressions des moments de flexion sont présentées dans la même annexe que ces des efforts normaux Annexe 15-2 p335.

A) Coque cylindrique IO :

$$m_x = m\eta_1 + \frac{E\delta}{2R^2\lambda^2} (\Delta - \Delta_0) \eta_2$$

A.N:  $m_x = -3,517 \eta_1 + 2,259 \eta_2$

N.B: η_1 et η_2 définis comme précédemment pour chaque branche.

B) Coque cylindrique I II :

$$m_x = m\eta_1 + \frac{E\delta}{2R^2\lambda^2} (\Delta - \Delta_0) \eta_2$$

A.N: $m_x = -12,589 \eta_1 + 15,010 \eta_2$

C) coupole sphérique I III.

$$m_\varphi = m\eta_1 + \frac{E\delta}{2\lambda^2 \sin^2 \varphi_2} (\Delta - \Delta_0) \eta_2$$

A.N: $m_\varphi = -9,072 \eta_1 + 7,499 \eta_2$

On récapitule les résultats trouvés dans le tableau suivant :
(efforts normaux et moments de flexion).

A) Coque cylindrique I O

$$* n_x = -0,625 x - 2,688$$

$$* n_\theta = 6,375 x + 48,035 \exp\{-1,035(9,20-x)\} \cdot \sin 1,035(9,20-x) + 30,857 \exp\{-1,035(9,20-x)\} \cdot \cos 1,035(9,20-x)$$

$$* m_x = -3,517 \exp\{-1,035(9,20-x)\} \cdot \cos 1,035(9,20-x) + 2,259 \exp\{-1,035(9,20-x)\} \cdot \sin 1,035(9,20-x)$$

B) Coque cylindrique II

$$* n_x = -39,58 \text{ t/m}$$

$$* n_\theta = 107,366 \exp(-0,789 x) \sin(0,789 x) + 128,778 \exp(-0,789 x) \cos(0,789 x)$$

$$* m_x = -12,589 \exp(-0,789 x) \cos(0,789 x) + 15,010 \exp(-0,789 x) \sin(0,789 x)$$

C) Coupole sphérique III

$$* n_\varphi = n_{\varphi_0} + 7,572 \cotg \varphi \exp\{-10,45(30,21-\varphi)\} [\cos 10,45(30,21-\varphi) + \sin 10,45(30,21-\varphi)] + 6,259 \cotg \varphi \exp\{-10,45(30,21-\varphi)\} [\cos 10,45(30,21-\varphi) - \sin 10,45(30,21-\varphi)]$$

$$* n_\theta = n_{\theta_0} + 158,256 \exp\{-10,45(30,21-\varphi)\} \cdot \sin 10,45(30,21-\varphi) + 130,813 \exp\{-10,45(30,21-\varphi)\} \cdot \cos 10,45(30,21-\varphi)$$

$$* m_\varphi = -9,072 \exp\{-10,45(30,21-\varphi)\} \cdot \cos 10,45(30,21-\varphi) + 7,499 \exp\{-10,45(30,21-\varphi)\} \cdot \sin 10,45(30,21-\varphi)$$

avec :

$$n_{\varphi_0} = -6,126 \frac{(0,998 - \cos \varphi)}{\sin^2 \varphi} - \frac{0,222}{\sin^2 \varphi} - \frac{127,078 (\sin^2 \varphi - 4,075 \cdot 10^{-3})}{\sin^2 \varphi} - 52,25 \frac{(\cos^3 \varphi - 0,994)}{\sin^2 \varphi}$$

$$n_{\theta_0} = 6,126 \left(\frac{0,998 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} - \cos \varphi \right) + \frac{0,222}{\sin^2 \varphi} + \frac{127,078 (\sin^2 \varphi - 4,075 \cdot 10^{-3})}{\sin^2 \varphi} + 52,25 \frac{(\cos^3 \varphi - 0,994)}{\sin^2 \varphi} - 158,75 (1,621 - \cos \varphi)$$

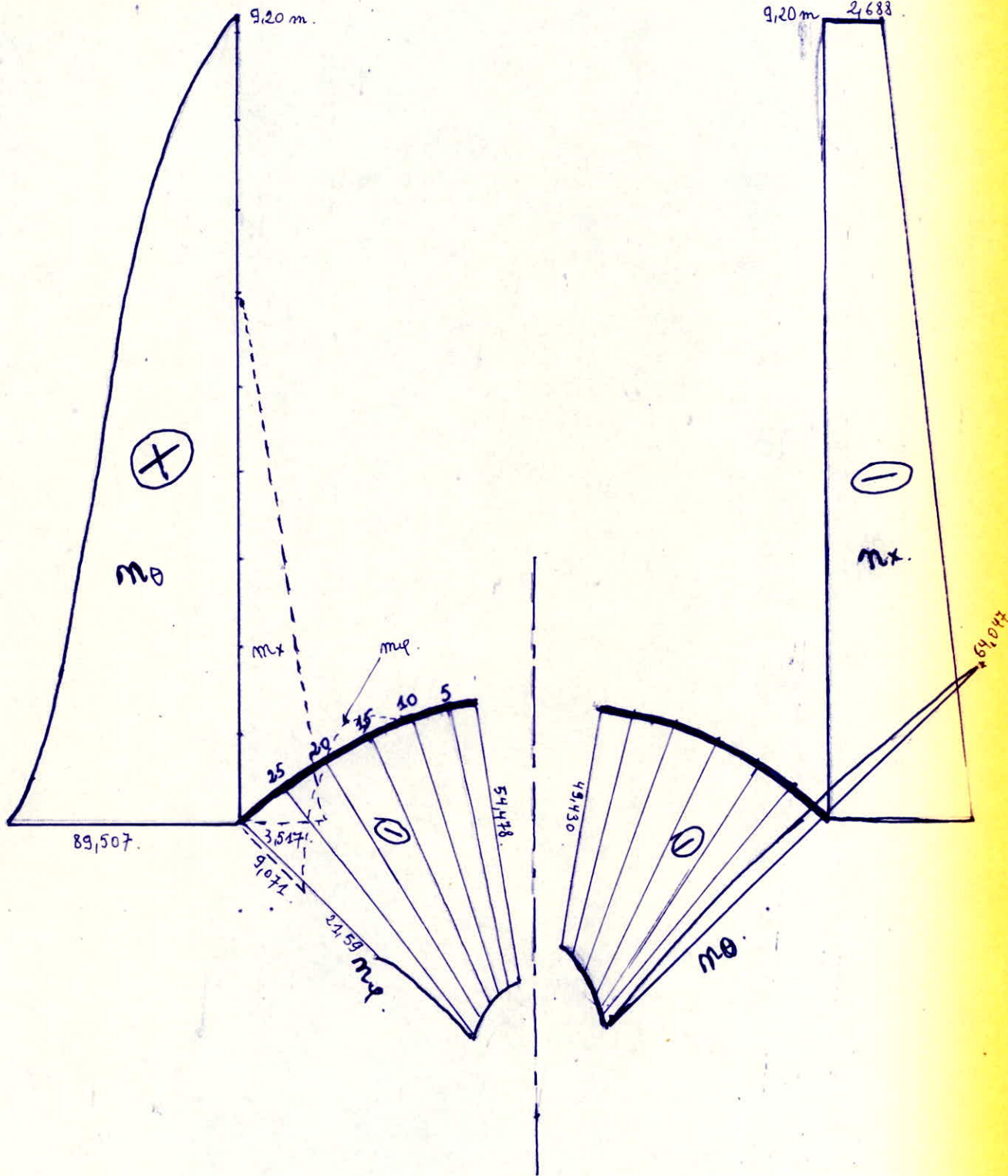
$$\varphi_1 = 3,66^\circ$$

et

$$\varphi_2 = 30,21^\circ$$

Valeurs de n_θ , $n_{x(y)}$ et $m_{x(y)}$, m_φ .

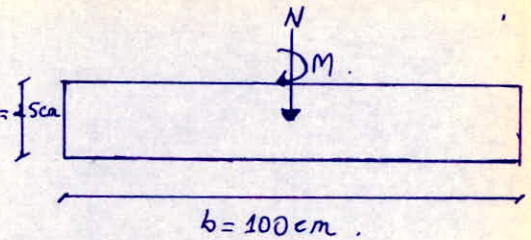
A) Coque cylindrique IO			B) coque cylindrique I II.			C) coupole spherique III.		
x [m]	n_θ [t/m]	m_x [t.m/m]	x [m]	m_θ [t/m]	m_x [t.m/m]	φ°	m_φ [t/m]	m_φ [t.m/m]
9,20	89,507	-3,517	0,000	128,778	-12,589	30,21	-21,519	-9,072
9,10	85,914	-3,167	1,00	59,170	-5,625	25	-55,627	≈ 0
9,00	82,603	-2,853	2,00	27,186	-2,512	20	-54,313	≈ 0
8,80	76,725	-2,314	3,00	12,480	-1,221	15	-53,313	/
8,60	71,686	-1,877	4,00	5,729	-0,500	10	-53,291	/
8,40	67,334	-1,522	5,00	2,629	-0,223	5	-52,621	/
8,20	63,543	-1,235	6,00	1,206	-0,100	3,66	-54,478	/
8,00	60,210	-1,001	7,00	0,553	-0,044			
7,80	57,253	-0,812	8,00	0,254	-0,020			
7,40	52,204	-0,534	10,00	0,053	0,000			
7,00	47,984	-0,351	12,00	0	0,000			
6,60	44,318	-0,231						
6,00	39,474	-0,123						
5,40	35,611	-0,066						
5,00	32,320	-0,043						
3,00	19,184	-0,005						
2,60	16,614	-0,003						
2,00	12,771	-0,002						
0,00	0	≈ 0						



A) Ferrailage de la paroi externe (coque cylindrique IO)

$$0 \leq x \leq 9,20 \text{ m.}$$

1) Ferrailage longitudinal : $h = 3 \text{ cm}$



$$\begin{cases} N_{x_{\max}} = -8,438 \text{ t/ml.} & (\text{effort de compression}). \\ M_{x_{\max}} = -3,517 \text{ t.m/ml.} \end{cases}$$

Calcul de e : $e = M/N = 3,517/8,438 = 41,68 \text{ cm} > h/6$

On est dans le cas d'une section partiellement comprimée, calculons pour cela son moment fictif M_f .

$$\begin{aligned} \sigma M_f &= M + N \left(\frac{h}{2} - d \right) = 3,517 + 8,438 \left(\frac{25}{2} - 3 \right) \cdot 10^{-2} & d = 3 \text{ cm.} \\ M_f &= 4,318 \text{ t.m/ml.} \end{aligned}$$

Pour la suite des calculs c.a.d le calcul des armatures on utilisera la méthode de Pierre CHARON qui nous permet de déterminer la section d'acier en fonction des coefficients γ , K , E donnés dans le tableau 5 p 282.

$$\text{Soit: } \gamma = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 4,318 \cdot 10^5}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2}$$

On choisit des T10 $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2211 \text{ kg/cm}^2$.

N.B: On rappelle que les contraintes $\bar{\sigma}_a$ choisies sont celles où les parois sont en contact de l'eau.

Une fois qu'on aura calculé γ on tire K et E d'après le tableau 5 p 282.

$$\gamma = \frac{15 \cdot 4,318 \cdot 10^5}{2211 \cdot 100 \cdot 22^2} = 0,0605 \longrightarrow \begin{cases} K = 34,05 \\ E = 0,8981 \end{cases}$$

Calcul de $\bar{\sigma}'_b$: $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2211}{34,05} = 64,93 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$.

d'où les armatures comprimées sont nulles

Calcul de A: $A = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{4,318 \cdot 10^5}{2211 \cdot 0,898 \cdot 22} - \frac{8,438}{2211}$

$A = 6,067 \text{ cm}^2$

On choisit: $2 (\text{ST}10/\text{ml}) = 12,56 \text{ cm}^2$. espacées de $t = 13 \text{ cm}$

Remarque: dans la formule $A = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$

- N est pris positif pour une compression.
- N est pris négatif pour une traction.

Verification à la fissuration:

On doit vérifier la condition suivante:

$$\bar{\sigma}_a \leq \begin{cases} \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

σ_1 et σ_2 ont été déjà calculées dans le chapitre caractéristique des matériaux:

$$\begin{cases} \sigma_1 = K \frac{\eta_b}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} + 300 \eta_b \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta_b}{\phi} \cdot K \bar{\sigma}_b} + 300 \eta_b \end{cases}$$

$300 \eta_b$ tient compte du fait que le contact permanent avec l'eau engendre le phénomène de gonflement du béton.

A.N: $\bar{w}_f = \frac{12,56}{25 \cdot 100} = \frac{A}{B_f} = 5,024 \cdot 10^{-3}$

d'où, $\sigma_2 = 0,5 \cdot 10^4 \cdot \frac{4,6}{10} \cdot \frac{5,024 \cdot 10^{-3}}{1 + 10 \cdot 5,024 \cdot 10^{-3}} + 300 \cdot 4,6 = 862,693 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_2$

Donc la condition à la fissuration est vérifiée puisque

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_2 = 2211 \text{ kg/cm}^2 \leq \begin{cases} \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 2211 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

D'ailleurs on ne comparera que σ_1 et σ_2 puisque nos contraintes $\bar{\sigma}_a$ choisies seront toujours égales à $\bar{\sigma}_2$.

2) Ferrailage transversal :

$$\begin{cases} N_B = 89,507 \text{ t/ml. (effort de traction)} \\ M_B = 0 \end{cases}$$

On est dans le cas d'une traction simple. T.S.

On choisit des T16 $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1848 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_2$.

La section d'acier A sera de : $A = \frac{N_B}{\bar{\sigma}_a}$

A.N : $A = \frac{89507}{1848} = 48,43 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2(13 \text{ T16})/\text{ml} = 52,26 \text{ cm}^2$

Verification à la fissuration : $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{52,26}{100 \times 25} = 0,0209$.

$$\sigma_1 = 0,5 \times 10^6 \times \frac{1,6}{26} \times \frac{0,0209}{1+0,209} + 300 \times 1,6 = 1344,35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_2$$

condition . vérifiée .

B. Ferrailage du tronc de cône (coupole sphérique I III).

	$N_{\varphi \max} [t/ml]$	$N_{\varphi \min} [t/ml]$	$M_{\varphi \max} [t/ml]$
$3,66^\circ \leq \varphi \leq 25^\circ$	-62,074	-55,627	0
$25^\circ \leq \varphi \leq 30,21^\circ$	64,047	-33,519	-9,072

1^{er} Cas : $3,66^\circ \leq \varphi \leq 25^\circ$.

1) Ferrailage longitudinal :

$$\begin{cases} N_{\varphi \max} = -55,627 \text{ t/ml. (effort de compression)} \\ M_{\varphi \max} = 0 \end{cases}$$

Cas d'une compression simple.

Calcul de $\bar{\sigma}_b'$: $\bar{\sigma}_b' = \frac{N}{S} = \frac{55627}{20 \times 100} = 27,81 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0}$

La contrainte $\bar{\sigma}_b'$ est très faible devant $\bar{\sigma}_{b0}$. Donc pas besoin d'armatures comprimées.

Pour cela, on prend un ferrailage forfaitaire :

$$2(8 \text{ T10})/\text{ml} = 12,56 \text{ cm}^2$$

2°) Ferrailage transversal :

$$\begin{cases} N_{0\max} = -62,074 \text{ t/ml} \\ M_{\theta} = 0 \end{cases}$$

Compression simple.

c'est le même cas que pour le calcul du Ferrailage longitudinal c.a.d que $\bar{\sigma}'_b$ est très faible devant $\bar{\sigma}'_{b0}$. Donc pas besoin d'armatures comprimées.

On opte pour un ferrailage forfaitaire. $2(8T10/\text{ml}) = 12,56 \text{ cm}^2$

2° cas : $25^\circ \leq \varphi \leq 30,21^\circ$

1°) Ferrailage Longitudinal :

$$\begin{cases} N_{\varphi\max} = -33,519 \text{ t/ml} \\ M_{\varphi\max} = -9,072 \text{ t.m/ml} \end{cases} \quad (\text{effort de compression})$$

$$\text{Calcul de } e : e = \frac{M}{N} = \frac{9,072 \times 10^5}{33,519 \times 10^3} = 27,06 \text{ cm} > \frac{h}{6}$$

Section partiellement comprimée (S.P.C).

$$\text{Calcul de } M_f : M_f = M + N \left(\frac{h}{2} - d \right) = 9,072 + 33,519 (10 - 3) \cdot 10^{-2}$$

$$M_f = 10,580 \text{ t.m/ml}$$

On choisit des T16 $\implies \bar{\sigma}_a = 1848 \text{ kg/cm}^2$.

$$\text{Calcul de } \gamma, k, \epsilon : \gamma = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 10,580 \cdot 10^5}{1848 \cdot 100 \cdot 17^2}$$

$$\begin{aligned} h &= 17 \text{ cm} \\ b &= 100 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\gamma = 0,2207$$

$$\begin{cases} k = 12,9 \\ \epsilon = 0,8208 \end{cases}$$

$$\text{Calcul de } \bar{\sigma}'_b : \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{1848}{12,9} = 143,25 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} \implies A' = 0$$

$$\text{Donc : } A = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{14418 \times 10^5}{1848 \cdot 17 \cdot 0,8208} - \frac{33,519 \times 10^3}{1848}$$

$$A = 26,14 \text{ cm}^2$$

On choisit $2(8T16/\text{ml}) = 32,16 \text{ cm}^2$.

Verification à la fissuration: $\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3226}{20 \times 100} = 0,01608$.

$$\sigma_1 = 0,5 \times 10^6 \times \frac{1,6}{16} \times \frac{0,01608}{1 + 0,1608} + 300 \times 1,6 = 1172,62 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_2$$

condition vérifiée.

2°) Ferrailage transversal: T16 $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1848 \text{ kg/cm}^2$.

$$\begin{cases} N_{0\text{max}} = 64,047 \text{ t/ml.} \\ M_0 = 0 \end{cases}$$

Traction simple.

$$A = \frac{N_0}{\bar{\sigma}_a} = \frac{64,047 \times 10^3}{1848} = 34,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 (9 \text{ T16/ml}) = 36,18 \text{ cm}^2$$

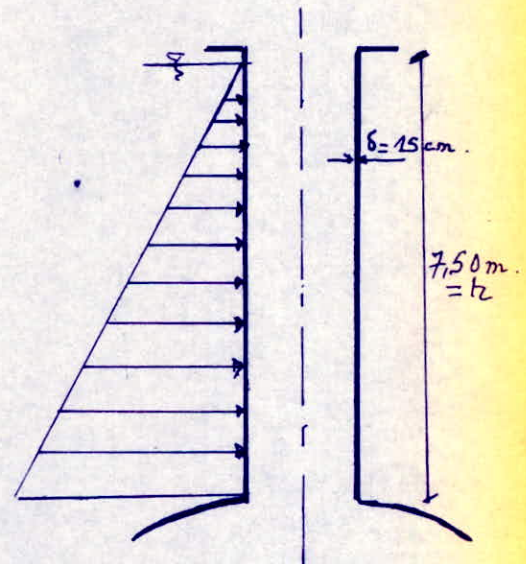
verification à la fissuration: $\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{36,18}{20 \times 100} = 0,01809$

$$\sigma_1 = 0,5 \times 10^6 \times \frac{1,6}{16} \times \frac{0,01809}{1 + 0,1809} + 300 \times 1,6 = 1245,94 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_2$$

condition vérifiée.

C. Ferrailage de la cheminée interne.

hauteur d'eau: $h = 7,50 \text{ m}$.
 Rayon intérieur: $0,65 \text{ m}$.
 Rayon extérieur: $0,80 \text{ m}$.
 Epaisseur: $\delta = 15 \text{ cm}$.



la pression pondérée maximale est:
 $p = 1,2 h \bar{w} = 1,2 \times 7,50 \times 1 = 9 \text{ t/m}^2$.

la poussée: $P = 9 \text{ t/ml}$.

D'où l'effort de compression résultant est:

$$N = P \cdot R = 9 \times 0,80 = 7,2 \text{ t}$$

La contrainte de compression dans le béton sera dans ce cas :

$$\sigma'_b = \frac{N}{100 \times e} = \frac{72 \times 10^3}{100 \times 15} = 4,8 \text{ kg/cm}^2 \ll \bar{\sigma}'_b$$

La contrainte σ'_b est très faible devant $\bar{\sigma}'_b$, donc on aura pas besoin d'armatures.

Pour cela on dispose un ferrailage fortuitaire qui sera destiné à combattre le retrait et à empêcher la fissuration.

