

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE-CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES



Proposé par :

M<sup>r</sup> CRANIC

Etudié par :

MESSAHLI R.  
BERSALI M.

Dirigé par :

M<sup>r</sup> CRANIC



PROMOTION : JUIN 84

10  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR

ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

# **CHATEAU D'EAU**

proposé et dirigé par :

M. CRAINIC

Maitre de Conférence à l'ÉCOLE NATIONALE  
POLYTECHNIQUE

étudié par :

BERSALI MOHAMMED

MESSAHLI RABIE

PROMOTION : JUIN 1984

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# REMERCIEMENTS

Nous formulons l'expression de notre profonde reconnaissance à Monsieur CRAINIC, notre promoteur, pour son aide si précieuse, et ses conseils éclairés.

Nous exprimons toute notre gratitude à tous les enseignants qui ont contribué, de loin ou de près, à notre formation.

# DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance

- A mon père
- A ma mère

pour les sacrifices et les encouragements qu'ils ont consentis à mon égard et toute la confiance qu'ils me témoignent.

- A mes frères et à mes sœurs auxquels je souhaite le plus grand bien.
- A toute ma famille.
- A mes amis.
- A tous ceux qui ont contribué à mon éducation et à ma formation.

M. BERSALI



Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance :

- A la mémoire de mon cher et regretté père
- A ma mère pour son sacrifice consenti à mon égard.
- A ma mère qui a réussi à combler mon vide paternel survenu aussitôt que j'ai vu la lumière.
- A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation et à mon éducation.
- A toute ma famille.

MESSAHLI Rabie

# **CHAPITRE 1**

## **GENERALITES'**

### 1. Introduction :

Il est extrêmement difficile de dissocier en matière de réservoir de l'eau, la conception, même des caractéristiques de l'ouvrage et la construction proprement dite. L'alimentation en eau d'une commune, agglomération ou d'une ville quelle qu'en soit l'importance constitue un tout véritablement indissociable des divers éléments d'un projet, qu'il s'agisse d'adduction nouvelle ou d'extension d'installations existantes, sont étroitement liés. Le réservoir lui-même n'est qu'un élément de cet ensemble et ses dimensions doivent être fixées en fonction des besoins futurs et seront déterminées par l'urbanisation programmée. Elles seront directement influencées par les décisions qui seront prises en matière de moyens de production d'une part. et de moyens de distribution d'autre part.

C'est ainsi que pour donner un exemple, on sera conduit à prévoir un réservoir plus spacieux si l'on désire faire bénéficier le compte exploitation des économies de courant résultant des avantages consentis par les producteurs d'électricité quand on utilise les "heures creuses".

de même le réservoir devra être plus large si on désire faire bénéficier le "compte investissement" des économies résultant de l'utilisation pour la distribution de conduite de faible diamètre.

Mais faire un réservoir plus spacieux, ou le faire plus large implique aussi des dépenses supplémentaires souvent considérables et qui dépendent de la nature du type de l'ouvrage à construire, de la qualité du terrain, bref de la "construction" même du réservoir.

On voit que de cette façon, les techniciens de l'eau doivent être avertis dans le détail des problèmes que pose cette construction, au même titre que l'architecte qui en concevra la forme et l'entreprise qui en assurera la réalisation.

## 2. Rôle d'un réservoir d'eau :

- a) Le réservoir a essentiellement pour but de servir de régulateur aux variations de la consommation pendant la période où la consommation excède la production, il se vide, par contre il se remplit aux heures creuses où la consommation est inférieure à la production.
- b) Le réservoir doit aussi permettre lorsque les eaux sont élevées par pompage de faire face sans suspendre complètement le service, à une interruption imprévue des installations de refoulement ou même de provoquer volontairement leur arrêt pour effectuer des réparations indispensables.
- c) Le réservoir doit contenir en tous temps, une réserve suffisante pour faire face aux besoins instantanés très importants des services chargés de la lutte contre l'incendie.

## 3. Règles imposées par l'exploitation et l'entretien :

Il faut généralement prévoir, outre les vidanges et les trop-pleins, un "court-circuitage" du réservoir afin de pouvoir opérer la mise hors service de l'ensemble de l'ouvrage en cas d'avarie grave.



Cette précaution sera prise si l'on a eu besoin de prévoir une liaison directe de la conduite d'arrivée et de la conduite de départ.

#### 4. Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés en fonction de critères différents suivant que l'on se place au point de vue de leur fonction, de leur volume ou de leur situation par rapport au niveau du sol, et de leur mode de construction.

On distingue donc :

Selon la position par rapport au sol :

- au niveau du sol (ou très peu enterré).
- sur poteaux
- sur pylônes (ou Tour).
- sur bâtiment.

Selon la forme de la cuve :

- réservoir carré.
- réservoir rectangulaire.
- réservoir circulaire.
- réservoir de forme quelconque.

Selon la nature du liquide conservé :

- réservoir à eau.
- cuves à vin, bière, cidre, etc...
- citernes à produits noirs (goudron, bitume)
- réservoirs à hydrocarbures (pétrole, essence, gas-oil, huiles minérales).

Selon leurs fonctions :

- réservoirs d'emmagasinement quand il s'agit seulement de liquides divers.

- Bassins de Traitement ( pour épuration des eaux usées, le malaxage des produits etc.....).
- Bassins sportifs ( piscines ).
- Cure à gazomètre.

Selon le volume (capacité) :

- grands réservoirs .
- réservoirs moyens .
- petits réservoirs .

Au point de vue de la construction proprement dite, les notions prédominantes sont le volume et l'élévation

## 5. Insertion du Château d'eau dans le site :

En raison de son emplacement, le Château d'eau est un élément important du paysage.

C'est un ouvrage qui se remarque et dont la présence peut être plus ou moins acceptée dans l'environnement.

Il constitue un élément singulier aussi bien en milieu rural, qu'urbain, il appelle l'attention du passant.

La création architecturale qui cherche à intégrer l'objet dans le site ne doit pas viser à produire une sorte de " valeur ajoutée " destinée à compléter les éléments constitutifs de cet environnement mais bien plus englober l'ensemble d'un processus dont l'analyse du site et de ses éléments constitutifs est une étape déterminante dans la conception architecturale qui doit vraiment permettre de réaliser un équilibre entre l'ouvrage et le site.