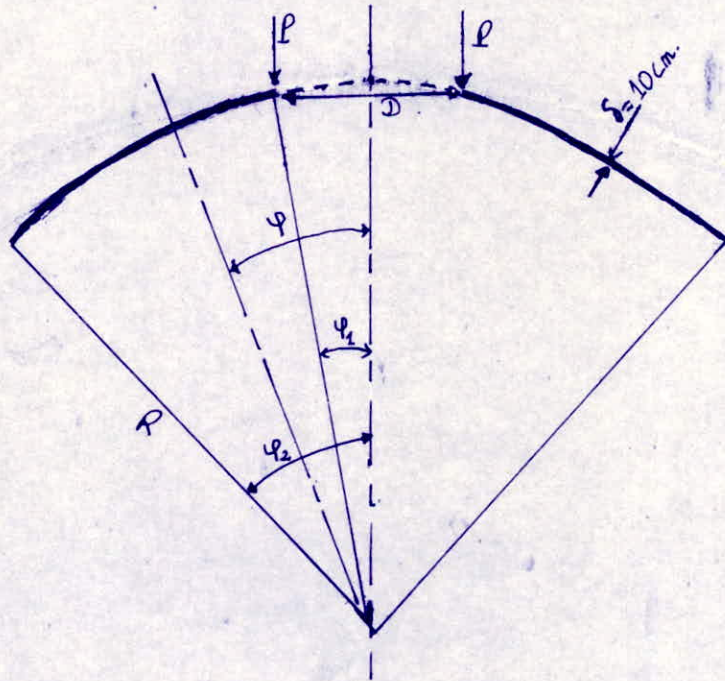
2 (8T8/ml) dans les 2 sens.

D - Ferrailage de la coupole supérieure.

a) Déterminations des efforts :

Les efforts au niveau de la coupole supérieure seront déterminés de la même manière que ceux de la coupole inférieure.

D'autre part on remarque que l'influence des moments marginaux est négligeable. Pour cela on ne tiendra compte que des efforts normaux initiaux (sans influence de m_{marg}^{\pm}).



$$\begin{aligned}\varphi_1 &= 12,30^\circ \\ \varphi_2 &= 29^\circ \\ R &= 12,80 \text{ m.} \\ \delta &= 10 \text{ cm.}\end{aligned}$$

$$g = \rho_b \cdot \delta = 25 \cdot 0,10 = 0,25 \text{ t/m}^2$$

$$P = \frac{P_{\text{coque}}}{\pi D} = \frac{13,315}{\pi \cdot 5,20} = 0,815 \text{ t/m}$$

** Calcul des efforts normaux n_{φ_0} (suivant les méridiens) et n_{θ_0} (suivant les cerces).

On remarque que notre coupole supérieure n'est soumise qu'à l'action de son poids propre et à la charge P par unité de longueur (due à la $\frac{1}{2}$ coque).

$$* n_{\varphi_0} = -Rg \frac{\cos \varphi_2 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} - P \frac{\sin \varphi_2}{\sin^2 \varphi}$$

$$* n_{\theta_0} = Rg \left[\frac{\cos \varphi_2 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} - \cos \varphi \right] + P \frac{\sin \varphi_2}{\sin^2 \varphi}$$

$$\text{A.N: } n_{\varphi_0} = +3,2 \left[\frac{\cos \varphi_2 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} - \cos \varphi \right] + 0,815 \frac{\sin \varphi_2}{\sin^2 \varphi}$$

$$* n_{\theta_0} = 3,2 \left[\frac{0,977 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} - \cos \varphi \right] + \frac{0,1736}{\sin^2 \varphi}$$

$$* n_{\varphi_0} = -3,2 \left(\frac{0,977 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} \right) - \frac{0,1736}{\sin^2 \varphi}$$

Les efforts maximums n_{φ_0} et n_{θ_0} sont obtenus pour les valeurs de φ suivantes :

$$n_{\varphi_0 \text{ max}} = -3,825 \text{ t/ml. pour } \varphi = 12,30^\circ \text{ (effort de compression)}$$

$$n_{\theta_0 \text{ max}} = 0,698 \text{ t/ml. pour } \varphi = 12,30^\circ \text{ (effort de traction)}$$

1^o) Ferrailage longitudinal de la coupole supérieure :

$$N_{\varphi} = -3,825 \text{ t/ml. (effort de compression)}$$

$$\text{Calcul de } \bar{\sigma}'_b = \frac{N_{\varphi}}{S} = \frac{3,825 \cdot 10^3}{10 \cdot 100} = 3,825 \text{ kg/cm}^2 << \bar{\sigma}'_{b_0}$$

On constate que $\bar{\sigma}'_b$ est très faible devant $\bar{\sigma}'_{b_0}$ donc on aura pas besoin d'armatures comprimées mais néanmoins on disposera - un ferrailage minimum donné par la condition de non fragilité du béton $w = 0,30\%$.

$$\text{Soit } 2 (6T8) / \text{ml}$$

2) Ferrailage transversal: de la coupole supérieure.

$$N_{\theta_{max}} = 0,698 \text{ t/ml.} \quad (\text{effort de traction}).$$

On choisit des T8 $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1844 \text{ kg/cm}^2$.

$$A = \frac{N_{\theta}}{\bar{\sigma}_a} = 0,378 \text{ cm}^2.$$

Notre section d'acier trouvée est très faible, on choisira alors un ferrailage forfaitaire.

Soit 2 (6T8 / ml).

E) - Ferrailage de la ceinture inférieure.

La ceinture inférieure doit équilibrer la composante horizontale de la poussée de la coupole inférieure soit:

$$Q = N_{\theta_h} = N_{\theta} \cos 30,21^\circ = 18,66 \text{ t/ml.}$$

N_{θ_h} est donc l'effort repris par la ceinture basse. L'effort tranchant de traction F dans la ceinture sera égale à:

$$F = Q \cdot R_m \quad \text{avec} \quad R_m = \frac{R_u + R_e}{2}$$

$$\text{A.N: } R_m = \frac{6,85 + 6,25}{2} = 6,55 \text{ m.}$$

La section d'acier nécessaire pour reprendre cet effort est:

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{On adoptera des T20} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1704 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{d'où: } A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{avec} \quad F = 28,96 \times 10^3 \times 6,55 = 122,208 \text{ t.}$$

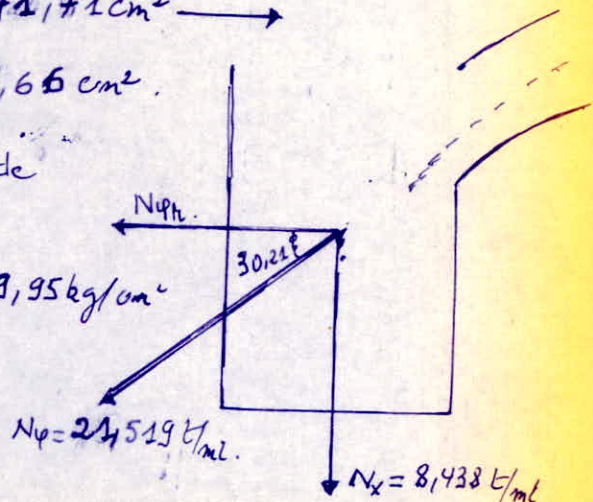
$$A = \frac{122,208 \times 10^3}{1704} = 71,71 \text{ cm}^2 \rightarrow$$

$$\text{On choisit: } (26 \text{ T20}) = 81,66 \text{ cm}^2.$$

Verification de la contrainte de traction:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F}{B + nA} = \frac{122,208 \times 10^3}{4900 + 15 \cdot 81,66} = 19,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Donc: } \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b = 22,4 \text{ kg/cm}^2.$$



Remarque :

L'effort normal $N_x = 8,432 \text{ t/ml}$. provenant de la paroi externe sera repris par la tour.

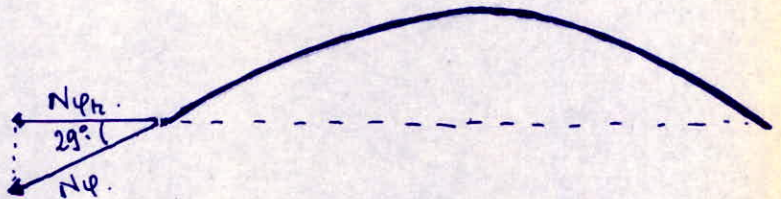
F) Ferrailage de la ceinture haute :

La ceinture supérieure doit équilibrer la composante horizontale de la poussée de la coupole supérieure soit :

$$Q = N_{\varphi h} = N_{\varphi} \cdot \cos \varphi = 2,132 \times \cos 29^{\circ} = 1,864 \text{ t/ml}.$$

L'effort de traction F dans la ceinture sera égale à :

$$F = Q \times R_m = 1,864 \times 6,55 = 12,209 \text{ t}.$$



L'effort de traction F dans la ceinture est très faible. Donc notre section d'acier sera d'autant plus. Néanmoins on prendra :

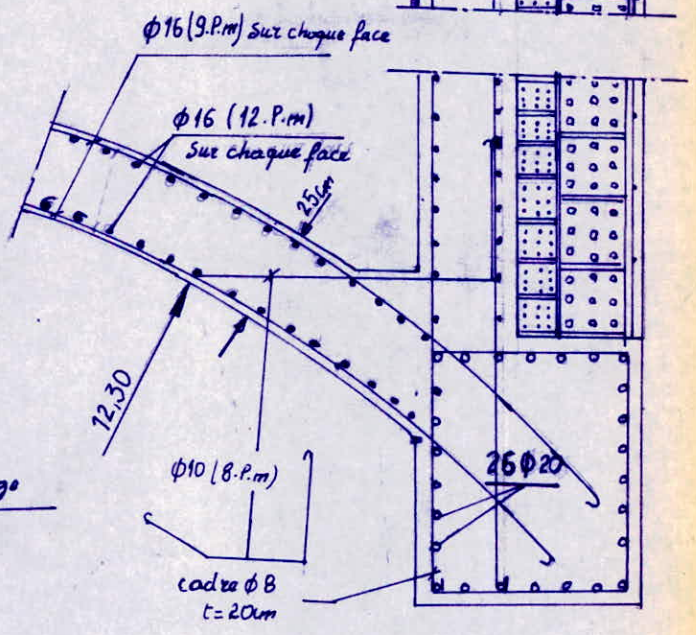
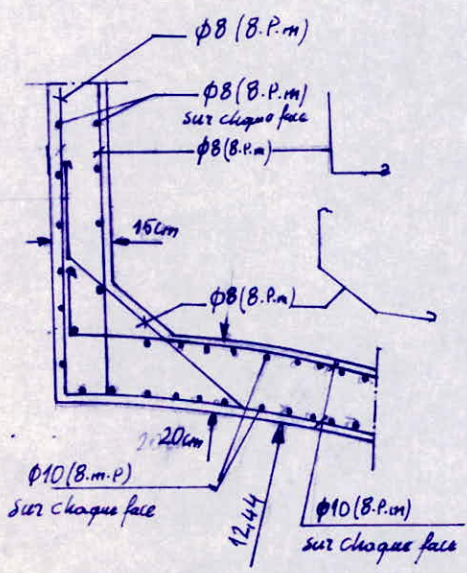
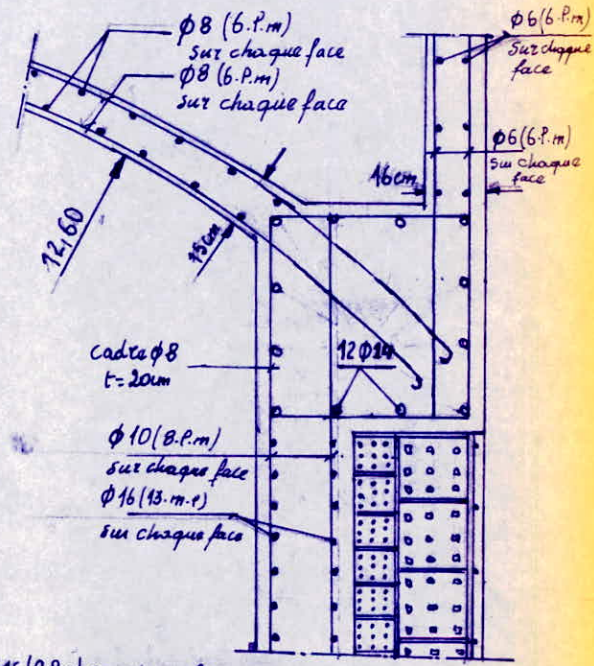
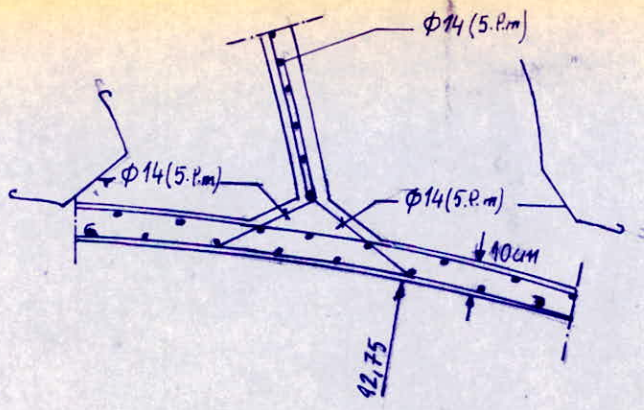
12 T 14.

G) Ferrailage de la $\frac{1}{2}$ coque :
La $\frac{1}{2}$ coque ne reprend pratiquement aucun effort à part son poids propre. Donc les efforts qui existent sont faibles et par la suite le ferrailage choisi sera forfaitairement suivant la condition de non fragilité du béton ($w=0,30\%$).

c.a.d. 2 (6T8/ml) suivant les 2 sens (meridiennes et paralleles)

Remarque :
Tous les détails (schéma de ferrailage des éléments) seront reproduits à la feuille n°.

Conclusion :
Pour plus de sécurité et afin d'éviter toute fissuration et par la suite rupture au voisinage du noeud inférieur et supérieur, on renforcera ou plutôt on augmentera les épaisseurs de la coupole supérieure et de la coupole inférieure sur une distance d'environ 1m avant la jonction coupole - coque cylindrique.
Sur les schémas on remarquera ceci mieux.

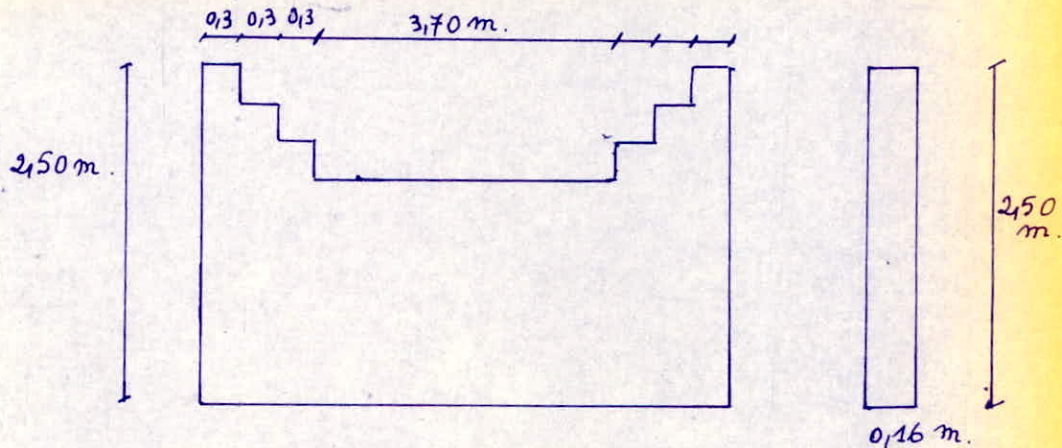


quelques details de ferrailage
de la cuve

CALCUL DES

ELEMENTS

Calcul de l'acrotère.



L'acrotère est 1 système isostatique assimilable à une console encastrée dans la ceinture supérieure, le calcul des efforts se fera donc à la section d'encastrement qui est la section dangereuse. Elle est soumise aux charges suivantes :

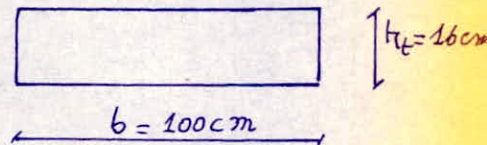
- Son poids propre : $G = N = 1,90 \times 0,16 \times 2500 = 760 \text{ kg/ml}$.
- une charge horizontale $R = 100 \text{ kg}$ due à une main courante.

$$M = 1,2 R \cdot h = 1,2 \cdot 100 \cdot 1,90 = 228 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$T = 1,2 R = 120 \text{ kg}.$$

$$N = 760 \text{ kg/ml}.$$

le calcul se fera en flexion composée :



$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,30 \text{ m} > \frac{h_e}{6} \quad \text{S. P. C.}$$

Conclusion : la section d'acier tendue est très faible (pas d'armatures comprimées). Pour cela on prend une section minimale satisfaisant la condition de non fragilité :

$$A > 0,69 b h_e \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} = 1,358 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5T6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

Vérification au séisme :

les éléments secondaires doivent être vérifiées sous l'action de forces horizontales : $F_p = z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p$.

W_p : poids de l'élément.

$$z = \frac{A(\text{du groupe d'usage I en zone II})}{A(\text{du groupe d'usage II en zone II})} = \frac{0,125}{0,135} = 0,714.$$

$$I : \text{rapport du groupe d'usage du chateau d'eau sur le coefficient du groupe d'usage II} = \frac{0,125}{0,125} = 1.$$

C_p : facteur de force horizontale $\rightarrow C_p = 0,18$ (elements de console)

A.N: On trouve $F_p = 0,714 \cdot 1 \cdot 0,18 \cdot 760 = 434,112 \text{ kg}$ $> 1,2 \text{ L}$.

le seisme n'etant pas verifie, On doit retenir l'acrotère.

$N = G = 760 \text{ kg/ml}$. Type de flexion: composée
 $M = F_p \cdot h = 434,112 \cdot 0,95 = 412,4 \text{ kg.m}$.
 $T = F_p = 434,112 \text{ kg.m}$.

$e_0 = \frac{M}{N} > \frac{ht}{6} \rightarrow$ Section partiellement comprimée.

ferraillage: suivant la méthode de "Pierre CHARON"

Conclusion: On maintient la valeur calculée par la condition de non fragilité puisque la section d'armature (tendue) trouvée sous l'action du seisme est faible par rapport à celle déjà calculée.

Mais néanmoins on prévoit des armatures perpendiculaires aux armatures principales pour empêcher les ouvertures excessives de fissures. Vu que l'acrotère est exposée aux intempéries, ces armatures sont dites de peau.

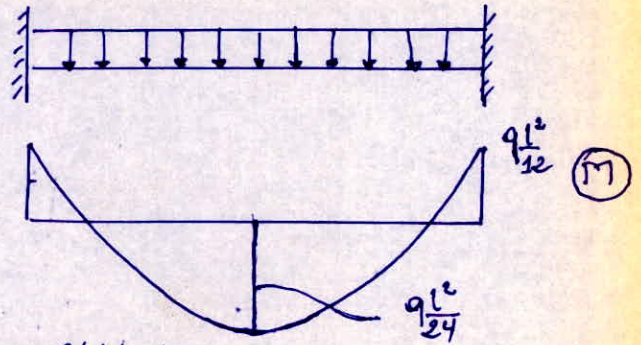
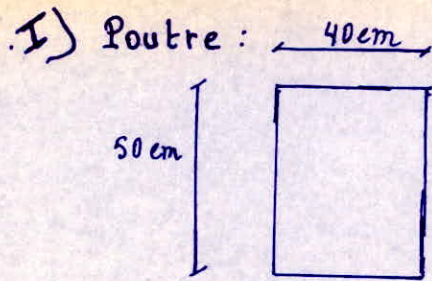
On adoptera: $5 \phi 6 / \text{ml}$ espacés de 25 cm.

On rappelle que toutes les verifications ont été effectuées:

- * des contraintes (σ_b, σ_a)
- * de la condition de non fissuration. ($\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a = \min(\frac{2}{3} \sigma_{tk}, \max(\sigma_1, \sigma_2))$)
- * de l'effort tranchant: ($A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$)
- * au cisaillement: $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} < \bar{\tau}_b$.

N.B: Pour plus d'indication se referer à l'annexe.

Calcul de la passerelle - console.



Evaluation de la charge: $q = 0,86 \text{ t/ml}$.
 Moment en travée: $M_E^+ = \frac{q l^2}{24} = 5,6 \text{ t.m}$.
 Moment sur appui: $M_A^- = \frac{q l^2}{12} = 11,2 \text{ t.m}$.

Ferraillage: $M_{tb} > M_{ext} \rightarrow A' = 0$.

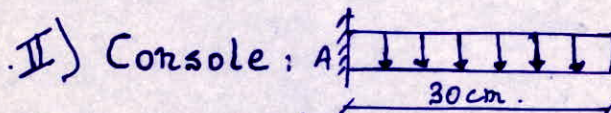
Choix des aciers: * nappe supérieure $A = \frac{M}{\sigma_k \bar{\sigma}_a} = 10,35 \text{ cm}^2$

$\rightarrow 6 \phi 16 = 12,06 \text{ cm}^2$

* nappe inférieure:

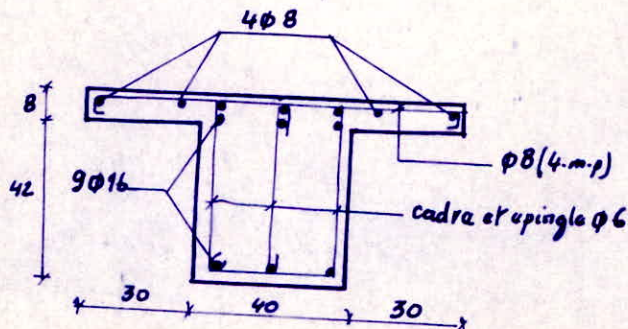
$\rightarrow 3 \phi 16 = 6,03 \text{ cm}^2$

Armatures transversales: 1 cadre et 1 épingle ($\phi 6$) $\rightarrow A_t = 0,84 \text{ cm}^2$
 espacées de $t = 13 \text{ cm}$.



Evaluation de la charge: $q = 0,132 \text{ t.m/ml}$.

Le moment $M_A = q l^2$ est très faible. On adopte alors une section d'acier minimale $4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ espacées de 25 cm.

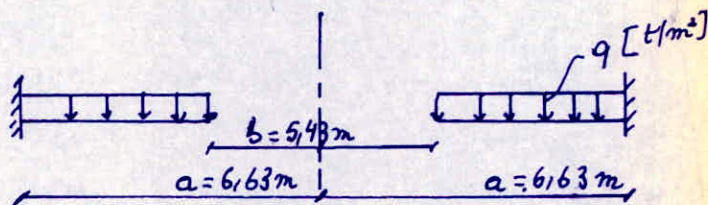


CALCUL - DES - PLAQUES .

Introduction :

Les plaques que nous allons calculer sont celles qu'avons placés à l'intérieur de la tour pour diminuer la longueur de flambement des poteaux et pour lutter contre éventuels moments dus aux sollicitations locales (vent). On peut assimiler ces plaques de forme polygonale à des plaques circulaires encastrees dans la tour sur leurs pourtours et chargées uniformément et comportant évidemment une ouverture au centre permettant l'accès à la cuve et sur la coupole. Elles seront soumises à l'action de leur poids, d'une surcharge d'exploitation estimée à 220 kg/m^2 et des accessoires estimés à 20 kg/m^2

Schéma statique :



Calcul de la charge : poids propre : 250 kg/m^2 .
surcharge + accessoires : 240 kg/m^2 .

$$q = 0,49 \text{ t/m}^2.$$

Pour le calcul des efforts nous utiliserons les résultats de calcul des dalles circulaires données dans les tables de Barres (Table 1.155 p443). Les formules sont les suivantes :

* Effort Tranchant T_r :
$$T_r = - \frac{q a}{2} \left(\rho - \beta^2 \cdot \frac{1}{\rho} \right).$$

* Moment radial :
$$M_r = \frac{q a^2}{16} \left[\frac{(1+\nu)(1+k_1) + 4\beta^2 - (3+\nu)\rho^2 - (1-\nu)k_1 \cdot \frac{1}{\rho^2}}{+4(1+\nu)\beta^2 \log \rho} \right]$$

* Moment tangentiel :

$$M_\varphi = \frac{q a^2}{16} \left[\frac{(1+\nu)(1-k_1) + 4\nu\beta^2 - (1+3\nu)\rho^2 + (1-\nu)k_1 \cdot \frac{1}{\rho^2} + 4(1+\nu)\beta^2 \log \rho}{+4(1+\nu)\beta^2 \log \rho} \right]$$

avec :
$$k_1 = \frac{(1-\nu)\beta^2 + (1+\nu)(1+4\beta^2 \log \beta)}{(1-\rho) + (1+\nu)\beta^2} \cdot \beta^2.$$

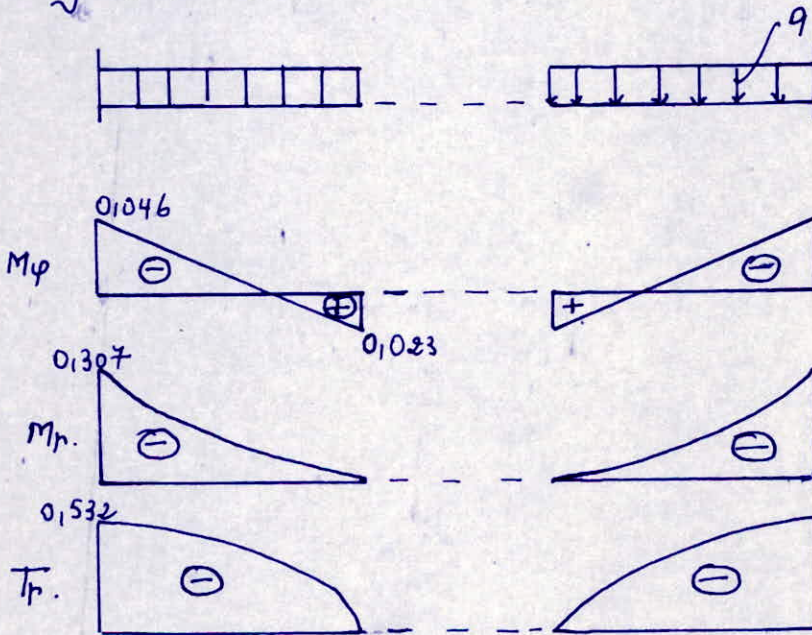
A.N : $\rho = \frac{r}{a}$ pour $r = b$: $\rho = 0,82$.
pour $r = a$: $\rho = 1,00$.

$\beta = b/a = 0,82$. $\nu = 0,15$ pour le béton armé.

Les résultats de K_1 , T_r , M_r , et M_φ sont classés dans le tableau ci-dessous.

$r(m)$	$\rho = \frac{r}{a}$	$\beta = \frac{b}{a}$	K_1	$M_\varphi (t.m/ml)$	$M_r (t.m/ml)$	$T_r (t/ml)$
$r=b=5,43$	0,82	0,82	0,459	0,023	$4,87 \cdot 10^{-4} \approx 0$	0
$r=a=6,63$	1	0,82	0,459	-0,046	-0,307	-0,532

Diagramme des efforts :



Ferraillage des plaques: (Méthode P. Charon).

1°) Armatures radiales:

1-1. Armatures supérieures: $M_r = -0,307 t.m./ml.$

Données: $h_t = 10 cm.$ $h = 8 cm.$

$b = 100 cm$

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

$$\gamma = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 0,307 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0237 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9329 \\ K = 59,50. \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 1,35 cm^2. \quad (3T8/ml)$$

1-2: Armatures inférieures:

$M_p \approx 0$ Le moment étant presque nul, la section d'armatures sera plus faible que celle trouvée précédemment.

2) Armatures tangentielle (Cercles): $M_p = -0,046 \text{ t.m/ml}$.

2-1: Armatures supérieures: $M_p = -0,046 \text{ t.m/ml}$.

Le moment étant très faible, la section d'armatures sera d'autant plus faible.

2-2: Armatures inférieures: $M_p = 0,023 \text{ t.m/ml}$.

On trouve toujours une section d'armature très faible.

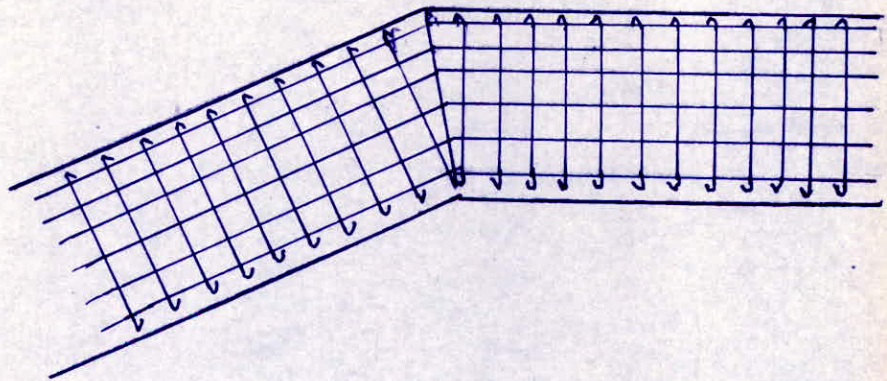
Conclusion:

Le ferrailage étant très faible dans tous les cas calculés, nous adopterons le minimum imposé par le cahier de charge qui est 0,26%.

$$A = \frac{0,26}{100} \cdot 10 \cdot 100 = 2,6 \text{ cm}^2.$$

On adoptera 6 T8/ml. = $3,01 \text{ cm}^2$.

(Un quadrillage supérieur et inférieur).



ETUDE

D'INFLUENCE

Evaluation de la période propre d'oscillation.

Calcul pseudo-Dynamique.

Introduction:

Généralement, on comprend par "action dynamique" la sollicitation produite par des charges qui varient rapidement pendant le temps et qui contribuent à l'apparition de forces d'inertie. Comme hypothèse fondamentale, nous considérerons que la relation entre les forces et les déplacements répond à une loi linéaire.

Effet du séisme:

L'excitation sismique provoque une accélération dynamique au niveau du sol (dynamique veut dire variable avec le temps). De ce fait, il y a création d'accélération affectant les masses de la structure liée au sol, qui produisent des forces d'inertie opposées à ces mêmes accélérations. L'effet d'un séisme est assimilable à une oscillation libre.

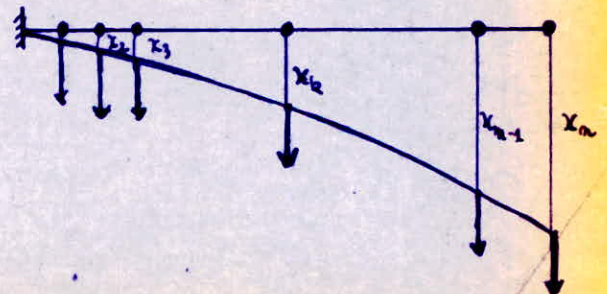
Méthode de calcul de la période: Méthode de RAYLEIGH.
(ou méthode énergétique de Rayleigh).

* hypothèses : * Rigidité non constante * Résultats : * 1 seule mode
* masse non constante * Pas de vecteurs propres.

La méthode de Rayleigh a été développée de la loi de conservation de l'énergie (systèmes conservatifs). Elle est utilisée pour la détermination de la pulsation fondamentale d'un système oscillant ayant un nombre limité ou infini de degrés de liberté dynamique.

Pour élaborer sa méthode, Rayleigh a formulé le principe suivant: la pulsation d'un système conservatif, qui exécute en mouvement oscillatoire autour de sa position d'équilibre statique, a une valeur stationnaire dans le voisinage du mode propre correspondant. Cette valeur stationnaire est toujours minimale et reste dans le voisinage du mode fondamental.

** Schema de calcul de Rayleigh.



On imagine la structure retournée à 90° dans le champ de la pesanteur ; celle-ci est sollicitée par les forces $P_i = m_i g$ agissant dans la direction du degré de liberté et soient x_1, x_2, \dots, x_n les déplacements statiques résultants.

La méthode de RAYLEIGH suppose que la déformée du 1^{er} mode est assimilable à la déformée statique produite par les forces P_i . Les forces extérieures sont reliées aux déplacements par la relation matricielle suivante :

$$[P] = [K] [D] \quad \text{avec : } [P] : \text{vecteur colonne des forces.}$$

$[K] : \text{matrice de rigidité de la console}$

$[D] : \text{vecteurs colonne des déplacements}$

où bien :

$$[D] = [K^{-1}] [P].$$

On pose $[S] = [K^{-1}]$: matrice de souplesse de la console

$$\Rightarrow [D] = [S] \cdot [P] \text{ c.a.d. } \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \dots & \delta_{1j} & \dots & \delta_{1n} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \dots & \delta_{2j} & \dots & \delta_{2n} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \dots & \vdots \\ \delta_{n1} & \delta_{n2} & \dots & \delta_{nj} & \dots & \delta_{nn} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ \vdots \\ P_n \end{bmatrix}$$

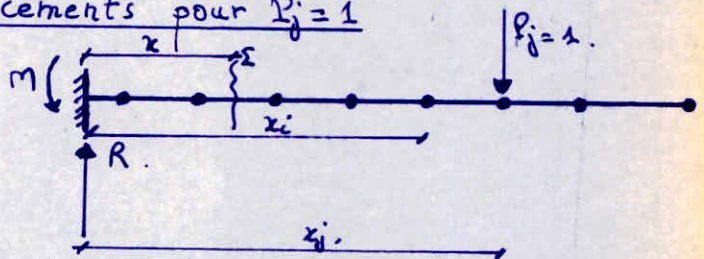
* Calcul des coefficients de la matrice de souplesse.

Ces coefficients se calculent par l'évaluation des déplacements pour que toutes les forces soient nulles sauf une. En effet si toutes les forces sont nulles sauf P_j auquel on lui impose la valeur $P_j = 1$. On aura : $x_1 = \delta_{1j}, x_2 = \delta_{2j}, \dots, x_j = \delta_{jj}, x_n = \delta_{nj}$

On peut ainsi calculer les coefficients de la matrice en évaluant les déplacements aux nœuds (masses) pour les n cas de forces appliquées.

* Evaluation des déplacements pour $P_j = 1$

$$M = P_j \cdot x_j \\ R = P_j$$



$$M(x) = -P_j \cdot x_j + P_j \cdot x = x - x_j \quad (\text{puisque } P_j = 1).$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{-M(x)}{EI} = \frac{x_j - x}{EI} \Rightarrow \frac{dy}{dx} = \frac{1}{EI} \left[x_j x - \frac{x^2}{2} \right] + C \quad \begin{cases} \text{pour } x=0 \\ y'(0)=0 \\ \Rightarrow C=0 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } y(x) = \frac{1}{EI} \left[x_j \frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{6} \right] + C_1 \quad \begin{cases} \text{pour } x=0 \\ y(0)=0 \Rightarrow C_1=0 \end{cases}$$

$$\text{d'où : } x_i = \delta_{ij} = \frac{1}{EI} \left[\frac{x_j^2}{2} (x_j - \frac{x_j}{3}) \right] \text{ avec } j \geq 1.$$

$$x_i = \delta_{ij} = \frac{1}{EI} \left[\frac{x_i^2}{2} \left(x_j - \frac{x_i}{3} \right) \right] \text{ avec } j \geq i.$$

D'après le théorème de Réciprocité de Maxwell-Betti, $\delta_{ij} = \delta_{ji}$.
avec δ_{ij} : déplacement en i dû à une force unitaire appliquée en j .
Après détermination des δ_{ij} on calculera les déplacements statiques correspondants à l'action des charges P_i statiquement appliquées.
La période sera calculée suivant le 1^{er} mode fondamental par la formule suivante :

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i x_i^2}{g \sum_{i=1}^n P_i x_i}}$$

* Modélisation: Elle dépend de deux paramètres

- le respect de la position du centre de gravité des masses et leurs repartition dans la structure
- la rigidité des éléments

La modélisation de notre structure sera représentée par une console verticale flexible, rigidement encastrée à la base (la fondation assure l'encastrement de la superstructure élastique) ou les masses sont concentrées :

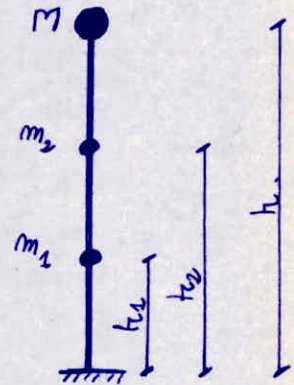
- pour la cuve à son centre de gravité
- pour le fut au niveau des paliers de repos (2 paliers de repos).

Cette modélisation est faite pour une sollicitation dynamique horizontale, elle n'est pas valable pour une sollicitation dynamique verticale.

Sachant que dans la pratique le séisme vertical est très inférieur au séisme horizontal nous ferons l'hypothèse que la modélisation reste valable.

Dans la suite des calculs on considèrera toujours 2 cas de cuve : soit vide
soit pleine

schéma de modélisation →



I - Cuve vide

$$M = 700,62 \text{ t}$$

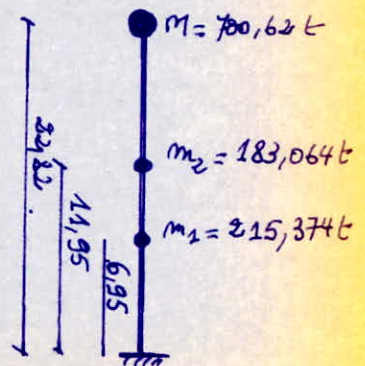
$$m_2 = 7,6(17,6+4,8) + 2,574 + 10,25 = 183,064 \text{ t}$$

$$m_1 = 9,5(17,6+4,8) + 2,574 = 215,374 \text{ t}$$

$$I = 205,90 \text{ m}^4$$

$$E = E_c = 21000 \sqrt{\sigma_c} = 361907,45 \text{ t/cm}^2$$

$$EI = 745167440 \text{ t} \cdot \text{m}^4$$



* Calcul des déformées :

Soit x_i le déplacement de la $i^{ème}$ masse sous les P_i , avec i variant de 1 à 3. La valeur de chaque x_i est donnée par la formule suivante:

$$x_i = \frac{\sum_{j=1}^3 P_j \delta_{ij}}{EI}$$

D'où les valeurs de δ_{ij} et x_i dans les tableaux suivants:

$EI \delta_{ij}$	$j=1$	$j=2$	$j=3$
$i=1$	111,901	232,657	493,973
$i=2$	232,657	568,830	1341,391
$i=3$	493,973	1341,391	3935,209

$$x_1 = \frac{393865,70}{745167440} = 0,0529$$

$$x_2 = \frac{1049527,162}{745167440} = 0,1408$$

$$x_3 = \frac{3003891,928}{745167440} = 0,4031$$

D'où: ω_1 = pulsation du 1^{er} mode fondamental donnée par

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{g \sum_{i=1}^n P_i x_i}{\sum_{i=1}^n P_i x_i^2}}$$

A.N:

$$\sum P_i x_i = 308,519$$

$$\sum P_i x_i^2 = 116,339$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$\implies \omega_1 = 54,0049 \text{ rad/s}$$

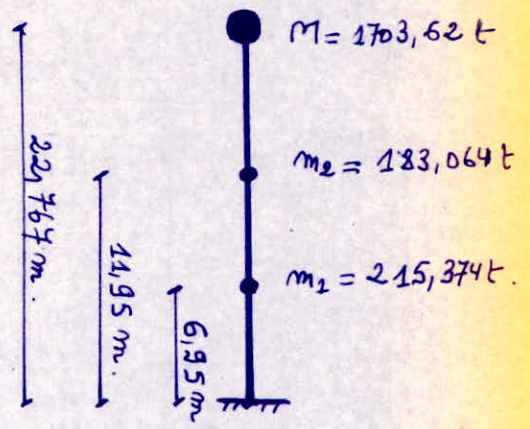
D'où: $T = 0,1232 \text{ s}$

* coefficient de participation modal:

$$\Gamma_1 = \frac{\sum m_j x_j}{\sum m_j x_j^2} \implies \Gamma_1 = 0,88$$

II - Cuve pleine

- $M = 1703,62 \text{ t}$
- $m_2 = 183,064 \text{ t}$
- $m_1 = 215,374 \text{ t}$

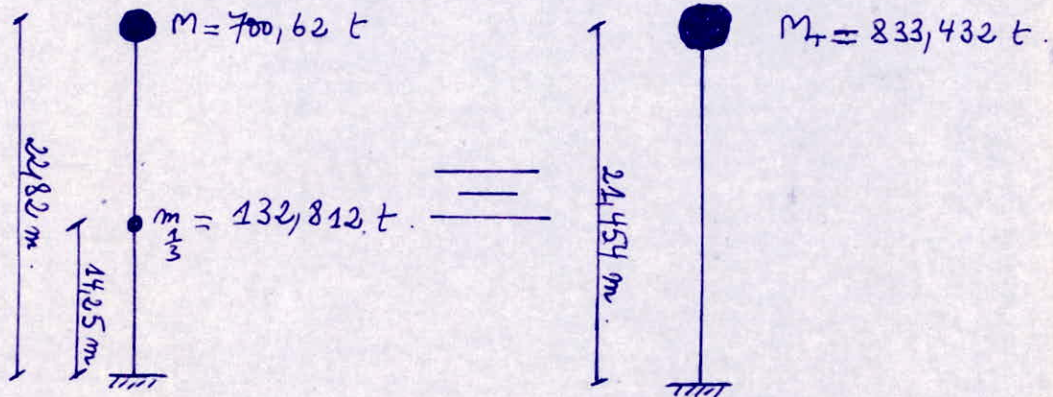


Les valeurs de δ_{ij} et x_i seront données dans le tableau suivant:

la période est donnée par la formule suivante: $T = 2\pi \sqrt{\frac{M_T \cdot h^3}{3EIg}}$

A.N: $T = 2\pi \sqrt{\frac{899,839 (20,607)^3}{3 \cdot 745167440 \cdot 9,80}} = \underline{0,119059 \text{ s}}$

* 2^e cas: $f(\frac{1}{3}) = \frac{398,438}{3} = 132,812 \text{ t}$

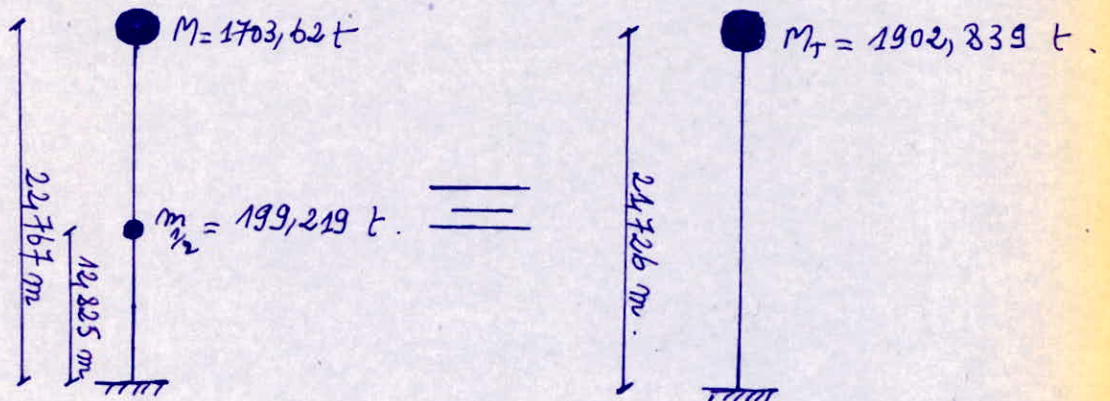


D'où: $T = 2\pi \sqrt{\frac{833,432 (21,454)^3}{3 \cdot 745167440 \cdot 9,80}} \Rightarrow \underline{T = 0,121718}$

$\underline{T = 0,121718 \text{ s}}$

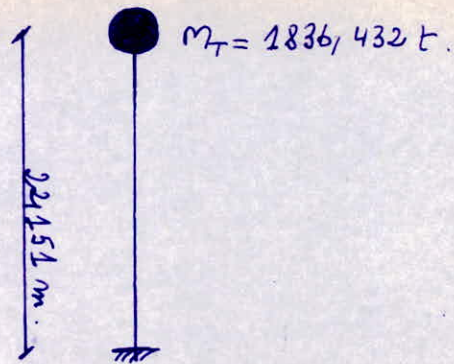
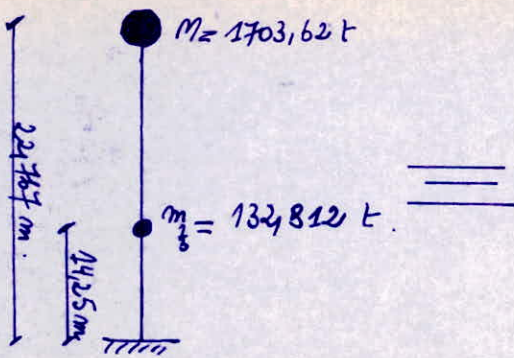
⑥ Cuve pleine: $M = 1703,62 \text{ t}$
 $m_{\text{fut}} = 398,438$

* 1^{er} cas: $f(\frac{1}{2}) = 199,219 \text{ t}$



$T = 2\pi \sqrt{\frac{1902,839 \times 21,726^3}{3 \cdot 745167440 \cdot 9,80}} \Rightarrow \underline{T = 0,1874 \text{ s}}$

2^e cas : $f(\frac{1}{3}) = 132,812 t.$



D'où : $T = 0,189555 s$

IV - formule empirique : Annexe 4. Art 4.42 § 236 des règles de NV 65.