- En plus de cette notion d'insertion le choix du site est lié à plusieurs facteurs dont les plus essentiels sont :
- La présence d'un point haut naturel sur lequel pourrait être implanté le réservoir, ce qui faciliterait l'alimentation de l'agglomération ou du point à desservir (pression suffisante dans les conduites).
  - La réduction des longueurs des conduites d'alimentation, ce qui oblige à situer le réservoir le plus près possible du point à desservir.
  - La proximité des points de plus forte consommation.

## 6. Maintien de la qualité de l'eau dans le réservoir

Il est impératif de prévoir au niveau de la cure une aération qui permette de changer l'air en contact avec l'eau.

En effet la stagnation de l'eau dans le réservoir au delà de quelques jours sans aération risque de modifier ses qualités et sa température, et de la rendre désagréable ou même impropre à la consommation (formation de micro-organismes et mêmes d'algues).

Les moyens d'empêcher le développement des micro-organismes : on peut agir dans deux directions :

- empêcher les organismes de trouver des conditions physiques de vie où ils prolifèrent.
- Tarir leurs ressources alimentaires.

C'est ainsi qu'on doit maintenir un taux de chlore résiduel élevé, notamment par utilisation de « Peroxyde de chlore », utiliser le charbon actif pour absorber les composés complexes ozonés,

substituer le sulfate d'alumine au chlorure ferrique comme coagulant, assurer une circulation de l'eau de façon à ce que la vitesse soit toujours notable et enfin couvrir le réservoir pour le mettre à l'abri de la lumière et éviter au maximum l'échauffement de l'eau.

Les parois de la cure devront être parfaitement étanches.

# CHAPITRE 2

## PRESENTATION DE L'OUVRAGE

## 1. Caractéristiques du château d'eau :

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

- Capacité :  $525 \text{ m}^3$ .
- Hauteur totale comprise à partir du niveau du sol :  $77 \text{ m}$ .
- Site : Zone II (moyenne à aménageable).
- Forme géométrique : Cuvette cylindrique à base tronconique sur tour.

## 2. Description du château d'eau :

Le réservoir (Cuvette) repose sur un fût cylindrique, qui est composé d'un empilement de clavaires<sup>(1)</sup> et des poteaux noyés suffisamment rapprochés et rigidement liés par les clavaires.

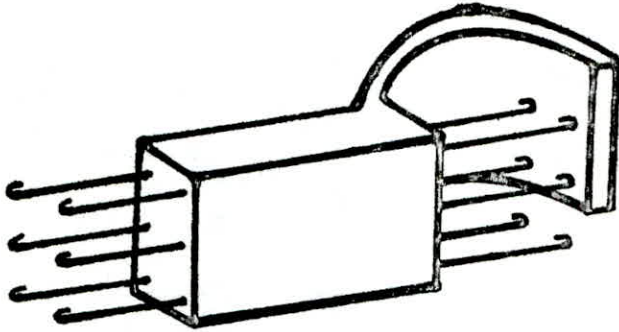
La cote du trop plein est située à  $7 \text{ m}$  par rapport au niveau du sol. À partir d'une porte métallique placée au pied du fût, l'accès au réservoir se fera par des escaliers métalliques de forme hélicoïdale encastrés dans la paroi du fût, en passant par des dalles de repos (Baliers de repos) à chaque  $10 \text{ mètres}$ .

Le réservoir est couvert par une dalle tronconique à laquelle on a incorporé un lanterneau permettant l'aération et l'éclairage par l'intermédiaire de huit ouvertures grillagées et une coupole hémisphérique en matière plastique.

La tour transmettra les charges au sol par l'intermédiaire d'un radier circulaire. La cote supérieure du radier par rapport au niveau du sol ( $\pm 0,00$ ) est de  $1 \text{ m}$ .

(1) Les clavaires ce sont des éléments préfabriqués, confectionnés par un fabricant en Béton Armé, présentent des nervures

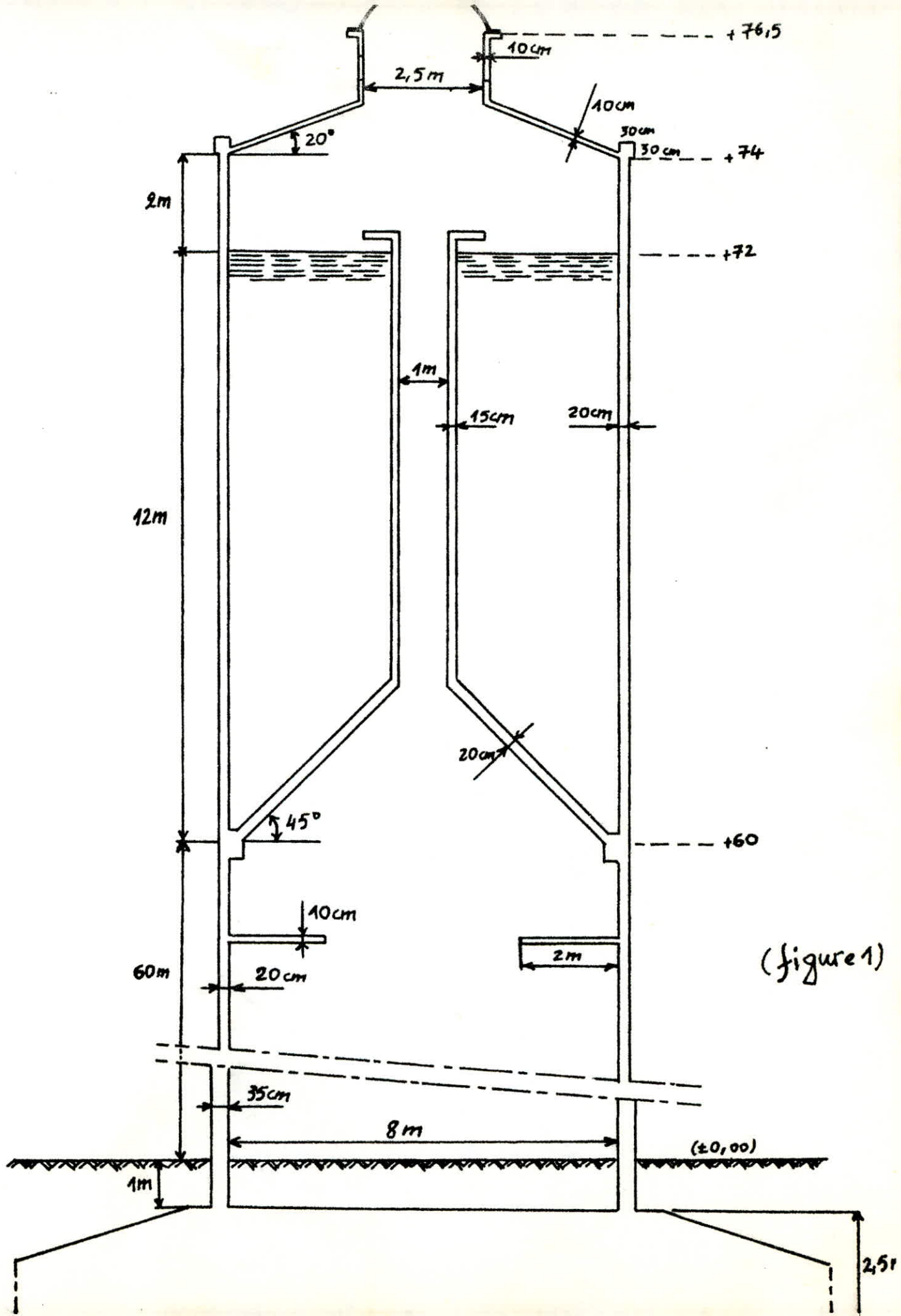
arrondies qui offrent un aspect architectural au chateau d'eau, et servent au coffrage des poteaux.