$T = 2\pi \sqrt{\frac{P' h^3}{3gEI}}$ avec : $P' = P + \frac{33}{140} \cdot p h$

P : masse concentrée de la cuve.

p : masse du support par mètre linéaire

$p = 22,4 t/m$

h : hauteur du C.D.G. de la cuve par rapport à l'encastrement

a) Cuve vide :

$P = 700,62 t$

$P' = 700,62 + \frac{33}{140} \cdot 22,4 \cdot 22,82 = 821,1096 t$

$h = 22,82 m$

D'où : $T = 2\pi \sqrt{\frac{821,1096 (22,82)^3}{3 \cdot 745167440 \cdot 9,81}} \Rightarrow T = 0,1325 s$

b) Cuve pleine :

$P = 1703,62 t$

$h = 22,767 m$

$P' = 1703,62 + \frac{33}{140} \cdot 22,4 \cdot 22,767 =$

$P' = 1823,8297 t$

D'où : $T = 0,19684 s$

Conclusion :

Les valeurs maximales de la période T suivant que la cuve soit vide ou pleine sont obtenues suivant la méthode de Rayleigh :

* Cuve vide : $T = 0,123 s$

* Cuve pleine : $T = 0,206 s$

ETUDE

ALI

VENT

Introduction :

Quand la vitesse du vent atteint son état critique, son régime passe du laminaire au régime turbulent, ce qui a pour effet de lui donner un mode vibratoire et de ce fait la construction vibre avec une certaine fréquence et quand la période due au vent se confond avec la période propre de la construction il y'a risque de résonance qui augmente les déformations. Pour ce qui est de notre ouvrage, il est situé en région II, dans un site exposé.

Nous allons dans cette étude conduire notre travail selon le règlement NV65 et considérer 2 actions pour le vent (normal ou extrême)

A. Action d'ensemble.

Cette action d'ensemble est la résultante de toutes les actions sur les différentes parois. Elle peut se décomposer en :

a) en une composante // au vent :

suivant la direction horizontale du vent. Cette composante est appelée trainée (T) et produit un effet d'entraînement et de renversement.

b) en une composante ⊥ au vent :

suivant une verticale ascendante. Elle est appelée porteuse (notée L) et produit un effet de soulèvement et de renversement.

B. Action Locales

Dans certaines sections ou éléments constituant l'ouvrage.

A. Action d'ensemble :

a) Composante // au vent: Calcul de la trainée

Cette composante est donnée par la formule suivante d'après (NV65 p 78)

$$T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot S_t \cdot q \quad [T] = [kg]$$

** $C_t = \delta_0 C_{t0}$: coefficient globale de trainée, il dépend de l'elancement de la tour et de la rugosité de sa surface. Il est lié aux effets aérodynamiques provoqués par la forme prismatique de la section.

C_{t0} : donné en fonction de la catégorie à laquelle appartient la construction. Tableau VII. P143 des NV65.

δ_0 : dépend de λ qui est égal à H^2/S_t . Il est donné en page 145 des NV65.

** S_t : Aire de la projection verticale de la construction normale à la direction du vent considéré.

Calcul de S_t :

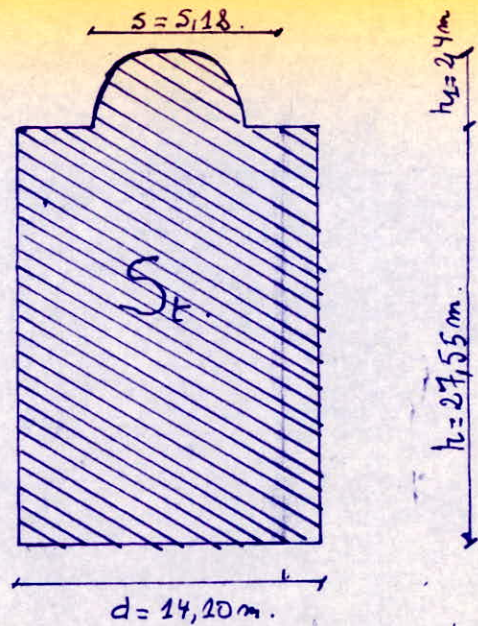
$$S_t = (h \times d) + \frac{2}{3} s h_2$$

$$S_t = (27,55 \times 14,10) + 9,58$$

$$S_t = 398,04 \text{ m}^2$$

d'où :

$$\lambda = \frac{H^2}{S_t} = \frac{(29,95)^2}{398,04} = 2,25$$



D'après CM66 p 243 . Tableau VII catégorie II (Prisme de 8 cotés)

$$\longrightarrow C_{t_0} = 0,85 \quad / \quad \text{p 145 CM66} \quad \longrightarrow \quad \delta_0 = 0,99$$

$$\text{D'où : } C_t = 0,85 \times 0,99 \quad \longrightarrow \quad C_t = 0,8415$$

** β : Coefficient de majoration dynamique :

depend de la période propre de résonance lié aux effets de résonance provoqués par les oscillations de la tour et du niveau considéré .

$$\beta = \theta (1 + \xi \cdot \tau)$$

* $\theta = 1$: Coefficient global depend du type de construction .

* ξ : Coefficient de réponse en fonction de la période T depend de la période propre de vibration . [NV65 p 81 art 154]

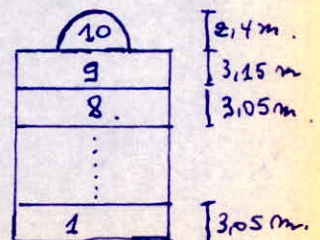
$$\begin{cases} \text{cuve vide : } T = 0,123 \text{ s} & \longrightarrow \quad \xi = 0,12 \\ \text{cuve pleine : } T = 0,206 \text{ s} & \longrightarrow \quad \xi = 0,20 \end{cases}$$

* τ : Coefficient de pulsation déterminé à chaque niveau considéré en fonction de sa cote H au dessus du sol par la figure III p 83 .

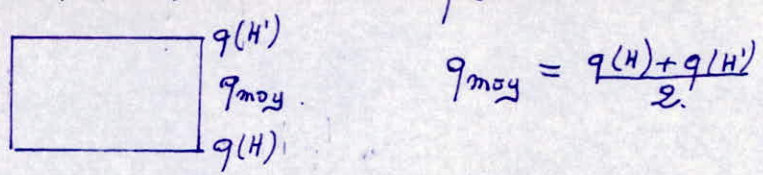
** Maître couple : c'est la projection orthogonale de la construction sur un plan normal à la direction du vent. (S_t) .

Pour notre cas on divise notre maître couple en 10 maître couples

- c.a.d : * 1-8 Rectangle $3,05 \times 14,10$
- * N° 9 " " $3,15 \times 14,10$
- * N° 10 demi-cercle



Sur un maître couple donné la pression dynamique est prise égale à la pression dynamique moyenne entre la pression du niveau H et du niveau H' immédiatement supérieure :



- ** Pression du vent : $q = K_s \cdot K_m \cdot q_H$
- * K_m : coefficient de masque, dépend de l'ouvrage s'il est abrité ou non. Dans notre cas $K_m = 1$ (non abrité)
- * K_s : coefficient tenant compte de l'effet du site, nous avons notre ouvrage dans un site exposé (zone II) $K_s = 4,25$

* $q_H = q_{10} \left(2,5 \frac{H+18}{H+60} \right)$ q_{10} : pression dynamique de base. Sur tout le territoire national $q_{10} = 70 \frac{kg}{m^2}$

- ** δ : coefficient de réduction tenant compte de l'effet des dimensions déterminé en fonction de la plus grande dimension. Ce coefficient est donné en page 63 des NV65. $\delta = 0,81$ dans notre cas.

L'effort partiel agissant sur un maître couple est : $T_i = C_f \cdot \beta \cdot \delta \cdot S_f \cdot q_{moy}$
 Sous l'effet des pressions du vent, le château d'eau est considéré comme une console et soumise à des charges concentrées T_i et appliquées au centre de gravité de chaque maître couple. Ces efforts T_i et les moments $M_s = \sum_{i=1}^n T_i (H_i - H_s)$ seront tous consignés dans le tableau qui suivent.

(b) Composante L au vent.

La force de derive "L" est la composante de la force du vent dans la direction perpendiculaire à celle du vent. Elle est donnée par la relation suivante

$$L = \delta C_L \beta' q_{cr} d \frac{H}{h} \quad \left(\begin{array}{l} \text{NV65} \\ \text{p286} \end{array} \right)$$

- * C_L : coefficient de derive.
- * β' : coefficient de majoration dynamique tenant compte de l'amortissement de l'ouvrage.
- * q_{cr} : pression dynamique critique correspondant à la vitesse de résonance.
- * d : largeur du maître couple.
- * h : hauteur de la construction soumise au vent.
- * H : cote du niveau considéré comptée à partir du sol.

La force de dérive "L" prend en compte l'action du tourbillon de KARMAN qui provoque des vibrations dans la direction perpendiculaire au vent, mais ces vibrations n'apparaissent que pour des vitesses approximativement faibles ($v \leq 25 \text{ m/s}$)

Le calcul de la vitesse critique est donnée par la théorie de KARMAN, et cela quand il y'a resonance c.a.d: $V_{cr} = \frac{d}{S.T}$

avec $T = T_k = \frac{d}{S.V_{en}}$

V : vitesse du vent.

d : largeur du maître couple ($d = 14,10 \text{ m}$)

S : nombre de Strouhal fonction de la rugosité des surfaces et de la forme de la construction [$0,25 \pm 0,30$]

Quand il y'a resonance $T_k = T = 0,2065 \text{ s}$.

$$\implies V_{cr} = \frac{d}{S.T} = \frac{14,10}{0,28 \cdot 0,2065} = 243,86 \text{ m/s} \gg 25 \text{ m/s}$$

Conclusion:

On peut négliger les oscillations latérales, et vu l'incompatibilité entre le régime turbulent et les tourbillons de Karman; le calcul à la resonance sera inutile.

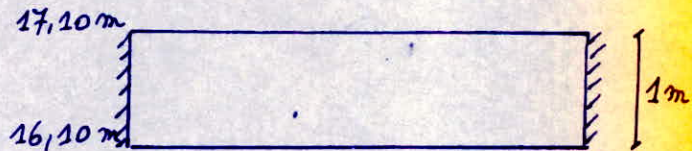
B. Actions locales du vent:

Dans notre cas, le phénomène d'ovalisation ne se présente pas car la forme de notre voile extérieure est octaédrique et non ovale. Pour le calcul des actions locales on va supposer que nos voiles (chaque côté du voile) sont encastres aux extrémités dans les poteaux.

On fera le calcul par bande de 1 mètre linéaire dans les sections les plus sollicitées et les plus marquées. Notre voile ou plutôt chaque côté du voile se conduira comme une poutre doublement encastree qui se fléchit sous l'action de la pression du vent. Comme exemple on citera le niveau de la ceinture inférieure.

Exemple:

$$q_H = 25 \cdot q_{10} \frac{H+18}{H+60}$$



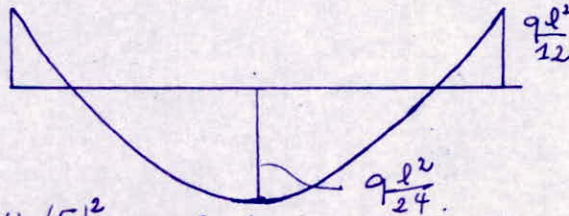
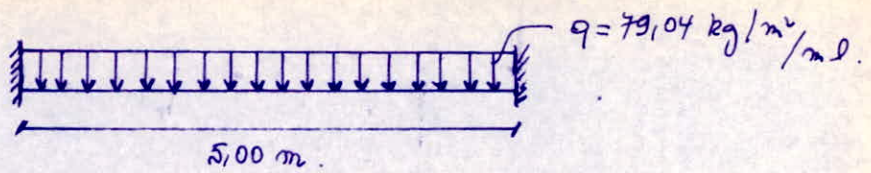
$$\left\{ \begin{aligned} q_{17,10} &= 25 \cdot 70 \frac{17,10+18}{17,10+60} = 79,67 \text{ kg/m}^2 \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} q_{16,10} &= 25 \cdot 70 \frac{16,10+18}{16,10+60} = 78,42 \text{ kg/m}^2 \end{aligned} \right.$$

d'où

$$q_{\text{moy}} = 79,04 \text{ kg/m}^2$$

* Détermination du moment sous l'action locale du vent.



$$M_t = 79,04 \cdot \frac{(5)^2}{24} = 0,082 \text{ t.m/ml}$$

Conclusion :

On remarque que les moments dus aux actions locales sont très négligeables.

On a n'a pas donc à tenir compte des sollicitations locales.

2

Côte H [m]	τ	γ		$\beta = \theta(1 + \gamma \cdot Z)$		H + 18	H + 60	A = $\frac{H+18}{H+60}$	$q_H = 2,5 q_{10} A$	K_s	δ	$q_r [kg/m^2]$	
		à vide	en charge	à vide	en charge								
0,00	0,360	0,12	0,20	1,043	1,072	18,00	60,00	0,30	52,50	1,25	0,81	55,44	57,69
3,05	0,360	0,12	0,20	1,043	1,072	21,05	63,05	0,33	57,55	1,25	0,81	60,97	63,46
6,10	0,360	0,12	0,20	1,043	1,072	24,10	66,10	0,36	63,00	1,25	0,81	66,53	69,22
9,15	0,360	0,12	0,20	1,043	1,072	27,15	69,15	0,39	68,25	1,25	0,81	72,07	74,99
12,20	0,358	0,12	0,20	1,043	1,072	30,20	72,20	0,42	73,50	1,25	0,81	77,62	80,76
15,25	0,353	0,12	0,20	1,042	1,071	33,25	75,25	0,44	77,00	1,25	0,81	81,24	84,53
18,30	0,348	0,12	0,20	1,042	1,070	36,30	78,30	0,46	80,50	1,25	0,81	84,93	88,29
21,35	0,344	0,12	0,20	1,041	1,069	39,35	81,35	0,48	84,00	1,25	0,81	88,54	90,92
24,40	0,339	0,12	0,20	1,041	1,068	42,40	84,40	0,50	87,50	1,25	0,81	92,23	94,62
27,55	0,334	0,12	0,20	1,040	1,067	45,55	87,55	0,52	91,00	1,25	0,81	95,82	98,31
29,95	0,331	0,12	0,20	1,039	1,066	47,95	89,95	0,53	93,27	1,25	0,81	96,91	100,67

Côte H [m]	q_{rHi} [kg/m ²]		$q_{rmej} = \frac{q_{rHi} + q_{rHout}}{2}$		Ct	Numero du maître couple	Largeur du maître couple	$T_r = c_f d q_{rmej}$ [kg/m]		$1,75 T_r$ [kg/m]	
	à vide	en charge	à vide	en charge				à vide	en charge	à vide	en charge
29,95	96,91	100,67	96,365	99,490	0,8415	⑩	5,18	420,05	433,67	735,09	758,92
27,55	95,82	98,31	94,025	99,465	0,8415	⑨	14,10	1115,62	1144,57	1952,33	2002,99
24,40	92,23	94,62	90,385	92,770	0,8415	⑧	14,10	1072,43	1100,73	1876,75	1926,28
21,35	88,54	90,92	86,735	89,605	0,8415	⑦	14,10	1029,12	1063,18	1800,96	1860,56
18,30	88,54	88,29	83,085	86,410	0,8415	⑥	14,10	985,82	1025,27	1725,18	1794,22
15,25	81,24	84,53	79,430	82,645	0,8415	⑤	14,10	942,45	980,59	1649,29	1716,03
12,20	77,62	80,76	74,845	77,875	0,8415	④	14,10	888,05	924,00	1554,09	1617,00
9,15	72,07	74,99	69,300	72,105	0,8415	③	14,10	88	855,54	1438,94	1497,19
6,10	66,53	69,22	63,750	66,340	0,8415	②	14,10	756,40	787,13	1323,70	1377,48
3,05	60,97	63,43	58,205	60,575	0,8415	①	14,10	690,61	718,73	1208,57	1257,78
0,00	55,44	57,69	/	/	/	/	/	/	/	/	/

Côte du point d'application	T [Kg] ^{Vent normal}		M [kg.m] ^{Vent normal}		T [kg] ^{Vent extreme}		M [kg.m] ^{Vent extreme}	
	à vide	en charge	à vide	en charge	à vide	en charge	à vide	en charge
30,560	776,85	802,04	0,00	0,00	1359,49	1403,57	0,00	0,00
27,975	4291,05	4407,43	2008,16	2073,27	7509,34	7713,00	3514,28	3628,22
24,875	7561,96	7764,66	17718,65	18222,63	13233,43	13588,15	31007,64	31889,60
21,825	10700,77	11007,35	56239,72	57793,67	18726,35	19262,86	98419,51	101138,92
18,775	13707,52	14134,42	127398,14	130937,17	23988,16	24735,23	222946,74	229140,05
15,725	16581,99	17125,22	240364,49	247190,64	29018,48	29969,13	420637,86	432583,62
12,675	19290,54	19943,42	403905,92	415676,02	33758,44	34900,98	706835,36	727433,03
9,675	21798,40	22552,82	626283,50	644988,84	38147,20	39467,43	1095996,12	1128730,47
6,575	24105,42	24953,56	915146,19	943087,76	42184,48	43668,73	1601505,83	1650403,58
3,525	26211,78	27145,68	1277530,40	1317295,00	45870,61	47504,94	2235678,20	2305266,25
2,000	26211,78	27145,68	1493695,40	1545795,80	45870,61	47504,94	2613966,95	2705142,65
0,000	26211,78	27145,68	1788748,00	1845469,00	45870,61	47504,94	3130309,00	3229570,75

ETUDE-III

S'EIS'ME "IRI'LI8I"

INTRODUCTION :

Notre ouvrage sera implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone II), donc il doit être conçu de façon à pouvoir résister aux efforts sismiques totales agissant sur la structure. L'étude consiste en la vérification sous les sollicitations d'ensemble de la résistance et de la stabilité de la structure afin de justifier la sécurité de la construction vis à vis des efforts sismiques.