"LE CLAVEAU"

NOTA :

Les détails sur la forme géométrique du Chateau d'eau sont représentés sur le schéma ci-après (figure: 1).





# **CHAPITRE 3**

## **CHARACTERISTIQUES DES MATERIAUX**

## A- Béton

On utilisera :

Un Béton dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de C.P.A 325.

Le contrôle sera considéré comme atténué.

### 1- Contrainte de compression admissible (C.C.B.A 68 Art 9,4)

La contrainte de compression admissible du Béton désignée par le symbole :  $\overline{\sigma}_b'$  est une fraction  $f_b'$  de sa résistance nominale :

$$\overline{\sigma}_b' = f_b' \sigma_{28}$$

-  $\sigma_{28}$  : La Résistance nominale d'un Béton dont on possède des mesures de résistance en nombre suffisant est définie comme la moyenne arithmétique de ces mesures diminuée des huit dixièmes de leur écart quadratique moyen.

Elle est mesurée à 28 jours par compression axiale sur éprouvettes cylindriques ayant une hauteur égale au double du diamètre.

pour un Béton dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de C.P.A 25 :

$$\sigma_{28} = 270 \text{ bars (C.C.B.A 68 page 16).}$$

- La fraction  $f_b'$  est définie comme le produit des cinq facteurs sans dimensions  $\alpha, \beta, \gamma$  et  $\epsilon$  :

$$f_b' = \alpha \beta \gamma \epsilon.$$

\* Le facteur  $\alpha$  a pour valeur numérique :

1 pour les Betons dont le ciment constitutif est de la classe 325. (Les ciments de la classe 325 sont les ciments le plus couramment utilisés en Béton Armé).

- \* Le facteur  $\beta$  a pour valeur numérique :  
5/6 pour les Bétons qui ne seraient soumis qu'à un contrôle atténué.
- \* Le facteur  $\delta$  a pour valeur numérique 1 pour les éléments de construction dont l'épaisseur minimale est supérieure à quatre fois la grosseur du granulat constitutif du Béton.
- \* Le facteur  $\delta$  dépend de la distribution des contraintes dans la section, il a pour valeur :
  - En Compression Simple  $\delta = 0,30$
  - En Flexion Simple et en Flexion Composée quand l'effort normal est une Traction :  $\delta = 0,6$ .
  - En Flexion Composée quand l'effort normal est une compression  $\delta = 0,30(1 + e_0/3e_1)$  avec un maximum de 0,6.

dans cette dernière expression :

$e_0$  : désigne l'excentricité de la force extérieure par rapport au centre de gravité de la section complète du Béton seul.

$e_1$  : désigne le rayon vecteur, de même signe de  $e_0$  du noyau central de cette même section dans le plan radial passant par le centre de pression.

N.B : Pour les sollicitations du second genre les valeurs de  $\delta$  sont multipliées de 1,5.

Exemple : section annulaire de faible épaisseur si  $D_m$  est le diamètre moyen : on aura :  $e_1 = D_m/4$

pour  $0 \leq e_0 \leq (0,75)(D_m) \Rightarrow \delta = 0,3(1 + 1,33 e_0/D_m)$

pour  $e_0 \geq (D_m)(0,75) \Rightarrow \delta = 0,6$

\* Le facteur  $\epsilon$  dépend de la nature des sollicitations et de la forme de la section, il doit avoir une valeur telle que la contrainte moyenne de compression du Béton de la section rendue homogène si elle est entièrement comprimée, ou du Béton de la zone comprimée de la section homogène réduite si elle n'est pas entièrement comprimée, ne dépasse pas la contrainte admissible du Béton à la compression simple.

Par ailleurs  $\frac{1}{2} \leq \epsilon \leq 1$ .

En compression simple  $\epsilon = 1$ .

Dans les autres cas, on attribue à  $\epsilon$  la valeur numérique maximale, mais au plus égale à 1.

On prendra donc dans tous les cas  $\epsilon = 1$ .

Nous obtenons sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre :

en compression simple :  $\bar{\sigma}_{b01} = 1,5/6 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 270 = 67,5 b$ .

en flexion simple :  $\bar{\sigma}_{b1} = 1,5/6 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 270 = 135 b$ .

Sous les sollicitations du 2<sup>e</sup> genre :

en compression simple :  $\bar{\sigma}_{b02} = 1,5 \bar{\sigma}_{b01} = 101,25 b$ .

en flexion simple :  $\bar{\sigma}_{b2} = 1,5 \bar{\sigma}_{b1} = 202,5 b$ .