L'évaluation de l'action sismique se fait par application à la construction un système de forces dont les efforts statiques sont censés engendrer les mêmes efforts que l'action sismique.

Le calcul se fera suivant les règlements parasismiques algériens (RBA 81 → 83).

Calcul de la force sismique V :

La force sismique horizontale totale agissant sur la structure est donnée par la formule de base :

$$V = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W \quad (\text{Art 31. RBA 81-83})$$

Les coefficients A , D , B , Q seront définis comme suit :

* A : désigne le coefficient d'accélération de zone, dépend du groupe d'usage, de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas : le groupe d'usage est 1.
la zone II. $\implies \underline{A = 0,25}$

* D : désigne le facteur d'amplification dynamique, elle est déterminée d'après le type de sol, en fonction de la période T de vibration de la construction.

Pour un sol meuble $D = 2 \sqrt{\frac{0,5}{T}}$

On remarque que si la période $T < 0,5$ alors $D = 2$.

mais puisque $T = 0,28 < 0,5$

d'où : $\underline{D = 2}$.

* B: désigne le facteur de comportement de la structure. Il dépend de son type et de la nature de ses contreventements, et varie de 1/5 à 2/3. Ils sont donnés dans le tableau 2 du RBA 81 p 22.

Notre ouvrage est considéré comme structure régulière. Pour cela on a choisi la valeur $B = \frac{1}{4}$

$B = \frac{1}{4}$

* Q: désigne le facteur de qualité du système de contreventement d'une structure donnée. Il est fonction de l'hyperstaticité, de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction

Il est défini par l'expression suivante : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

où P_q est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de la qualité q :

- $P_q = 0$ si le critère est observé.
- $P_q = 0,1$ si le critère est non observé.

- Conditions minimales des files porteuses : $P_q = 0,1$
- Surabondance en plan : $P_q = 0,1$
- Symétrie en plan : $P_q = 0$
- Régularité en élévation : $P_q = 0$
- Contrôle de la qualité des matériaux : $P_q = 0,1$
- Contrôle de la qualité de la construction : $P_q = 0$

D'où : $Q = 1 + (0,1 + 0,1 + 0,1) = 1,3$

$Q = 1,3$

Poids de la structure (W)

Pour les châteaux d'eau le RBA 81 permet de prendre $W = G + P$. les valeurs de W suivant que le réservoir soit plein ou vide sont les suivantes :

- Cuve vide : $W = 1099,058 \text{ t}$ d'où : $V = 0,25 \times 8 \times \frac{1}{4} \times 1,3 \times 1099,058$

$V = 178,60 \text{ t}$

- Cuve pleine : $W = 2102,058 \text{ t}$ d'où : $V = 0,25 \times 2 \times \frac{1}{4} \times 1,3 \times 2102,058$

$V = 341,58 \text{ t}$

Principe et modélisation :

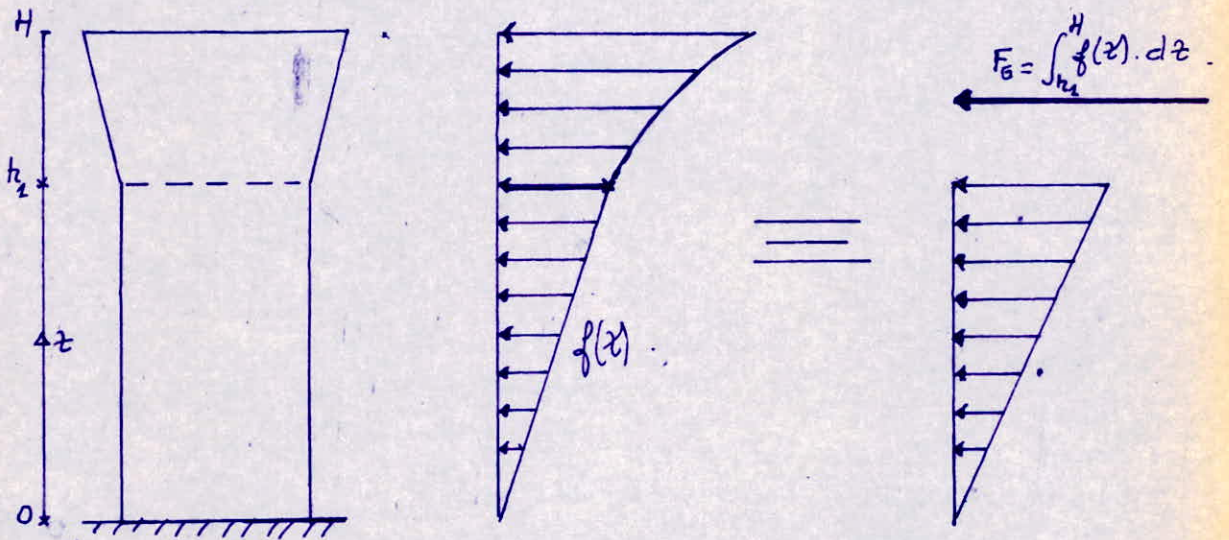
Pour notre château d'eau on le modélise par une masse concentrée au niveau du centre de gravité de la cuve. Et puisque la masse du support n'est pas du tout à négliger et est considérée comme uniformément répartie, la distribution préconisée sera la suivante:

$$f(z) = \frac{V \cdot m(z) \cdot z}{\int_0^H m(z) \cdot z \, dz}$$

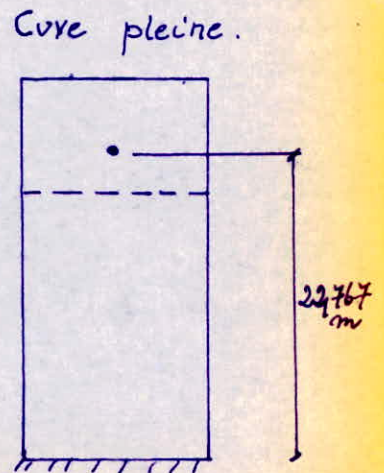
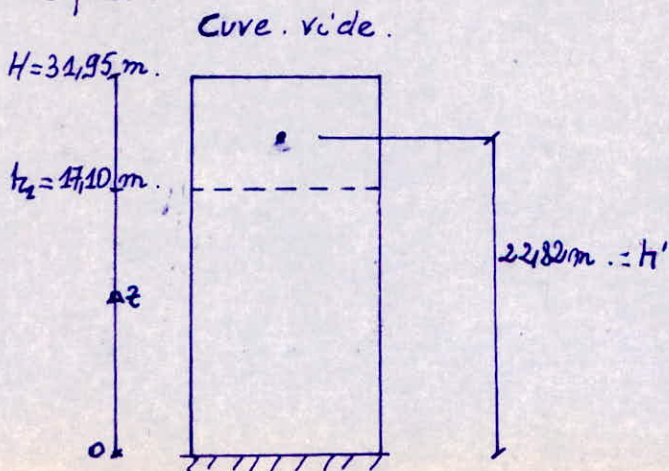
où : $f(z)$: densité de force horizontale à la cote z .

$m(z)$: loi de répartition de la masse.

z : cote au point du support considéré à partir de $\frac{H}{2}$ l'encastrement.



Lors de notre étude on considèrera le cas où le réservoir est vide ou plein.



Calcul des efforts tranchants et moments.

A - Cuve vide :

$$\left| \begin{array}{l} M_{\text{cuve}} = 700,62 \text{ t} \\ M_{\text{fut}} = 22,4 \text{ t/ml} \end{array} \right.$$

$m(z)$ est définie par : $m(z)z = \begin{cases} 22,4z & \text{pour } 0 \leq z \leq h_2 = 17,10 \text{ m.} \\ \text{cste; } 700,62 \text{ t.} & \text{pour } h_2 \leq z \leq H \end{cases}$

* Calcul de : $\int_0^H m(z) \cdot z \, dz = \int_0^{h_2=17,10} (22,4z \cdot dz) + 700,62 \cdot 22,82$.

$$\int_0^{31,95} m(z) \cdot z \, dz = \int_0^{17,10} 22,4z \, dz + 700,62 \cdot 22,82$$
$$= \left[22,4 \frac{z^2}{2} \right]_0^{17,10} + 15988,148 = 19263,14 \text{ t.m.}$$

Donc : $\int_0^H m(z) \cdot z \, dz = 19263,14 \text{ t.m.}$

* Calcul de $f(z)$ jusqu'à la cote $z = 17,10 \text{ m.}$

$$f(z) = \frac{V \cdot m(z) \cdot z}{\int_0^H m(z) \cdot z \cdot dz} = \frac{178,6 \times 22,4z}{19263,14}$$

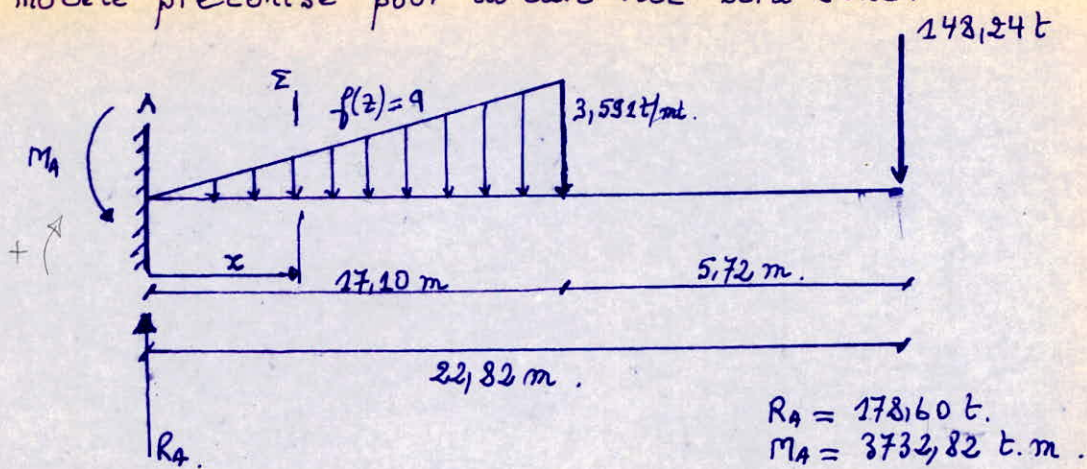
d'où : $f(z) = 0,21z \text{ [t/ml]}$

* Calcul de la force F_G appliquée au centre de gravité de la cuve.

$$F_G = \int_0^H f(z) \cdot dz = \frac{V \cdot M_{\text{cuve}} \times h_2'}{\int_0^H m(z) \cdot z \, dz} = \frac{178,6 \times 700,62 \times 22,82}{19263,14}$$

$$\underline{F_G = 148,24 \text{ t}}$$

le modèle préconisé pour la cuve vide sera donc :



Calcul de M et T :

pour : $0 \leq x \leq 17,10 \text{ m.}$

$$* M(x) = -\frac{1}{6} x^3 \frac{q}{17,10} + R_A \cdot x - M_A.$$

$$\underline{M(x) = -0,035 x^3 + 178,60 x - 3732,82.} \quad [\text{t.m}]$$

$$* \underline{T(x) = -0,1038 x^2 + 178,60} \quad [\text{t}]$$

B- Cuve pleine : $M_{\text{cuve pleine}} = 1703,62 \text{ t.}$
 $M_{\text{fût}} = 22,4 \text{ t/ml.}$

$$\int_0^H m(z) \cdot z \, dz = \int_0^{17,10} 22,4 z \, dz + 1703,62 \cdot 22,767 = 42061,308 \text{ t.m}$$

$$\underline{\int_0^H m(z) \cdot z \, dz = 42061,308 \text{ t.m.}}$$

* Calcul de $f(z)$ jusqu'à la cote $z = 17,10 \text{ m.}$

$$f(z) = \frac{V \cdot m(z) \cdot z}{\int_0^H m(z) \cdot z \, dz} = \frac{341,58 \cdot 22,4 z}{42061,308} = 0,182 z.$$

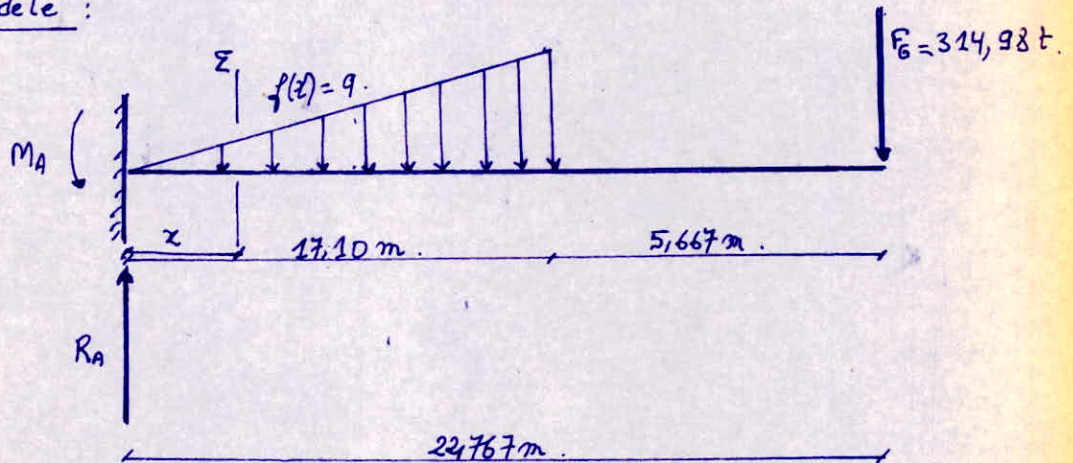
$$\underline{f(z) = 0,182 z}$$

* Calcul de la force F_G :

$$F_G = \int_0^H f(z) dz = \frac{V \cdot M_{\text{cuve}} \cdot h'}{\int_0^H m(z) z dz} = \frac{342,58 \cdot 1703,62 \cdot 22767}{42061,308} = 314,98 \text{ t}$$

$$\underline{F_G = 314,98 \text{ t}}$$

Modèle :



$$\begin{cases} R_A = 342,59 \text{ t} \\ M_A = 7474,49 \text{ t.m} \end{cases}$$

Calcul de M et T

$$0 \leq x \leq 17,10$$

$$* \underline{M(x) = -0,0303 x^3 + 342,59 x - 7474,49} \quad [\text{t.m}]$$

$$* \underline{T(x) = -0,091 x^2 + 342,59} \quad [\text{t}]$$

Les valeurs obtenues de M et T pour les 2 cas : cuve vide et cuve pleine pour différentes cotes à partir de l'encastrement jusqu'à 17,10 m seront dressées dans le tableau suivant :

Valeurs de M et T

[m] côte d'application	M (t.m)		T (t)	
	vide	pleine	vide	pleine
17,10	856,9765	1784,8074	148,2185	314,9807
15,725	1064,0425	2220,8060	152,9030	319,0879
12,675	1544,5995	3206,5369	161,8950	326,9703
9,675	2041,1900	4197,0475	168,8540	333,0719
6,575	2573,2580	5237,1483	174,0830	337,6560
3,525	3109,5790	6271,7124	177,2805	340,4593
2,00	3380,6605	6791,5524	178,1595	341,2260
0,00	3732,8200	7474,4900	178,6000	341,5900

C'ALC'UL

DE LA

TRONC

Calcul de la tour.

Introduction:

La tour est la partie de la structure qui supporte toutes les charges climatiques ainsi que le poids propre. Pour cela le ferrailage se fera de manière à équilibrer tous les efforts extérieurs.

Combinaison des efforts:

D'après M^e "MARIUS DIVER" calcul pratique des tours en béton armé et conformément aux règles CCBA 68 et RPA 83 on fait les vérifications suivantes:

1. Vérification sous les actions du 1^{er} genre:

Les sollicitations dues aux actions d'ensemble à prendre en compte sont:

$$S_1^1 = G + 1,2 I$$

$$S_1^2 = G + I + V.$$

On doit aussi vérifier: $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} = 90 \text{ kg/cm}^2$ dosage 400 pour les poteaux (C.S)

$$\bar{\sigma}_a \leq \bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$$

2. Vérification sous les actions du 2^e genre:

Les sollicitations dues aux actions d'ensemble à prendre en compte sont:

$$S_2^1 = G + 1,5 I + 1,5 V$$

$$S_2^2 = G + I + W.$$

$$S_2^3 = G + I + S I.$$

$$S_2^4 = 0,8 G \pm S I \text{ (RPA 83)}.$$

La contrainte du béton dans le sens vertical doit vérifier:

$$\bar{\sigma}'_b \leq 1,5 \bar{\sigma}'_{b0} = 135 \text{ kg/cm}^2.$$

La contrainte de l'acier dans le sens vertical doit vérifier:

$$\bar{\sigma}_a \leq \bar{\sigma}_{en} \left\{ 4200 \text{ kg/cm}^2 (\phi \leq 20); 4000 \text{ kg/cm}^2 (\phi > 20) \right\}$$

Méthode de Calcul :

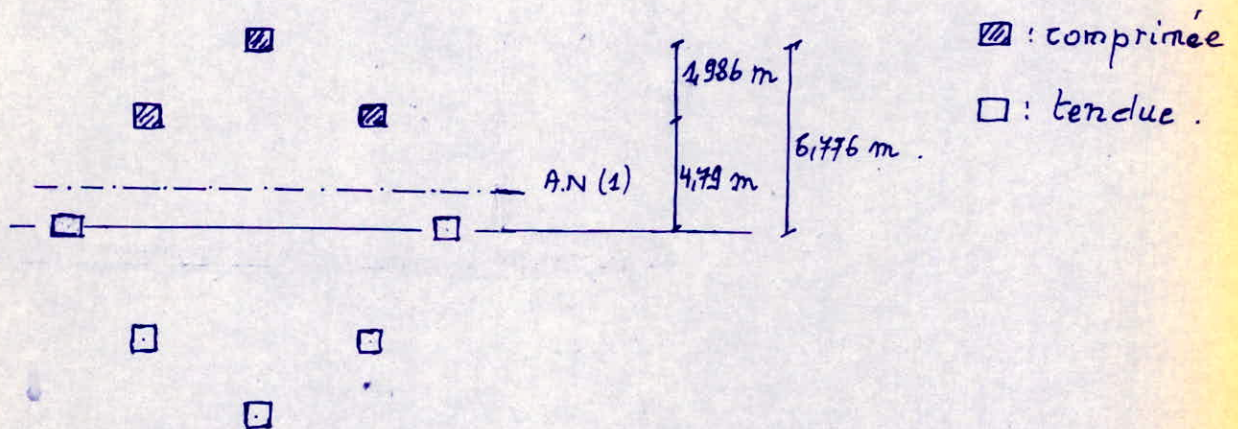
a) hypothèse de Calcul :

Notre structure est contreventée par des voiles et des poteaux noyés dans ces derniers. Notre hypothèse est de supposer que le moment et l'effort normal sont repris par les poteaux par contre l'effort tranchant est repris par les voiles.

b) Présentation de la méthode :

1 - Poteaux : Pour déterminer les efforts dans chaque poteau on se donne en premier lieu un certain pourcentage, puis on calcule l'axe neutre (d'après le moment statique) et ce pour vérifier si notre section d'acier choisie est bien exacte.
Pour la détermination des efforts, la même méthode que celle des assemblages sera appliquée.

* Moment statique :



B : section du béton
 A : section d'acier.

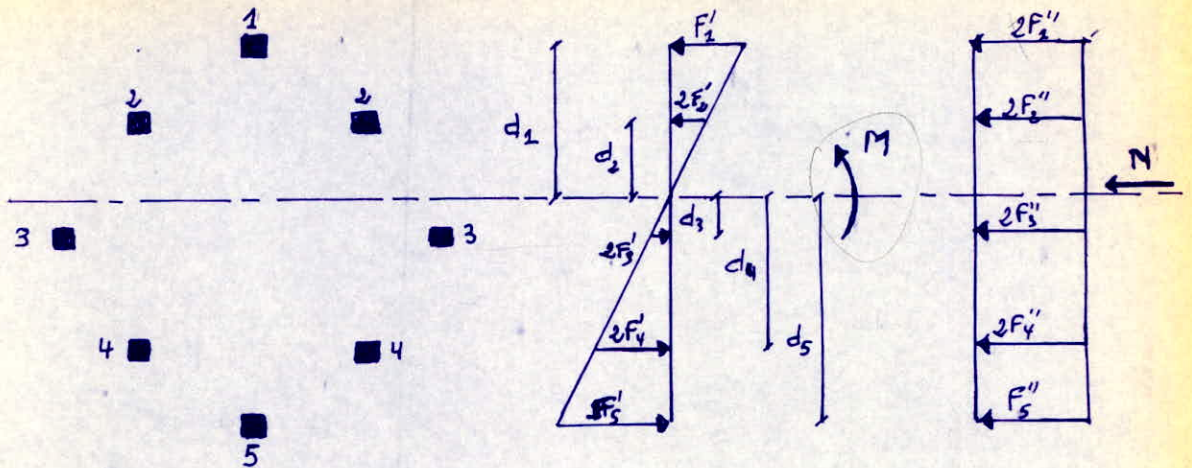
$B + mA$: section du béton homogénéisé

$$x_1 = \frac{2B(1,986) + 8mA(6,776)}{3B + 8mA} = \frac{3,972B + 813,12A}{3B + 120A}$$

avec : $B = 4400 \text{ cm}^2$.

$m = 15$.

* Evaluation des forces dans chaque poteau.



Superposition des efforts:

$$F_2 = F_2' + F_2''$$

$$2F_3 = 2F_3' + 2F_3''$$

$$2F_4 = 2F_4' - 2F_4''$$

$$F_5 = F_5' - F_5''$$

pour 1 et 2, 2 compression

pour 3, 3 ; 4, 4, et 5 selon les valeurs des forces.

ex:

si $F_3' > F_3'' \rightarrow$ traction

si $F_3' < F_3'' \rightarrow$ compression

L'évaluation de la force F_i' sera déterminé par la formule, suivante

$$F_i' ; \text{ Force due au moment } M : F_i' = \frac{M d_i}{\sum d_i^2}$$

Remarque : les poteaux 1 et 5 sont les poteaux les plus sollicités.

Vérification :

$$\text{Compression simple : } \sigma_b = \frac{F_2}{B + nA} \leq 1,5 \bar{\sigma}_{b0} \text{ (2\text{e} genre)}$$

$$\text{traction : } \sigma_a = \frac{F_5}{A} \leq \bar{\sigma}_a$$

Tous les résultats seront dressés sous forme de tableaux.

Cuve vide - sollicitation du 1^{er} genre

côte Z (m)	G + 1,2P				G + P + V			
	M (t.m)	N (t)	T (t)	$a = \frac{M}{N}$ (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	$a = \frac{M}{N}$ (m)
15,725	0	731,42	0	0	240,37	730,173	16,58	0,323
12,675	0	809,99	0	0	403,91	808,743	19,29	0,499
9,675	0	879,764	0	0	626,28	878,345	21,80	0,713
6,575	0	951,778	0	0	915,15	950,186	24,11	0,963
3,525	0	1020,098	0	0	1277,53	1018,507	26,21	1,254
2,000	0	1054,258	0	0	1493,70	1052,667	26,21	1,419
0,000	0	1099,058	0	0	1788,75	1097,467	26,21	1,630

Cuve pleine - Sollicitation du 1^{er} genre

côte Z (m)	G + 1,2P				G + P + V			
	M (t.m)	N (t)	T (t)	$a = \frac{M}{N}$ (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	$a = \frac{M}{N}$ (m)
15,725	0	1734,42	0	0	247,19	1733,173	17,13	0,143
12,675	0	1812,99	0	0	415,68	1811,743	19,94	0,229
9,675	0	1882,764	0	0	644,99	1881,345	22,55	0,343
6,575	0	1954,778	0	0	943,09	1953,186	24,95	0,483
3,525	0	2023,098	0	0	1317,30	2021,507	27,15	0,652
2,000	0	2057,258	0	0	1545,80	2055,667	27,15	0,752
0,000	0	2102,058	0	0	1845,47	2100,467	27,15	0,879

Cuve vide - sollicitation du 2^{ème} gante

côte z(m)	G+1,5P+1,5V				G+P+W			
	M(t.m)	N(t)	T(t)	$\alpha = \frac{M}{N}$ (m)	M(t.m)	N(t)	T(t)	$\alpha = \frac{M}{N}$ (m)
15,725	360,555	733,291	24,870	0,492	420,637	730,173	29,018	0,576
12,675	605,865	811,861	28,935	0,746	706,835	808,743	33,758	0,874
9,675	939,420	881,893	32,700	1,065	1095,996	878,345	38,147	1,248
6,575	1372,725	954,166	36,165	1,439	1601,505	950,186	42,184	1,685
3,525	1916,295	1022,486	39,315	1,874	2235,678	1018,507	45,870	2,195
2,000	2240,550	1056,646	39,315	2,120	2613,967	1052,667	45,870	2,483
0,000	2683,125	1101,446	39,315	2,436	3130,309	1097,467	45,870	2,852

Cuve pleine - sollicitation du 2^{ème} gante

côte z(m)	G+1,5P+1,5V				G+P+W			
	M(t.m)	N(t)	T(t)	$\alpha = \frac{M}{N}$ (m)	M(t.m)	N(t)	T(t)	$\alpha = \frac{M}{N}$ (m)
15,725	370,785	1736,291	25,695	0,214	432,583	1733,173	29,969	0,250
12,675	623,520	1814,861	29,910	0,344	727,433	1811,743	34,901	0,401
9,675	967,485	1884,893	33,825	0,513	1128,730	1881,345	39,467	0,600
6,575	1414,635	1954,166	37,425	0,723	1650,404	1953,186	43,669	0,845
3,525	1975,950	2025,486	40,725	0,975	2305,266	2021,507	47,505	1,140
2,000	2318,700	2059,646	40,725	1,126	2705,143	2055,667	47,505	1,316
0,000	2768,205	2104,446	40,725	1,315	3229,571	2100,467	47,505	1,537

Cuve vide - sollicitation du 2^{ème} genre (suite)

cote z(m)	G+P+SI				0,8G+SI			
	M(t.m)	N(t)	T(t)	$a = \frac{M}{N} (m)$	M(t.m)	N(t)	T(t)	$a = \frac{M}{N} (m)$
15,725	1064,043	730,173	152,903	1,457	1064,043	579,150	152,903	1,837
12,675	1544,599	808,743	161,895	1,909	1544,599	642,006	161,895	2,406
9,675	2041,190	878,345	168,854	2,324	2041,190	697,000	168,854	2,928
6,575	2573,258	950,186	174,083	2,708	2573,258	753,781	174,083	3,414
3,525	3109,579	1018,507	177,281	3,053	3109,579	808,442	177,281	3,846
2,000	3380,661	1052,667	178,156	3,211	3380,661	835,770	178,156	4,045
0,000	3732,820	1097,467	178,600	3,401	3732,820	871,610	178,600	4,283

Cuve pleine - sollicitation du 2^{ème} genre (suite)

cote z(m)	G+P+SI				0,8G+SI			
	M(t.m)	N(t)	T(t)	$a = \frac{M}{N} (m)$	M(t.m)	N(t)	T(t)	$a = \frac{M}{N} (m)$
15,725	2220,806	1733,173	319,088	1,281	2220,806	1381,550	319,088	1,607
12,675	3206,537	1811,743	326,970	1,769	3206,537	1444,406	326,970	2,220
9,675	4197,048	1881,345	333,072	2,231	4197,048	1499,400	333,072	2,799
6,575	5237,148	1953,186	337,656	2,681	5237,148	1556,181	337,656	3,365
3,525	6271,712	2021,507	340,459	3,102	6271,712	1610,842	340,459	3,893
2,000	6791,552	2055,667	341,220	3,304	6791,552	1638,170	341,220	4,146
0,000	7474,490	2100,467	341,590	3,558	7474,490	1674,01	341,590	4,465

G + P + SI (Cuve plaine)

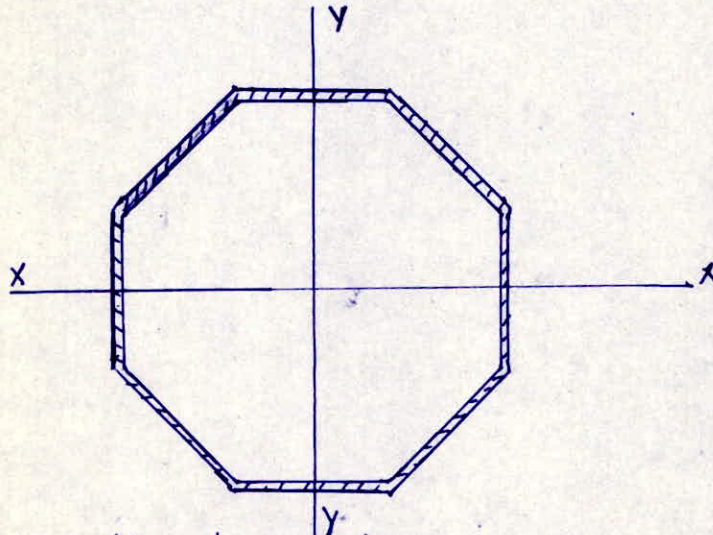
côte z (m)	M (t.m)	N (t)	x (m)	A (cm ²)	F ₁ ' (t)	F ₁ " (t)	F ₁ (t)	F ₅ ' (t)	F ₅ " (t)	F ₅ (t)	σ _b ' (kg/cm ²)	σ _a (kg/cm ²)
15,725	2220,810	1737,173	3,172	18φ20 56,54	-34,935	-216,647	-251,582	113,747	-216,647	-102,900	47,851	
12,675	3206,540	1811,743	3,172	18φ20 56,54	-50,188	-226,468	-276,656	164,23	-226,468	-62,238	52,614	
9,675	4197,050	1881,743	3,172	18φ20 56,54	-65,691	-235,218	-300,909	214,967	-235,218	-20,983	57,228	
6,575	5237,150	1953,186	3,172	18φ20 56,54	-81,971	-244,148	-326,119	268,240	-244,148	+24,092	61,342	
3,525	6271,710	2021,507	3,172	18φ20 56,54	-98,659	-252,688	351,347	321,229	-252,688	68,541	66,824	1272,248
2,000	6791,550	2055,667	3,303	20φ20 62,82	-113,281	-256,958	370,239	351,504	-256,958	94,546	69,17	1505,03
0,000	7474,490	2100,467	3,591	25φ20 81,64	-142,439	-262,558	404,997	395,109	-262,558	132,551	72,48	1688,55

0,8G + SI (Cuve plaine)

côte z (m)	M (t.m)	N (t)	x (m)	A (cm ²)	F ₁ ' (t)	F ₁ " (t)	F ₁ (t)	F ₅ ' (t)	F ₅ " (t)	F ₅ (t)	σ _b ' (kg/cm ²)	σ _a (kg/cm ²)
15,725	2220,810	1381,550	3,172	18φ20 56,54	-34,935	-172,694	-207,629	113,747	-172,694	-57,947	39,487	
12,675	3206,540	1444,406	3,172	18φ20 56,54	-50,188	-180,551	-230,739	164,230	-180,551	-16,321	43,882	
9,675	4197,050	1499,400	3,172	18φ20 56,54	-65,691	-187,425	-253,116	214,967	-187,425	+27,542	48,138	487,124
6,575	5237,150	1556,181	3,172	18φ20 56,54	-81,971	-194,523	-276,494	268,240	-194,523	73,717	52,584	1303,804
3,525	6271,710	1610,842	3,172	18φ20 56,54	-98,659	-201,343	-300,002	321,229	-201,343	119,888	57,054	2120,410
2,000	6791,550	1638,170	3,303	20φ20 62,82	-113,281	-204,770	-318,051	351,504	-204,770	146,734	59,420	2335,785
0,000	7474,490	1674,01	3,591	25φ20 81,64	-142,439	-209,25	-351,689	395,109	-209,25	185,859	62,270	2276,570

2) Ferrailage des voiles:

Comme l'on a supposé, les voiles assurent le contreventement de la structure c'est à dire qu'ils doivent reprendre à eux seuls l'effort tranchant.



Disposition des armatures :

* Calcul de la contrainte de cisaillement du béton τ_b .

On a : $\tau_b = \frac{T \cdot S}{I \cdot b}$ où : $S = 12,706 \cdot 10^6 \text{ cm}^3$
 $I = 159,8 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$
 $b = 2e = 2 \cdot 16 = 32 \text{ cm}$.

- S : m^3 statique.
- I : m^4 d'inertie.
- b : 2 fois de la largeur du voile.

On prendra l'effort tranchant d'après la combinaison la plus défavorable. (séisme pour cuve pleine).

côte (m).	T (t).	$\frac{S}{Ib} (\text{cm}^{-2})$	$\tau_b (\text{kg/cm}^2)$
15,725	319	$24,85 \cdot 10^{-6}$	7,93
12,675	327	$24,85 \cdot 10^{-6}$	8,13
9,675	333	$24,85 \cdot 10^{-6}$	8,28
6,575	338	$24,85 \cdot 10^{-6}$	8,39
3,525	340	$24,85 \cdot 10^{-6}$	8,46
2,00	341	$24,85 \cdot 10^{-6}$	8,48
0,00	342	$24,85 \cdot 10^{-6}$	8,49

On remarque que la contrainte de cisaillement du béton τ_b est très faible :

$$\tau_b \ll \bar{\tau}_b = 22 \text{ kg/cm}^2.$$

Pour cela on prendra un ferrailage minimal d'après le RPA :

On considère : $\bar{w}_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{ex}} \cdot 100$ avec $T = \bar{T}$: 1,4 fois l'effort tranchant déjà calculé

et pour la côte (0,00) : $\bar{T} = 1,4 \cdot 342,1 = 478 \text{ t}$

d'où : $\tau = \frac{\bar{T} \cdot S}{I_b} = \frac{478 \cdot 12,706 \cdot 10^6}{159,8 \cdot 10^6 \cdot 32} = 11,90 \text{ kg/cm}^2.$

τ doit être comprise entre : $0,025 \sigma'_{28} < \tau < 0,12 \sigma'_{28}.$

→ : $7,8 \text{ kg/cm}^2 < \tau < 36 \text{ kg/cm}^2.$

$\bar{w}_t = \frac{11,90 - 8}{4200} \cdot 100 < 0,25\%$

Conclusion : On doit armer les parties courantes par un quadrillage d'armatures en double nappe dont le pourcentage minimum est 25% dans chaque direction.

$A/m_l = \frac{16 \cdot 100 \cdot w}{100} = \frac{16 \cdot 100 \cdot 0,25}{100} = 4 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\phi 10/m_l = 4,71 \text{ cm}^2$

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des 2 valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

pour notre cas : $e = 16 \text{ cm}.$

$$S = 1,5 \cdot 16 = 24 \text{ cm}.$$

Pour la disposition des diamètres voir RPA 83. p. 66, 67, 68.

N.B :

On mentionnera dans une annexe les éléments suivants :

- Ouverture (Porte).
- Passerelle (et console).
- Acrotère.

Mais néanmoins on présentera un ^{bref} aperçu sur les méthodes pour le calcul des différents éléments.

**ETUDE
HYDRODYNAMIQUE**

INTRODUCTION :

Il est extrêmement difficile de décrire le comportement général du fluide (dans notre cas l'eau) vibrant à l'intérieur d'un réservoir. Les méthodes appliquées jusqu'à notre jour ne sont qu'hypothèses et suppositions faites afin de donner une approche entre la réalité et le phénomène physique qui se produit.

Néanmoins nous présentons une méthode approchée de calcul de HOUSNER qui suppose que le fluide qui contient un réservoir se répartit en 2 zones :

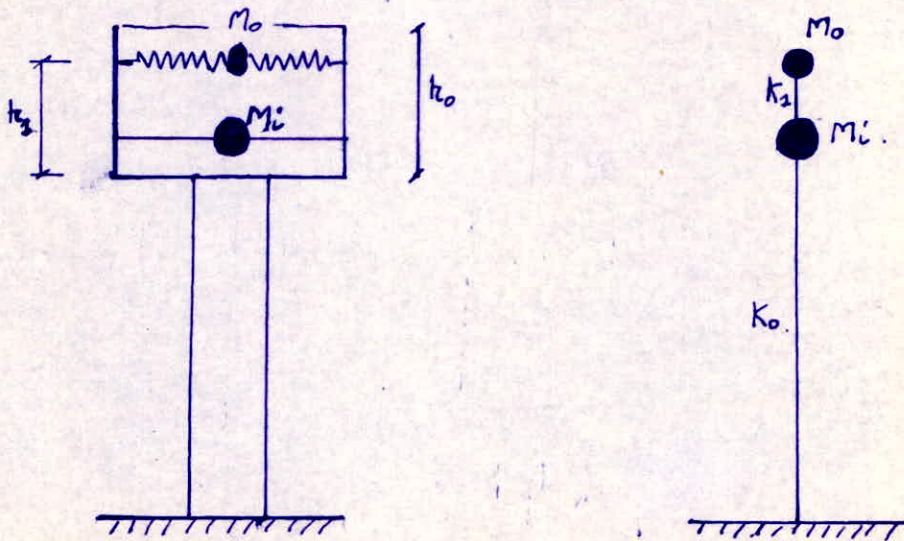
- La 1^{ère} est représentée par une masse et qui se trouve dans la zone supérieure tend à se déplacer avec un mouvement de vague
- La seconde qui se trouve dans la zone inférieure est représentée par une masse soumise à des contraintes (sous l'effet d'une accélération sismique par exemple) à se déplacer comme un corps rigide dans le sens du mouvement.

En appliquant le principe de HOUSNER, on peut décomposer l'action du liquide en 2 types d'actions :

- a) Une action passive provoquant des efforts d'impulsion qui proviennent d'une masse passive (M_i) et qui réagit à la translation du réservoir.
- b) Une action active provoquant des efforts d'oscillation qui proviennent d'une masse active (M_o) se mettant en mouvement d'oscillation sous l'action du séisme.

Cas du château d'eau :

Pour le cas du château d'eau dont la cuve est au sommet de la structure, HOUSNER en tenant compte de la flexibilité de cette dernière (cuve) représente l'ensemble du château d'eau par le modèle suivant :



Dans ce modèle, la masse M_0 est reliée à la structure par une tige de même raideur k_2 formant un couplage direct avec M_i . Cette dernière c'est à dire la masse M_i est reliée au sol par une tige représentant le support de la structure de constante de rappel k_0 .

Détermination des masses M_i et M_0 .

Si on exerce sur une paroi un même moment que celui de la résultante P_i et ce pour avoir un équivalent mécanique, il faut lier à une hauteur h_i rigidement une masse M_i définie par :

$$M_i = \frac{P_i}{a_m} = \rho \pi R^2 h \cdot \frac{th \sqrt{3} R / h}{\sqrt{3} R / h}$$

Soit M la masse totale du liquide $M = \rho \pi R^2 h$.

$$\text{On aura : } M_i = M \cdot \frac{th \sqrt{3} R / h}{\sqrt{3} R / h}$$

De la même façon on trouve pour M_0 :

$$M_0 = M \cdot 0,318 \frac{R}{h} th \left(1,84 \cdot \frac{h}{R} \right)$$

On calculera aussi les hauteurs h_0 et h_i qui sont données par :

$$h_i = \frac{3}{8} h$$

$$h_0 = \left(1 - \frac{ch \left(1,84 \frac{h}{R} \right) - 1}{1,84 \frac{h}{R} sh \left(1,84 \frac{h}{R} \right)} \right) \cdot h$$

L'application de la méthode de HOUZNER aux châteaux d'eau revient donc à faire une étude dynamique à deux degrés de liberté.

Pour la suite des calculs on notera :

W_1 : poids de la masse active (M_0) appliquée à une hauteur h_1 du fond de la cuve.
(y_{co})

W_0 : poids de la masse passive (M_i) appliquée à une hauteur h_0 du fond de la cuve.
(y compris cuve vide et $\frac{1}{3}$ tour).

1) Calcul du rayon R du réservoir circulaire équivalent :

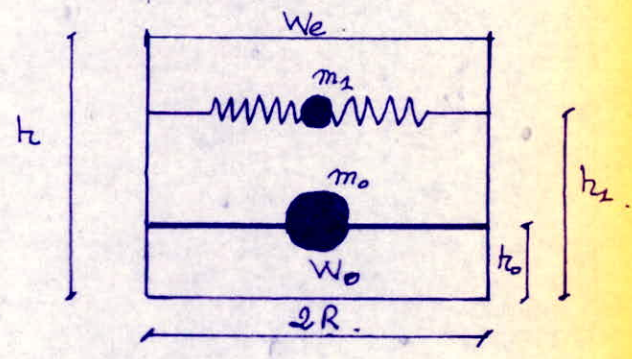
En gardant la même capacité et la même hauteur, le réservoir équivalent aura comme rayon la valeur suivante :
(capacité 1003 m^3 , $h = 9,20 \text{ m}$).

$V = \pi R^2 h \Rightarrow R = \sqrt{\frac{V}{\pi h}}$ A.N : $R = \sqrt{\frac{1003}{\pi \cdot 9,20}} = 6,110 \text{ m}$.

Le rapport : $\frac{h}{R} = \frac{9,20}{6,110} = 1,505 \approx 1,5$.

2) Calcul des différents poids : ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)

- Poids de l'eau : $W_e = 1003 \cdot 10^4 \text{ N}$.
- Poids du réservoir : $W_r = 700,62 \cdot 10^4 \text{ N}$.
- Poids de la moitié de la tour : $W_{\frac{1}{2} \text{ tour}} = 199,22 \cdot 10^4 \text{ N}$.



3) Calcul des poids W_1 et W_0 : $R/h = 0,664$.