## 2- Contrainte de Traction de Référence.

(C.C.B.A 68 Art 9,5)

La contrainte de traction de Référence du Béton, désignée par le symbole :  $\bar{\sigma}_b$

est la fraction  $f_b$  de sa résistance nominale :

$$\bar{\sigma}_b = f_b \sigma_{27}$$

La fraction  $f_b$  est définie comme le produit des quatre facteurs sans dimensions  $\alpha, \beta, \gamma$  et  $\theta$

$$f_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$$

Les facteurs  $\alpha, \beta, \gamma$  gardent les mêmes significations

que précédemment et prennent les mêmes valeurs également  
Pour une sollicitation totale pondérée du premier genre  
la valeur du facteur  $\theta$  est liée à la résistance nominale  
du béton par la formule :

$$\theta = 0,018 + 2,1/\sigma_{28}'$$

dans notre cas  $\sigma_{28}' = 270$  bars.

$$\text{d'où } \theta = 0,018 + 2,1/270 = 0,02577.$$

$$\text{d'où l'on a : } \bar{\sigma}_b = 1 \cdot \sqrt{6} \cdot 1 \cdot 0,02577 \cdot 270 = 5,8 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} \approx 5,9 \text{ kg/cm}^2.$$

Remarques :

- 1 - 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+nA).
- 2 - Cette contrainte est relativement faible et difficile à respecter; le nouveau texte du cahier des charges applicables à la construction des réservoirs et cuves en béton armé établi en 1966 par la chambre syndicale des constructeurs enciment armé prévoit une contrainte admissible de traction  $\bar{\sigma}_b$  égale à :  
$$\bar{\sigma}_b = \theta \sigma_{28}.$$

$\sigma_{28}$ : limite de rupture en traction à 28 jours  
pour un dosage enciment de  $350 \text{ kg/m}^3$ ,  $\sigma_{28} = 23,2$  bars  
 $\sigma_{28} = 23,2 \text{ bars} \approx 23,6 \text{ kg/cm}^2.$

$\theta$ : est un coefficient  $\geq 1$  qui a pour valeurs:

$\theta = 1$  dans le cas de traction simple.

$1 + 2e_0/3h$  en flexion composée  $\left\{ \begin{array}{l} e_0: \text{excentricité.} \\ h: \text{épaisseur.} \end{array} \right.$

$5/3$  dans le cas de flexion simple.

donc compte tenu du dosage de notre béton et selon ce règlement nous limiterons  $\bar{\sigma}_b$  à  $23,6 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\bar{\sigma}_b = 23,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Notons que cette estimation de la contrainte de traction n'est pas en contradiction avec les règles C.C.B.A 68 qui prévoient elles aussi une dérogation à cette effet en même article 9,5.

### 3- Contrainte de cisaillement admissible (C.C.B.A 68 pages 36, 41).

#### 1- Poutres

La contrainte tangente du plan neutre  $\tau_b$  est bornée au droit de chaque section droite en fonction de la contrainte maximale de compression du béton  $\bar{\sigma}_b'$  concomitante, sur cette même section droite, par les inégalités suivantes:

au cas où  $\bar{\sigma}_b' \leq \bar{\sigma}_{b0}'$

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

et au cas où  $\bar{\sigma}_{b0}' \leq \bar{\sigma}_b' \leq 2 \bar{\sigma}_{b0}'$

$$\tau_b \leq (4,5 - \bar{\sigma}_b'/\bar{\sigma}_{b0}') \bar{\sigma}_b'$$

#### 2- Plaques et Coques

La contrainte tangente du plan neutre d'une plaque

ou d'une corque, calculée en considérant la section réduite normale à cette contrainte, ne doit pas dépasser  $1,15 \bar{\sigma}_b$  sous une sollicitation totale pondérée du premier genre.

$$\sigma_b \leq 1,15 \bar{\sigma}_b$$

Toute fois, cette prescription ne s'applique pas aux effets des forces localisées.

Sous ces charges localisées la condition de sécurité vis-à-vis du poinçonnement qui doit être satisfaite sous les sollicitations pondérées du 1<sup>er</sup> genre est:

$$1,15 \frac{Q}{f_c b t} \leq \bar{\sigma}_b \quad (\text{C.C.B. A68 page 71})$$

Q: représente la valeur de la charge localisée;

f<sub>c</sub>: on admet qu'une force appliquée sur une aire

a contour convexe a la surface d'une plaque agit uniformément sur une aire de feuillet moyen

dont le contour (P<sub>c</sub>) est parallèle à la projection

du premier sur le feuillet et distant de cette

projection de la demi-épaisseur de la plaque.

P<sub>c</sub> est donc le périmètre du contour à considérer

d'après le paragraphe précédent.

f<sub>ct</sub>: d'épaisseur totale de la plaque;

$\bar{\sigma}_b$ : Contrainte de traction de référence du béton.

## B- ACIERS.

Les Aciers que nous utiliserons sont :

- Aciers à haute adhérence Fe E 40 A
- Aciers doux ou ronds lisses Fe E 24.

Limite d'élasticité nominale  $\sigma_{en}$  : C.C.B. A 68 Art 10,3

- Aciers à haute adhérence :  $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$  pour  $\phi \leq 20$   
 $\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$  pour  $\phi \geq 20$
- Aciers doux -----  $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ .

1- Contrainte admissible de Traction  $\bar{\sigma}_{T1}$   
C.C.B. A 68 Art 10.4

La contrainte de traction admissible de l'acier, désignée par le symbole :  $\bar{\sigma}_{T1}$  est égale aux deux tiers de la limite d'élasticité nominale en Traction :  $\bar{\sigma}_{T1} = \frac{2}{3} \sigma_{en}$ .  
 quand il s'agit d'une sollicitation totale pondérée du 1<sup>er</sup> genre, et à cette même limite d'élasticité quand il s'agit d'une sollicitation totale pondérée du second genre.

Sollicitation	Fe E 40 A		Fe E 24
	$\phi \leq 20$	$\phi \geq 20$	
1 <sup>er</sup> genre	2800	2670	1600
2 <sup>e</sup> genre	4200	4000	2400

Fissuration : C.C.B. A 68 Art 49, 22.