$W_0 = W_e \frac{h_0 (\sqrt{3} R/h)}{\sqrt{3} R/h} + (W_r + \frac{1}{3} W_{\frac{1}{2} t}) = \left[1003 \frac{h_0 (\sqrt{3} \cdot 0,664)}{\sqrt{3} \cdot 0,664} + (700,62 + 199,22) \right] \cdot 10^4$

$W_0 = 1613,06 \cdot 10^4 \text{ N}$

$W_1 = W_e \cdot 0,318 \frac{R}{h} h_1 \left(1,84 \cdot \frac{h_1}{R} \right) = 1003 \cdot 10^4 \cdot 0,318 \cdot 0,664 h_1 (1,84 \cdot 1,5)$

$W_1 = 310,17 \cdot 10^4 \text{ N}$

4°) Calcul de h_0 et h_1 :

$$h_0 = \frac{3}{8} h = \frac{3}{8} \cdot 9,20 = 3,45 \text{ m.}$$

$$h_1 = \left[1 - \frac{\text{ch}(1,84 \cdot h/R) - 1}{1,84 \cdot h/R \cdot \text{sh}(1,84 \cdot h/R)} \right] h = \left[1 - \frac{\text{ch}(2,77) - 1}{2,77 \cdot \text{sh}(2,77)} \right] \cdot 9,20 = 6,27 \text{ m}$$

$$\underline{h_0 = 3,45 \text{ m.}} \quad \underline{h_1 = 6,27 \text{ m.}}$$

5) Calcul de la pulsation ω_0 de la masse oscillante :

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$\omega_0^2 = 1,84 \cdot g/R \cdot \text{th}(1,84 \cdot h/R)$$

$$\omega_0^2 = 1,84 \cdot \frac{9,81}{6,11} \cdot \text{th}\left(1,84 \cdot \frac{9,20}{6,11}\right) = 2,931 \implies \underline{\omega_0 = 1,712 \text{ rad/s.}}$$

6) Calcul des raideurs K_0 et K_1 :

a) Raideur K_1 : c'est la raideur de la tige reliant les 2 masses.
Elle est définie par: $\underline{K_1 = m_1 \omega_0^2}$

où :

m_1 : masse de la partie oscillante.

ω_0 : pulsation propre de l'eau en oscillation (m^{vt} de vagues)

$$m_1 = \frac{P_1}{g} = \frac{210,17}{9,81} \quad \text{A.N. : } m_1 = \frac{210,17 \cdot 10^4}{9,81} = 214,24 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$K_1 = 214,24 \cdot 10^3 \cdot 2,931 = 627,93911 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}^{-2} \text{ (ou } \text{kg} \cdot \text{s}^{-2}\text{)}$$

$$\underline{K_1 = 0,62793911 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{m}^{-2}}$$

b) Raideur du support K_0 :

K_0 est définie comme une force horizontale qui doit s'exercer sur $m_0 = \frac{P_0}{g}$ pour déplacer cette dernière par unité de longueur.

$$K_0 = \frac{3EI}{l^3} = \frac{3(361,90745 \cdot 10^8 \cdot 205,90)}{(17,10^3)^3} = 44,7081 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$\underline{K_0 = 4470,81 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}^{-2}}$$

7) Calcul des pulsations propres ω_1 et ω_2 du 1^{er} et 2^e mode de vibration du système.

La matrice des raideurs est définie par : $K = \begin{vmatrix} K_{00} & K_{01} \\ K_{10} & K_{11} \end{vmatrix}$

où : $K_{00} = K_1 + K_0$.

$K_{11} = K_1$.

$K_{01} = +K_{10} = -K_1$.

$$K_{00} = K_1 + K_0 = 4471,4439 \cdot 10^4 \text{ N} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$K_{11} = K_2 = 0,627939 \cdot 10^4 \text{ N} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$K_{01} = K_{10} = -K_2 = -0,627939 \cdot 10^4 \text{ N} \cdot \text{m}^{-1}$$

d'où :

$$K = \begin{vmatrix} 4471,4439 & -0,627939 \\ -0,627939 & 0,627939 \end{vmatrix} \cdot 10^6$$

La matrice des masses est : $M = \begin{vmatrix} m_0 & 0 \\ 0 & m_1 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1644,3017 & 0 \\ 0 & 214,2405 \end{vmatrix} \cdot 10^3$

Composons la matrice $K - M\omega^2$:

$$K - M\omega^2 = \begin{vmatrix} 4471,4439 \cdot 10^3 - 1644,3017 \omega^2 & -0,627939 \cdot 10^3 \\ -0,627939 \cdot 10^3 & 0,627939 \cdot 10^3 - 214,2405 \omega^2 \end{vmatrix} \cdot 10^3$$

Les valeurs propres de ω sont obtenues lorsque le déterminant Δ de la matrice $K - M\omega^2$ est nulle c.à.d :

$$\Delta = |K - M\omega^2| = 0 \begin{matrix} \rightarrow \omega_1^2 \\ \rightarrow \omega_2^2 \end{matrix}$$

$$\omega_{1,2}^2 = \frac{1}{2} \left[\frac{K_{00}}{m_0} + \frac{K_{11}}{m_{11}} \pm \sqrt{\left(\frac{K_{00}}{m_0} - \frac{K_{11}}{m_{11}} \right)^2 + 4 \frac{K_{01} \cdot K_{10}}{m_0 m_1}} \right]$$

Application numérique : $m_0 = 1,6443 \cdot 10^4 \text{ kg}$
 $m_1 = 0,2142 \cdot 10^4 \text{ kg}$

on trouve pour le : 1^{er} mode $\omega_1 = 1,8814 \text{ rad/s}$

2^e mode $\omega_2 = 52,1755 \text{ rad/s}$

8. Calcul des périodes de vibrations dans le 1^{er} et 2^e mode
 (T_1 et T_2)

1^{er} mode : $T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1}$ A.N $T_1 = 3,3396 \text{ s}$

2^e mode : $T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2}$ $T_2 = 0,12042 \text{ s}$

g) Calcul des taux d'amplitude ϕ_{01} et ϕ_{02} .

Les taux d'amplitudes sont définis par:

$$* \phi_{01} = \frac{-K_{02}/m_0}{K_{00}/m_0 - \omega_1^2} = \frac{-\left(\frac{-0,6279 \cdot 10^6}{2,6443 \cdot 10^6}\right)}{\frac{4471,4439 \cdot 10^4}{2,6443 \cdot 10^6} - (1,8814)^2} = 0,000141$$

$$* \phi_{02} = \frac{-K_{01}/m_0}{K_{00}/m_0 - \omega_2^2} = \frac{-\left(\frac{-0,6279 \cdot 10^6 / 2,6443 \cdot 10^6}{4471,4439 \cdot 10^4 - (52,1755)^2}\right)}{2,6443 \cdot 10^6} = -0,1300$$

10) Calculs des facteurs de participation: ϕ_1 et ϕ_2 .

$$\phi_1 = \frac{m_0 \phi_{01} + m_1}{m_0 (\phi_{01})^2 + m_1} = \frac{2,6443 \cdot 10^6 (0,000141) + 0,21424 \cdot 10^6}{2,6443 \cdot 10^6 (0,000141)^2 + 0,21424 \cdot 10^6} = 1,001$$

$$\phi_2 = \frac{m_0 \phi_{02} + m_1}{m_0 (\phi_{02})^2 + m_1} = \frac{2,6443 \cdot 10^6 (-0,1300) + 0,21424 \cdot 10^6}{2,6443 \cdot 10^6 (0,1300)^2 + 0,21424 \cdot 10^6} = -0,001$$

1^{ère} Remarque: Le 1^{er} mode est prédominant.

11) Calcul des déplacements:

Le calcul des déplacements se fera suivant les 2 modes:

a) 1^{er} mode:

L'accélération spectrale $S_a(\beta\%, T) = A D(\beta\%, T)$ est défini pour le site d'ALGER par:

$$A = 0,15g \text{ ou } g = 9,81 \text{ m/s}^2.$$

$$\text{Pour: } T_1 = 3,3396 \text{ s} \longrightarrow D = 0,77.$$

D'où:

$$S_a = 0,15 \cdot 9,81 \cdot 0,77 = 1,133 \text{ m/s}^2.$$

Donc nos déplacements auront pour valeurs:

$$\bar{y}_{11} = \frac{\phi_1 \cdot S_a}{\omega_1^2} = \frac{1,001 \cdot 1,132}{(1,8814)^2} = 0,3204 \text{ m.}$$

$$\bar{y}_{01} = \bar{y}_{11} \cdot \phi_{01} = 0,3204 \cdot 0,000141 = 45,18 \cdot 10^{-6} \text{ m.}$$

b) 2^e mode: $T_2 = 0,12 \text{ s} \longrightarrow D = 2.$

$$S_a = 0,15 \cdot 9,81 \cdot 2 = 2,943 \text{ m/s}^2.$$

$$\bar{y}_{12} = \frac{\phi_2 \cdot S_a}{\omega_2^2} = \frac{-0,001 \cdot 2,943}{(52,1755)^2} = -10,8 \cdot 10^{-7} \text{ m.}$$

$$\bar{y}_{02} = \bar{y}_{12} \cdot \phi_{02} = -10,8 \cdot 10^{-7} (-0,13) = 1,4 \cdot 10^{-7} \text{ m.}$$

12) Calcul des forces :

le calcul des forces se fera lui aussi en suivant les 2 modes :

a) 1^{er} mode :

$$F_{11} = K_{11} y_{11} + K_{10} y_{01}$$

$$F_{01} = K_{01} y_{11} + K_{00} y_{01}$$

$$A.N : F_{11} = (0,6279 \cdot 10^5) 0,3204 + (-0,6279 \cdot 10^5) 45,28 \cdot 10^{-5} = 202164 \text{ N}$$

$$F_{01} = (-0,6279 \cdot 10^5) 0,3204 + (44721,4439 \cdot 10^5) 45,28 \cdot 10^{-5} = 827,86 \text{ N}$$

$$F_{11} = 202164 \text{ t}$$

$$F_{01} = 0,828 \text{ t}$$

b) 2^e mode :

$$F_{12} = K_{11} y_{12} + K_{10} y_{02}$$

$$F_{02} = K_{01} y_{12} + K_{00} y_{02}$$

$$A.N : F_{12} = (0,6279 \cdot 10^5) (-10,8 \cdot 10^{-5}) + (-0,6279 \cdot 10^5) (24,10^3) = -0,1766 \text{ N}$$

$$F_{02} = (-0,6279 \cdot 10^5) (-29,8 \cdot 10^{-5}) + (44721,4439 \cdot 10^5) (24,10^3) = 626,68 \text{ N}$$

$$F_{12} = -0,17 \cdot 10^{-4} \text{ t}$$

$$F_{02} = 0,10627 \text{ t}$$

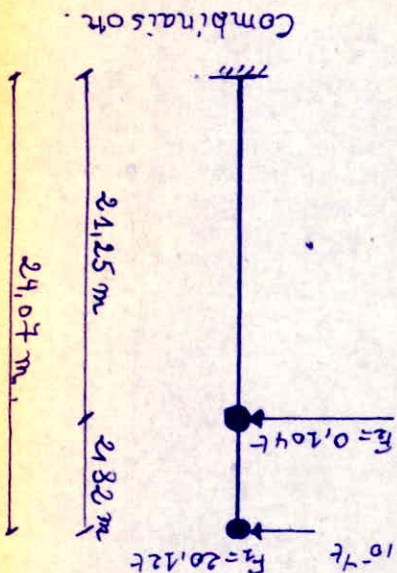
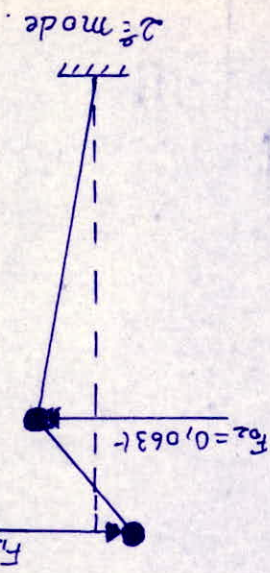
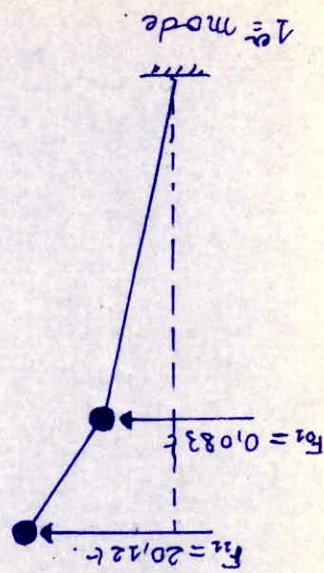
13)

Combinaison des 2 modes :

la combinaison des deux modes est obtenue par superposition quadratique des forces du 1^{er} mode et du 2^e mode :

$$F_1 = \sqrt{F_{11}^2 + F_{12}^2} = \sqrt{(202164)^2 + (-0,17 \cdot 10^{-4})^2} = 202164 \text{ t}$$

$$F_2 = \sqrt{F_{01}^2 + F_{02}^2} = \sqrt{0,828^2 + 0,1063^2} = 0,1204 \text{ t}$$



Combinaison

14.) Effort tranchant à la base: $T' = \sum_{i=1}^n F_i$.

$$T' = F_1 + F_2 = 20,12 + 0,104 = 20,224 \text{ t.}$$

15.) Moment fléchissant à la base: $M' = \sum_{i=1}^n F_i \cdot d_i$.

$$M' = (20,12)(24,07) + (0,104)(21,25) = 486,498 \text{ t.m.}$$

Remarque:

On rappelle que dans l'étude sismique faite par le RPA 81, les résultats trouvés (sans tenir compte de l'effet hydrodynamique) ont été de:

$$\text{Effort tranchant à la base: } T = 682,89 \text{ t.}$$

$$\text{Moment fléchissant à la base: } M = 17381,227 \text{ t.m.}$$

Conclusion:

La 1^{ère} remarque qu'on peut tirer des résultats trouvés c'est qu'il y'a une très grande différence entre les valeurs trouvées dans l'étude sismique et l'étude hydrodynamique.

16.) Calcul de la hauteur maximale des vagues.

a) 1^{er} mode: On calcule les paramètres suivants: A_{11} et θ_1 définis par:

$$A_{11} = \bar{y}_{12} - \bar{y}_{02} = 0,3204 - 45,18 \cdot 10^{-6} = 0,3204 \text{ m.}$$

$$\theta_1 = 1,534 \frac{A_{11}}{R} \text{th}(1,84 \cdot h/R) = 1,534 \cdot \frac{0,3204}{6,11} \text{th}(2,77) = 0,0798 \text{ m.}$$

On la hauteur maximale de la vague est définie par:

$$d_{\max_1} = \frac{0,408 R \text{cth}(1,84 h/R)}{g/w_0^2 \theta_1 R - 1} = \frac{0,408 \cdot 6,11 \text{cth}(1,84 \cdot 9,20/6,11)}{9,81 - 1} = \frac{2,498}{8,81} = 0,283 \text{ m.}$$

$$\underline{d_{\max_1} = 0,428 \text{ m.}}$$

b) 2^e mode: $A_{12} = \bar{y}_{12} - \bar{y}_{02} = -10,8 \cdot 10^{-7} - 2,4 \cdot 10^{-7} = -12,2 \cdot 10^{-7} \text{ m.}$

$$\theta_2 = 1,534 \frac{A_{12}}{R} \text{th}(1,84 h/R) = 1,534 \frac{-12,2 \cdot 10^{-7}}{6,11} \text{th}(1,84 \cdot 9,20/6,11)$$

$$\theta_2 = -3,03 \cdot 10^{-6} \text{ m.}$$

La hauteur maximale de la vague au 2^e mode est :

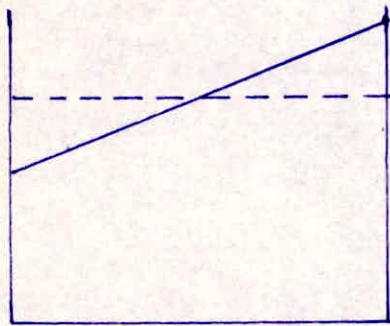
$$d_{\max_2} = \frac{0,1408 \cdot R \cdot \text{ctth}(1,84 h/R)}{w_0^2 \theta_2 \cdot R - 1} = \frac{0,1408 \cdot 6,11 \cdot \frac{1}{0,992}}{1,712^2 \cdot (-3,03 \cdot 10^{-7}) \cdot 6,11 - 1} = 1,4 \cdot 10^{-6} \text{ m.}$$

$$\underline{d_{\max_2} = -1,4 \cdot 10^{-6} \text{ m.}}$$

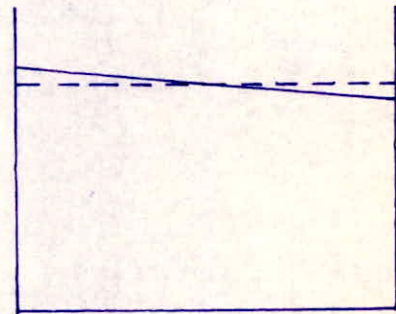
La hauteur maximale de la vague pour la combinaison des deux modes :

$$d_{\max} = \sqrt{d_{\max_1}^2 + d_{\max_2}^2} = \sqrt{0,1428^2 + (1,4 \cdot 10^{-6})^2} = 0,1428 \text{ m.}$$

$$\underline{d_{\max} = 42,8 \text{ cm.}}$$



1^{er} mode.



2^e mode.

Conclusion:

On remarque que la contribution du 2^e mode en ce qui concerne les sollicitations dynamiques et la hauteur de vague est négligeable devant celle du 1^{er} mode.

17) Calcul des déplacements en tête :

a) Sans tenir compte de l'effet hydrodynamique :

On suppose dans ce cas qu'on a une seule masse concentrée au sommet. Le déplacement δ est donné par : $\delta = \frac{F \cdot l^3}{3EI}$

$$\text{A.N : } \delta = \frac{1902,84 (21,726)^3}{3 \cdot 745167440} = 0,100873 \text{ m.}$$

$$\underline{\delta = 0,27 \text{ cm.}}$$

⑥ Calcul du déplacement avec effet hydrodynamique:

- Déplacement en tête pour le niveau (1) : $\bar{y}_1 = \sqrt{y_{21}^2 + y_{12}^2}$

$$\bar{y}_1 = (0,3204)^2 + (-10,8 \cdot 10^{-3})^2 = 0,3204 \text{ m.}$$

$$\bar{y}_1 = 32,04 \text{ cm.}$$

- Déplacement de la masse figée . niveau (0) : $\bar{y}_0 = \sqrt{y_{01}^2 + y_{02}^2}$

$$\bar{y}_0 = (45,18 \cdot 10^{-6})^2 + (0,24 \cdot 10^{-6})^2 = 45,18 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

$$\bar{y}_0 = 45,18 \cdot 10^{-6} \text{ m.}$$

Conclusion :

D'après les résultats trouvés on constate que si on tient compte de l'effet hydrodynamique, les déplacements ainsi que les sollicitations sont négligeables et cela est dû à la grande rigidité de la structure porteuse. (Tour).

N.B :

On ne tient pas compte de l'effet du second ordre créé par l'excentricité du moment. car ce dernier est négligeable.

$$\Delta M = P_p \cdot e \quad \text{avec } P_{\text{pleine}} = 1902,84 \text{ t.}$$

ΔM : étant le moment supplémentaire dû à l'excentricité.

$$e : 45,18 \cdot 10^{-6} \text{ m.}$$

$$\text{A.N : } \Delta M = 1902,84 \cdot 45,18 \cdot 10^{-6} = 0,086 \text{ t. m.}$$

F()N()LIT()NS'

* Introduction :

On appelle fondation, la partie de l'ouvrage qui repose sur le sol et lui transmet les efforts dus aux charges propres et aux surcharges. La stabilité d'un ouvrage est donc fonction de la bonne tenue des fondations.

Le dimensionnement de la fondation consistera à déterminer la dimension qui sera compatible avec la capacité portante admissible du sol, ses tassements ainsi que les conditions de poinçonnement, de glissement et de renversement.

* Rapport du sol :

Le site d'implantation de notre terrain est la région d'ALGER (Nord-est). La reconnaissance "in situ" a comporté 5 puits et 8 sondages.

Les coupes de puits et sondages laissent apparaître les couches suivantes : — Une couche d'Argile brune, avec des racines non convenable pour la fondation. Son épaisseur varie de 0,7m à 1,00m

— Une couche de limon brun avec pierrailles, ferme.

Remarque : Aucune nappe phréatique n'a été décelée lors de la campagne de reconnaissance.

Au cours des essais de Laboratoire toutes les caractéristiques ont été déterminées : densité sèche, teneur en eau naturelle, degré de saturation, limites d'Atterberg, indice de consistance, compression triaxiale etc...

- les valeurs de la compression simple varient entre $R_c = 24 - 3,6 \text{ kg/cm}^2$
- les essais de compression triaxiale ont décelé une cohésion $c = 0,12 - 0,18 \text{ kg/m}^3$ et un angle de frottement de $\phi = 25 - 28^\circ$.
- les essais de compactage proctor sur les couches superficielles ont donné les valeurs moyennes : $\gamma_{d \text{ max}} = 1,86 \text{ t/m}^3$
 $w_{\text{opt}} = 14,4\%$.

Le taux de travail admissible est de : $q_{\text{adm}} = 2,5 \text{ kg/cm}^2$.