Pour éviter les fissurations qui peuvent donner à des ouvertures inacceptables, et en respectant les conditions de non fissuration exposées dans le C.C.B. A 68 Art 49, 22 la valeur maximale de la contrainte de Traction admissible



doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\bar{\sigma}_a \leq \begin{cases} \bar{\sigma}_{a1} = \frac{2}{3} \sigma_{en} . \\ \max (\sigma_1, \sigma_2) . \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_{a1}$  : Elle est définie ci-dessus.

$\sigma_1$  : Contrainte de fissuration systématique.

$\sigma_2$  : Contrainte de fissuration accidentelle.

Elements autres que les parois du réservoir.

Dans le cas où l'élément considéré n'est pas en contact avec l'eau (humidité) les contraintes de fissuration  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont données par :

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta \cdot \tilde{w}_f}{\phi (1 + 10 \tilde{w}_f)} .$$

$$\sigma_2 = 2,14 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} \cdot k \cdot \bar{\sigma}_b} .$$

Expressions dans lesquelles :

-  $\phi$  : diamètre nominal (en mm) de la plus grosse des barres tendues.

-  $k$  : C'est une grandeur exprimée en bars mm ayant pour valeurs :

$1,5 \cdot 10^6$  si la fissuration est peu nuisible (milieu protégé)

$1 \cdot 10^6$  si la fissuration est préjudiciable (milieu exposé aux intempéries).

$0,5 \cdot 10^6$  si la fissuration est très préjudiciable (milieu agressif où étanchéité à assurer).

-  $\eta$  : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

1 pour les aciers doux.

1,6 pour les aciers H.A.

- $\bar{\sigma}_b$  : contrainte de Traction de référence du Béton en bars.
- $\tilde{w}_f$  : pourcentage de fissuration défini par :

$$w_f = A/B_f.$$

A : Section d'acier tendu.

$B_f$  : Section d'enrobage (Section du Béton tendu ayant même centre de gravité que A).

Valeurs de  $\sigma_2$

Nous prenons  $K = 0,5 \cdot 10^6$  car nous sommes dans le cas où la fissuration est très préjudiciable.

Les valeurs de  $\sigma_2$  trouvées sont rangées dans un Tableau ci-dessous en fonction de  $\phi$  et la nuance d'acier. Les valeurs sont données en  $kg/cm^2$ .

$\phi$ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
Acier doux	1844	1683	1458	1304	1190	1102	1031	922	824	729
Acier H.A	2332	2129	1844	1649	1506	1394	1304	1166	1043	922

Contraintes admissibles de Traction définitives de l'acier sans présence de l'humidité.

La contrainte de fissuration systématique  $\sigma_1$  n'est pas à considérer, car elle est toujours plus petite que  $\sigma_2$ , donc la valeur de  $\bar{\sigma}_a$  devient :

$$\sigma_a \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{a1} \\ \sigma_2 \end{array} \right.$$

d'où le tableau donnant  $\bar{\sigma}_a$  prise pour le calcul des éléments non en contact permanent avec l'eau.

$\phi$ (m.m)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
Acier doux	1600	1600	1458	1304	1190	1102	1031	922	824	729
Acier HA	2332	2129	1844	1649	1506	1394	1304	1166	1043	922

### Parois du Réservoir.

Dans le cas où l'élément considéré (paroi) est constamment en contact avec l'humidité (EAU), la contrainte admissible de traction est défini par :

$$\bar{\sigma}_a = \text{Min} \left\{ \bar{\sigma}_{a1}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}.$$

avec :

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} + 300 \eta.$$

$$\sigma_2 = 2,14 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b} + 300 \eta.$$

Tous les paramètres  $K, \eta, \phi, \tilde{w}_f$  et  $\bar{\sigma}_b$  ont la même signification que précédemment et prennent les mêmes valeurs.

Le terme complémentaire  $300 \eta$  tient compte du fait que le contact permanent avec l'eau engendre le phénomène de gonflement du Béton qui intervient d'ailleurs d'une manière favorable en réduisant les fissures.

Valeurs de  $\sigma_2$ .

$\phi$ (m.m)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
Acier doux	2144	1983	1758	1604	1490	1402	1331	1222	1124	1029
Acier HA	2812	2609	2324	2129	1986	1874	1784	1646	1523	1402

Contraintes admissibles de Traction définitives de l'acier en présence de l'humidité.

$\phi$ (m.m)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
Acier doux	1600	1600	1600	1600	1490	1402	1331	1222	1124	1029
Acier H.A	2800	2609	2324	2129	1986	1874	1784	1646	1523	1402

2- Contrainte de Compression admissible  $\bar{\sigma}'_c$

$$\bar{\sigma}'_c = \frac{2}{3} \sigma_{en} \quad ; \quad \sigma_{en} = \sigma_{en}$$

Dans le cas des Pièces soumises à la compression simple pour les quelles l'acier utilisé serait tel que  $\sigma_{en} < 3300 \text{ kg/cm}^2$  la valeur de  $\bar{\sigma}'_c$  doit être réduite à :

$$\bar{\sigma}'_c = \frac{2}{3} \sigma_{en} \cdot \sigma_{en} / 3340$$

d'où :

- Acier H.A -----  $\bar{\sigma}'_c = 2800 \text{ kg/cm}^2$  pour  $\phi \leq 20$   
 $= 2670 \text{ kg/cm}^2$  pour  $\phi \geq 20$
- Acier Doux -----  $\bar{\sigma}'_c = 1150 \text{ kg/cm}^2$ .

3- Contrainte d'adhérence admissible  $\bar{\tau}_b$   
 C.C.B.A 68 Art 20,2.

La contrainte d'adhérence admissible  $\bar{\tau}_b$  dans sa zone d'ancrage normale d'une barre d'acier constitutive d'une armature est fixée à :

$$\bar{\tau}_b = 1,25 \psi_s^2 \bar{\sigma}_b$$

$\bar{\tau}_b$  dans sa zone d'ancrage en pleine masse d'une barre d'acier constitutive d'une armature est fixée à :

$$\bar{\tau}_b = 2 \psi_s^2 \bar{\sigma}_b$$

Dans ces deux expressions  $\Psi_d$  représente le coefficient de scellement et a pour valeur:

- Aciers H.A -----  $\Psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \eta_d$  avec  $\eta_d = \sqrt{2} \Rightarrow \Psi_d = 1,5$
- Aciers doux -----  $\Psi_d = 1$ .

d'où le Tableau:

$\bar{f}_d$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Aciers H.A	Aciers Doux
Ancrage Normal.	16,59.	7,38.
Ancrage en pleine masse	26,55.	11,8.

#### 4- Recouvrement des barres droites:

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

$$L_r = L_d \quad \text{si } d < 5\phi$$

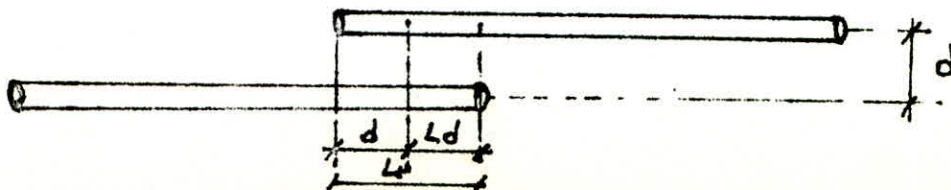
$$L_r = L_d + d \quad \text{si } d > 5\phi$$

$d$ : entre axe des barres.

$L_d$ : Longueur de scellement droit (Longueur minimale de la zone rectiligne sur laquelle son ancrage peut être fait lorsqu'elle est isolée).

$$L_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{f}_d} \quad \text{----- en traction.}$$

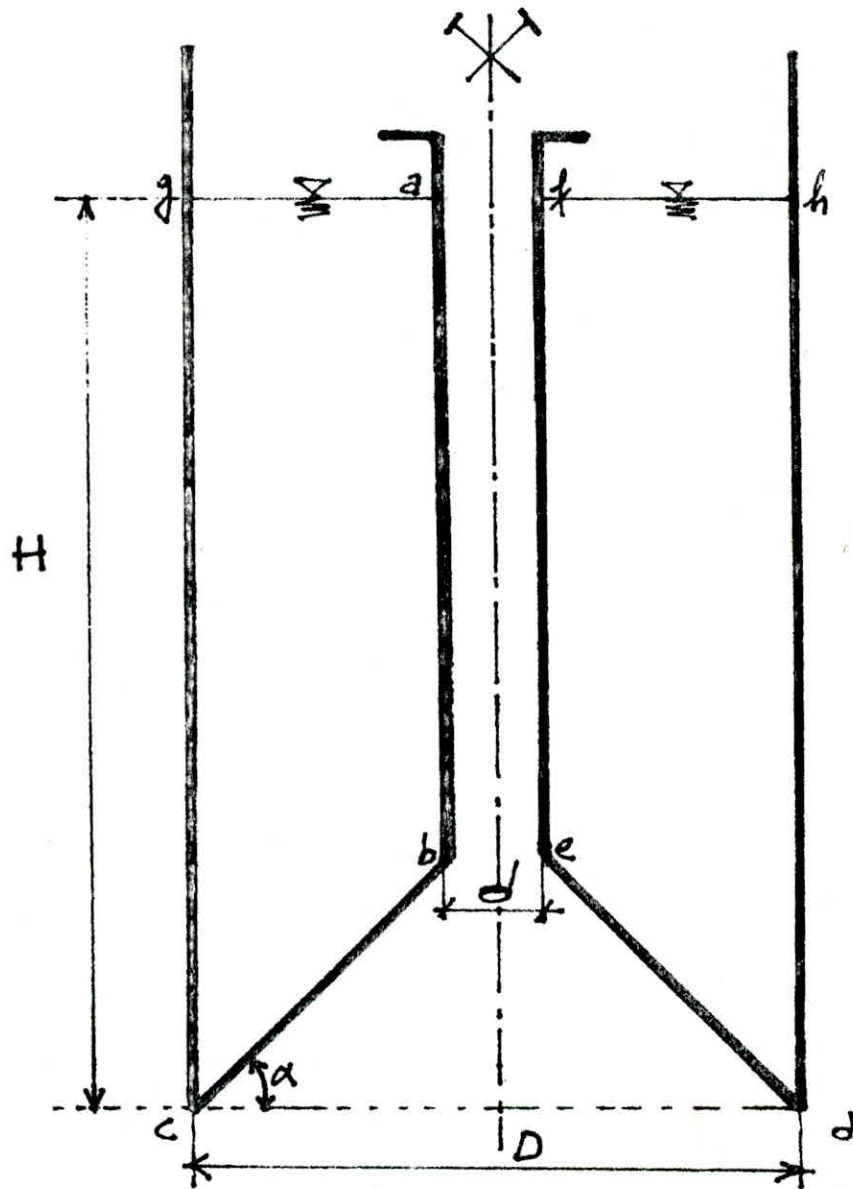
$$L_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_s'}{\bar{f}_d'} \quad \text{----- en compression.}$$



# CHAPITRE 4

## AVANT METRE

## 1-Détermination du volume d'eau utile.



$$\begin{aligned}
 H &= 12 \text{ m.} \\
 D &= 8 \text{ m.} \\
 d &= 1,3 \text{ m.} \\
 \alpha &= 45^\circ.
 \end{aligned}$$

-Volume du tronc de cône bcde  
il est donné par l'expression suivante

$$V_1 = \frac{\pi}{3} \left( \frac{D-d}{2} \right) \left[ \left( \frac{D}{2} \right)^2 + \left( \frac{d}{2} \right)^2 + \left( \frac{D \cdot d}{4} \right) \right]$$

$$V_1 = \frac{\pi}{3} \left( \frac{8-1,3}{2} \right) \left[ \left( \frac{8}{2} \right)^2 + \left( \frac{1,3}{2} \right)^2 + \left( \frac{8 \cdot 1,3}{4} \right) \right]$$

$$V_1 = 66,733 \text{ m}^3.$$

- Volume de la cheminée :

$$V_2 = \frac{\pi}{4} d^2 \left[ H - \frac{D-d}{2} \right]$$

$$V_2 = \frac{\pi}{4} 1,3^2 \left[ 12 - \frac{8-1,3}{2} \right] = 11,48 \text{ m}^3.$$

- Volume du cylindre  $gch$

$$V_3 = \frac{\pi}{4} D^2 H = \frac{\pi}{4} \cdot 8^2 \cdot 12 = 603,185 \text{ m}^3$$

Volume utile de la cuve.