* Choix du type de fondation :

Le type de fondation qui a été choisi pour notre ouvrage sont des semelles isolées sous poteaux. Un calcul prédimensionnel a été effectué auparavant et on a remarqué que ce genre de fondation pouvait très bien s'adapter avec le bon sol qui existe.

1^o) Détermination de la hauteur h_t :

la hauteur h_t de notre semelle rectangulaire doit être choisie de telle manière à éviter le poinçonnement. c. a. d :

$$\frac{1,5 Q}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$$

où : Q : valeur de la charge localisée
 $Q = G + P = 262,56 \text{ t}$.

P_c : périmètre de contour à considérer dans le plan moyen.

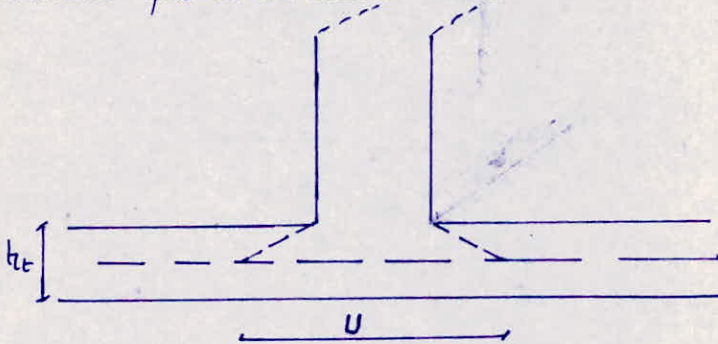
h_t : épaisseur totale

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de traction de référence.

Remarque : les surcharges ne sont pas majorées car dans la formule le coefficient 1,5 est un coefficient de majoration.

La surface de notre poteau est $S = 4400 \text{ cm}^2$. Pour calculer la diffusion il faut d'abord déterminer le poteau équivalent de côtés $(A \times B) = (80 \times 8)$. D'où : $S = 4400 \text{ cm}^2 = 80 \times B \Rightarrow B = 55 \text{ cm}$.

On considère que la diffusion se fait à 45° .



$$U = 55 + h_t \quad \text{D'où : } P_c = 2(U + V) = 2(h_t + 135)$$

$$V = 80 + h_t$$

$$\text{Donc : } \frac{1,5 Q}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b \Rightarrow 2 h_t^2 + 135 h_t \geq \frac{1,5 Q}{1,2 \bar{\sigma}_b}$$

$$\text{A.N : } 2 h_t^2 + 135 h_t - 52512 \geq 0$$

En résolvant cette équation on obtient : $h_t = 135 \text{ cm}$

$$\text{Soit : } d = d' = 5 \text{ cm} \quad h_c = 130 \text{ cm}$$

Remarque : le dimensionnement de la semelle se fera sous S_{P1} et la vérification sous S_{P2} .

2.º) Calcul de $\bar{\sigma}_s$ (contrainte admissible) d'après la formule de Terzaghi, (cas d'une semelle rectangulaire).

Cette contrainte est donnée par l'expression suivante :

$$\bar{\sigma}_s = \gamma D + \frac{p \gamma N_\gamma + \gamma D (N_q - 1) + 1,3 c N_c}{F}$$

avec $p = \frac{B}{2(1+B/A)}$ ($A > B$). p : rayon moyen.

D : hauteur de pénétration de la semelle dans le sol

A.N: $D = 2,80 + 4,35 = 3,35 \text{ m.}$

a) Calcul prédimensionnel des dimensions A et B de la semelle rectangulaire sous $S R_1 : G + P + T$.

$$A \times B = \frac{Q}{\bar{\sigma}_s} \quad \text{Le rapport: } k = \frac{a}{b} = \frac{80}{76} = 1,053 = \frac{A}{B}$$

hypothétique

d'où : $B \geq \sqrt{\frac{Q}{k \bar{\sigma}_s}} = \sqrt{\frac{262560}{1,053 \times 2,5}} = 315,81 \text{ cm.}$

Soit : $B = 320 \text{ cm} = 3,20 \text{ m.}$
 $A = 340 \text{ cm} = 3,40 \text{ m.}$

Donc le rayon moyen : $p = \frac{B}{2(1+B/A)} = \frac{3,20}{2(1 + \frac{3,20}{3,40})} = 0,824$

Les coefficients définissant la formule de Terzaghi sont :

$$\begin{array}{lll} D = 3,35 \text{ m.} & \gamma_h = 27 \text{ t/m}^3 & F = 3. \\ c = 1,6 \text{ t/m}^2 & N_\gamma = 4,97 & \\ \varphi = 20^\circ & N_q = 6,40 & N_c = 14,8. \end{array}$$

A.N: $\bar{\sigma}_s = 2,7 \times 3,35 + \frac{0,824 \times 27 \times 4,97 + 2,70 \times 3,35 (5,40) + 4,3 \times 1,6 \times 14,80}{3}$

$$\bar{\sigma}_s = 3,93 \text{ kg/cm}^2.$$

Remarque: Entre la contrainte pratique propre au sol ($\bar{\sigma}_s = 2,56$) et la contrainte théorique calculée par Terzaghi qui est de l'ordre de $3,98 \text{ kg/cm}^2$ existe une sécurité de 1,57.

Poids de la semelle :

$$N_s = \rho_b \left[AB \cdot h_1 + ab (h_t - h_1) + \frac{(AB - ab)}{2} (h_t - h_1) \right]$$

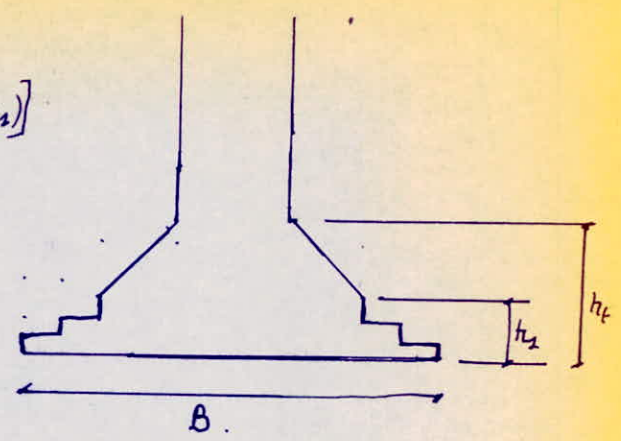
A.N : $N_s = 27t$.

Poids des terres :

$$N_t = \rho_t \left[(AB - ab) (D - h_1) + \frac{(AB - ab)}{2} (h_t - a) \right]$$

A.N : $\rho_t = 270t/m^3$.

d'où : $N_t = 36t$.



L'effort normal total : $N_T = 365560 \text{ kg}$.

1^{ère} verification preliminaire :

$$\frac{N_T}{A \times B} = \frac{365560}{340 \times 320} = 3,36 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ kg/cm}^2$$

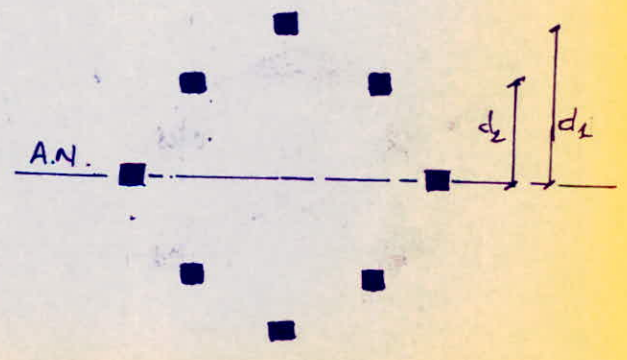
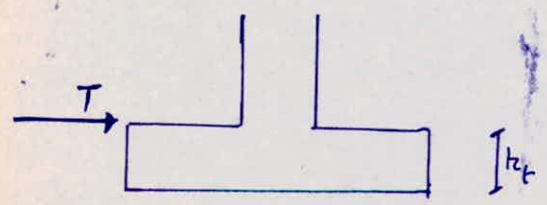
On choisit alors : $A = 4,00 \text{ m}$, $B = 3,90 \text{ m}$. d'où $\frac{N_T}{A \times B} = 2,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$.

Verification sous S_{P_2} ,

$$S_2 = G + P + SI \quad (\text{cuve pleine})$$

L'effort normal sous S_{P_2} a été obtenu pour le poteau n°1 (la force F_1) le plus sollicité. Cet effort est dû aux poids propre, aux surcharges et au moment M du séisme.

D'autre part on remarquera, que l'effort tranchant T (dû au séisme) à l'encastrement créera un effort normal supplémentaire à la base de la fondation.



L'effort normal N_1 qui sera transmis au poteau est :

$$N_1 = \frac{M d_1}{\sum d_i^2}$$

où M est le moment dû à T à la base de la fondation.

$$\text{Donc : } M = T \times h_f = 341,59 \times 1,35 = 461,15 \text{ t.m.}$$

$$\text{d'où : } N_1 = \frac{M d_1}{\sum d_i^2} = \frac{461,15 \cdot 6,776}{2(6,776)^2 + 4(4,79)^2} = 17 \text{ t.}$$

L'effort normal total sera donc :

$$\text{— Sous } S P_2 : N = G + I + S I = 405 \text{ t.}$$

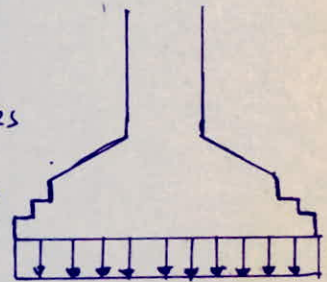
$$\longrightarrow N_T = 422 \text{ t.}$$

$$\text{— } N_1 \text{ (dû à } T) : N_1 = 17 \text{ t.}$$

$$\text{verification : } \frac{N_T}{A \times B} = \frac{422 \cdot 10^3}{400 \times 390} = 270 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \overline{\sigma}_s = 3,33 \text{ kg/cm}^2$$

3°) Ferrailage :

Dans notre cas la répartition des contraintes est rectangulaire. On utilisera alors pour le calcul des sections d'acier la méthode de flexion.



$$M_{(a)} = \frac{Q(A-a)}{8} \longrightarrow A_{(a)} = \frac{Q(A-a)}{8 k \cdot \overline{\sigma}_a} = \frac{Q(A-a)}{7 k \cdot \overline{\sigma}_a}$$

$$M_{(b)} = \frac{Q(B-b)}{8} \quad A_{(b)} = \frac{Q(B-b)}{8 k \cdot \overline{\sigma}_a} = \frac{Q(B-b)}{7 k \cdot \overline{\sigma}_a}$$

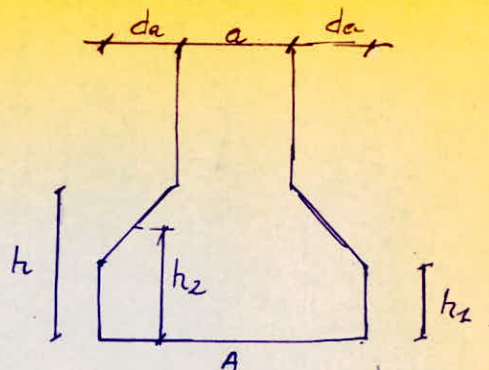
$$\text{A.N : } A_{(a)} = \frac{365560 \cdot (400 - 80)}{7 \times 130 \times 2800} = 45,91 \text{ cm}^2$$

$$A_{(b)} = \frac{365560 (390 - 80)}{7 \times 130 \times 2800} = 45 \text{ cm}^2$$

On adopte alors : 24 $\Phi 16$ cm² dans les 2 sens espacés de $t = 15$ cm.

. Verification au cisaillement :

$$\begin{cases} \tau_b^a = \frac{T_a}{S_a} = \frac{T_a}{k_2(a+k_2)} \\ \tau_b^b = \frac{T_b}{S_b} = \frac{T_b}{k_2(b+k_2)} \end{cases}$$



avec : $T_a = \frac{Q}{A \times B} \frac{A + (a + k_2)}{2} (db - \frac{k_2}{2})$

A.N : $da = \frac{A - a}{2} = 165 \text{ cm}$

$db = \frac{B - b}{2} = 157 \text{ cm}$

$T_b = \frac{Q}{A \times B} \frac{B + (b + k_2)}{2} (da - \frac{k_2}{2})$

et $T_a = 65266 \text{ kg}$
 $T_b = 68195 \text{ kg}$

$h_2 = h_1 + (h - h_1) \left(1 - \frac{k_2}{2 da}\right) = 102,42 \text{ cm}$

d'où :

$$\begin{cases} \tau_b^a = \frac{65266}{102,42(80+130)} = 3,03 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b \\ \tau_b^b = \frac{68195}{102,42(76+130)} = 3,23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b \end{cases}$$

verifié.

. Verification à l'adhérence :

* $\phi \leq \frac{\bar{\tau}_d}{\bar{\sigma}_a} \cdot A$ avec $\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \cdot \bar{\tau}_b$

* $\phi \leq \frac{\bar{\tau}_d}{\bar{\sigma}_a} \cdot B$ ψ_d : coefficient de scellement = 1,5

A.N : $\bar{\tau}_d = 17,58 \text{ kg/cm}^2$

d'où : * $\phi < \frac{17,58}{2800} \times 400 = 25 \text{ cm}$

* $\phi < 244 \text{ cm}$

condition d'adhérence
verifié.

Verification au renversement:

Nous allons vérifier si notre ouvrage ne risque pas de se renverser sous l'effet du moment de renversement créé par les effets horizontaux dues au séisme.

On distinguera 2 cas: a) Reservoir vide.
b) " plein.

La condition de non renversement est la suivante:

$$\frac{M_s}{M_r} > p \quad (p = 5/3). \quad p: \text{coefficient de sécurité vis à vis du renversement.}$$

a) Reservoir plein:

* Le moment de renversement $M_r = M_0 + T_0 h$.

$$M_r = 7444,49 + 344,59 \cdot 1,35 = 7935,636 \text{ t.m.}$$

* Le moment stabilisant: $M_s = G_x \frac{D}{2}$

$$M_s = 2100,467 \times \left(6,776 + \frac{4,10}{2} \right) = 18538,721 \text{ t.m.}$$

$$\text{Le rapport } \frac{M_s}{M_r} = \frac{18538,721}{7935,636} = 2,33 > p \quad \text{Pas de renversement.}$$

b) Reservoir vide: $M_r = 3732,820 + 178,600 = 3973,93 \text{ t.m.}$

$$M_s = G_x \frac{D}{2} = 1097,467 \times 8,826 = 9686,244 \text{ t.m.}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 2,43 > p \quad \text{Pas de renversement.}$$

Verification au glissement:

Pour qu'il n'y ait pas de glissement on doit avoir $\frac{F_h}{F_v} < f$

f: coefficient de frottement sol-beton. $f = 0,7$

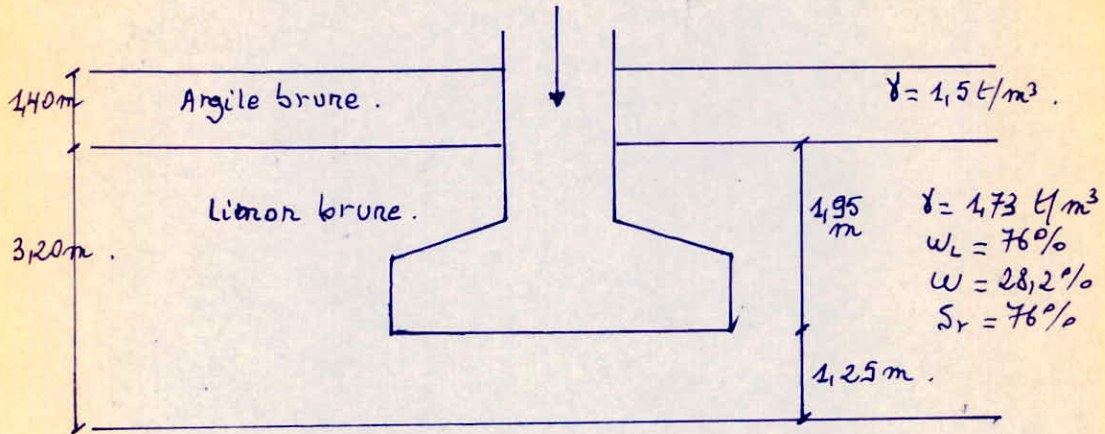
$$\text{cuve pleine: } \frac{F_h}{F_v} = \frac{341,59}{2100,467} = 0,16 < 0,7 \quad \text{Pas de glissement}$$

$$\text{cuve vide: } \frac{F_h}{F_v} = \frac{178,600}{1097,467} = 0,16 < 0,7 \quad \text{Pas de glissement}$$

Calcul de tassement

Etant donné le poids important de l'ouvrage, une estimation des tassements s'avère nécessaire.

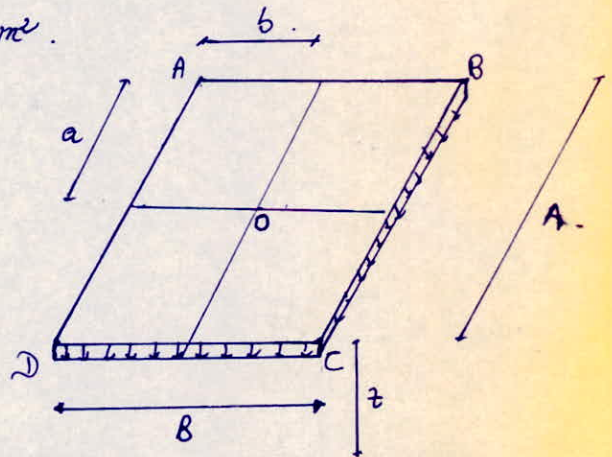
Différentes couches constituant notre sol.



a) Estimation de $\Delta\sigma$:

- Poids des terres :	:	76 t
- Poids de la semelle :	:	27 t
- G	:	263 t
		Q = 366 t

$$q = \frac{Q}{S} = \frac{366 \times 10^3}{400 \times 390} = 2,35 \text{ kg/cm}^2$$



Pour une fondation rectangulaire supportant une surcharge q [kg/cm^2], on applique la formule de Boussinesq: $\Delta\sigma_0 = K_0 q$.

$$K_A = \left(\begin{array}{l} \frac{a}{z} = \frac{2,00}{1,25} = 1,6 \\ \frac{b}{z} = \frac{1,95}{1,25} = 1,56 \end{array} \right) = 0,21 \quad K_0 = 4 K_A$$

d'où ; $\Delta\sigma_0 = 4 K_A \cdot q = 4 \times 0,21 \times 2,35 = 1,974 \text{ kg/cm}^2$.

- Calcul de σ'_0 :

$$\sigma'_0 = \sum \delta_i k_i = 1,5 \times (1,40) + 1,73 (1,95) + 1,73 \left(\frac{1,25}{2} \right)$$

$$\sigma'_0 = 0,655 \text{ kg/cm}^2.$$

Or la contrainte maximale qu'a subit le sol au cours de son histoire
D'après la courbe oedométrique : $\sigma'_c = 2,10 \text{ kg/cm}^2$ et $e_0 = 0,56$.

On remarque que : $\sigma'_c > \sigma'_0$: sol surconsolidé.

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{C_c}{1+e_0} \log_{10} \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'_0}{\sigma'_c} \right)$$

avec $C_c = 0,009 (w_L - 10) = 0,009 (28,2 - 10) = 0,1638$.

A.N : $\Delta h = \frac{0,1638}{1+0,56} \cdot \log \left(\frac{0,655 + 1,974}{2,10} \right) \times 1,25$.

d'où : $\Delta h = 3 \text{ cm}$.

On peut éventuellement évaluer les tassements en faisant intervenir les indices des vides d'après la courbe oedométrique

$$\sigma'_0 + \Delta \sigma'_0 = 0,655 + 1,974 = 2,629 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow e = 0,52.$$

Donc : $\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1+e_0} = \frac{e_0 - e}{1+e_0} \longrightarrow \Delta h = h \cdot \frac{\Delta e}{1+e_0}$

A.N : $\Delta h = \frac{0,56 - 0,52}{1 + 0,56} \cdot 1,25 = 0,03 \text{ m}$ c.a.d. $\Delta h = 3 \text{ cm}$.

Remarque : D'après le rapport du sol qui nous a été livré et selon leurs calculs, le taux maxima de tassement de tassement pour une fondation sur le limon se situe entre les valeurs de 2,0 à 3,4 cm. Ce qui justifie nos résultats.

BIBLIOGRAPHIE

1. TRAITE DE BA TOME 6 (A. GUERRIN)
2. CALCUL DES PLAQUES (R. BARES)
3. CALCUL PRATIQUE DES TOURS EN BA (M. DIVER)
4. CONSTRUCTION INDUSTRIELLE EN BA (EN. ROUMAIN)
5. THEORIE DES PLAQUES ET COQUES (TIMOSHENKO)
6. CALCUL ET VERIFICATION DES OUVRAGES EN BA
(P. CHARRON)
7. POLYCOPE DE BETON III (BELAZOUGUI)
8. REGLES :
 - CCBA 68
 - RPA 81 (version 83)
 - NV 65
9. CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES SOUMISES
AUX SEISMES (M^{rs} DAOUDI - RILI - SALHI)