Le volume théorique utile de la cuve est obtenu par :

$$V = V_3 - (V_1 + V_2)$$

$$V = 603,185 - (11,48 + 66,733) = 524,97 \text{ m}^3 = 525 \text{ m}^3.$$

$$V = 525 \text{ m}^3.$$



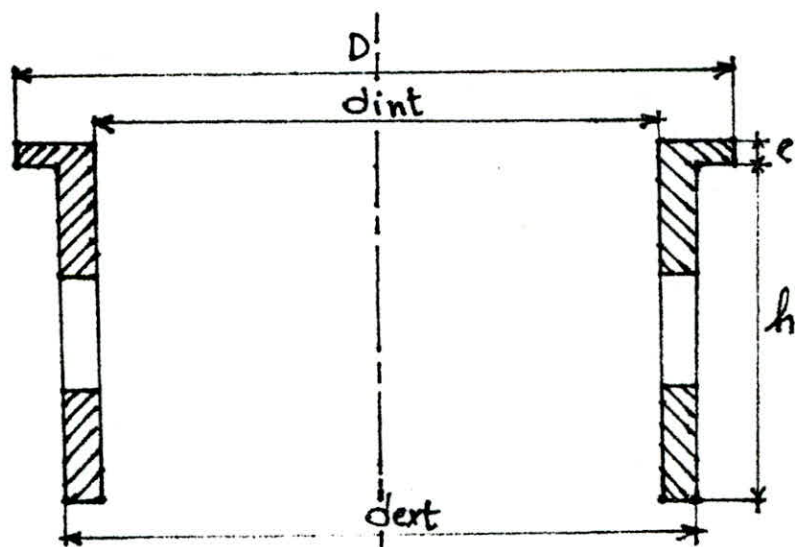
## 2-Détermination du poids de l'ouvrage (Superstructure).

Désignons par:

- $P_1$ : Le poids de l'anterneau cylindrique.
- $P_2$ : Le poids de la dalle terrasse + anneau.
- $P_3$ : Le poids de la paroi externe de la cure.
- $P_4$ : Le poids de la cheminée interne.
- $P_5$ : Le poids du tronc de cône.
- $P_6$ : Le poids des poteaux + claveaux (assimilés à une tour d'épaisseur  $h_0$ ).
- $P_7$ : Le poids des planchers de repos.

\* Calcul de  $P_1$  (Lanterneau cylindrique).

Le Lanterneau comporte 8 ouvertures grillagées ( $0,5 \times 0,8 \text{ m}^2$ ) servant à l'aération de l'eau.



$$\begin{aligned} D &= 3,2 \text{ m.} \\ d_{\text{int}} &= 2,5 \text{ m.} \\ d_{\text{ext}} &= 2,8 \text{ m.} \\ e &= 0,1 \text{ m.} \\ h &= 1,5 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$V_1 = \frac{\pi}{4} (D^2 - d_{\text{int}}^2) e + \frac{\pi}{4} (d_{\text{ext}}^2 - d_{\text{int}}^2) h - (8)(0,5 \times 0,8)(0,15)$$

$$V_1 = \frac{\pi}{4} (3,2^2 - 2,5^2) \times 0,1 + \frac{\pi}{4} (2,8^2 - 2,5^2) (1,5) - (8)(0,5 \times 0,8)(0,15)$$

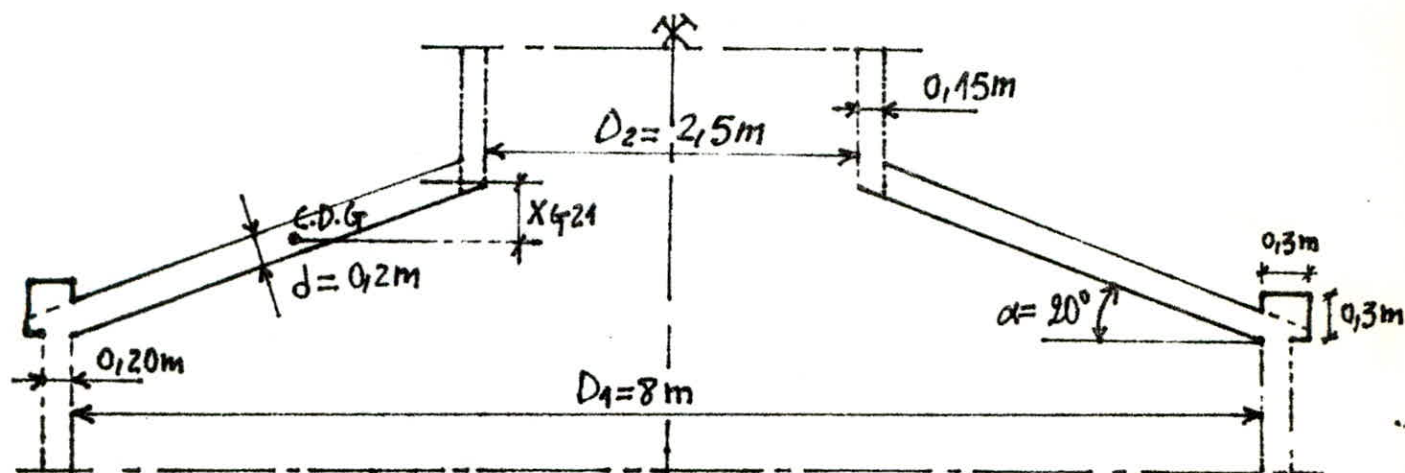
$$V_1 = 1,706 \text{ m}^3$$

$$P_1 = V_1 \rho_b^* = 1,706 \times 2,5 = 4,26 \text{ t.}$$

\* La masse volumique du Béton Armé est prise égale à:  $2,5 \text{ t/m}^3$ .

\* Calcul de  $P_2$  (Dalle terrasse + anneau).

1/  $P_{21}$ : poids de la dalle terrasse tronconique.



$$V_{21} = \frac{\pi}{24} (D_1 - D_2) \operatorname{tg} \alpha \left[ \frac{(4d+1)(D_1+D_2)+4d}{\sin \alpha} + \frac{8d^2}{\sin^2 \alpha} - D_1 D_2 \right]$$

$$V_{21} = \frac{\pi}{24} (8 - 2,5) \operatorname{tg} 20^\circ \left[ \frac{(4 \times 0,2 + 1)(8 + 2,5) + 4 \times 0,2}{\sin 20^\circ} + \frac{8 \times 0,2^2}{\sin^2 20^\circ} - 8 \times 2,5 \right]$$

$$V_{21} = 10,57 \text{ m}^3.$$

$$P_{21} = V_{21} \cdot \rho_b = 10,56 \times 2,5 = 26,425 \text{ t.}$$

determine  
 $X_{G21}$  le centre de gravité de la dalle terrasse tronconique

$$X_{G21} = \frac{(D_1 - D_2) \operatorname{tg} \alpha [2D_1 + D_2]}{(6)(D_1 + D_2)} = \frac{(8 - 2,5) \operatorname{tg} 20^\circ [2 \times 8 + 2,5]}{(6)(8 + 2,5)}$$

$$X_{G21} = 0,587 \text{ m.}$$

2/  $P_{22}$ : poids de l'anneau.

$$V_{22} = \frac{\pi}{4} (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) h = \frac{\pi}{4} (8,6^2 - 8^2) 0,3 = 2,34 \text{ m}^3.$$

$$P_{22} = V_{22} \rho_b = 2,34 \times 2,5 = 5,86 \text{ t.}$$

$$P_2 = P_{21} + P_{22} = 26,425 + 5,86 = 32,3 \text{ t.}$$

$$P_2 = 32,3 \text{ t.}$$

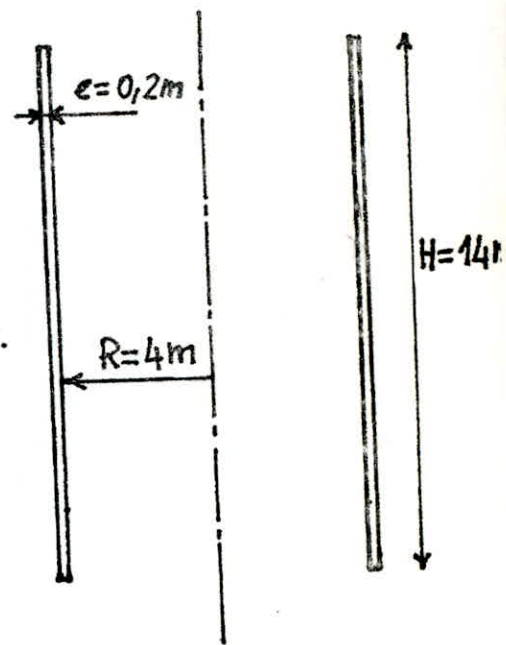
\* Calcul de  $P_3$  (Paroi externe de la cuve).

$$V_3 = \frac{\pi}{4} (D_{ext}^2 - D_{int}^2) \cdot H$$

$$V_3 = \frac{\pi}{4} (\overline{8,4}^2 - \overline{8}^2) \cdot 14 = 72,13 \text{ m}^3$$

$$P_3 = V_3 \rho_b = 72,13 \times 25 = 180,33 \text{ t.}$$

$$P_3 = 180,33 \text{ t.}$$



\* Calcul de  $P_4$  (Cheminée interne).

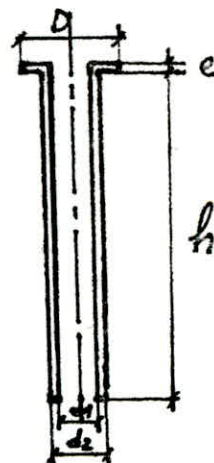
$$V_4 = \frac{\pi}{4} (D^2 - d_1^2) e + \frac{\pi}{4} (d_2^2 - d_1^2) h$$

$$V_4 = \frac{\pi}{4} (\overline{2,5}^2 - \overline{1}^2) 0,15 + \frac{\pi}{4} (\overline{1,3}^2 - \overline{1}^2) 8,85$$

$$V_4 = 0,618 + 4,796 = 5,41 \text{ m}^3$$

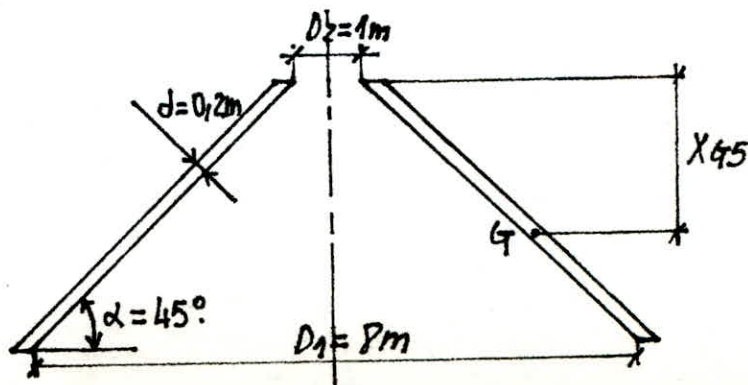
$$P_4 = V_4 \rho_b = 5,41 \times 2,5 = 13,53 \text{ t.}$$

$$P_4 = 13,53 \text{ t.}$$



$e = 0,15 \text{ m}$   
 $h = 8,85 \text{ m}$   
 $D = 2,5 \text{ m}$   
 $d_1 = 1 \text{ m}$   
 $d_2 = 1,3 \text{ m}$

\* Calcul de  $P_5$  (Tronc de cône)



$$V_5 = \frac{\pi}{24} (D_1 - D_2) \operatorname{tg} \alpha \left[ \frac{(4d+1)(D_1+D_2)+4d}{\sin \alpha} + \frac{8d^2}{\sin^2 \alpha} - D_1 D_2 \right]$$

$$V_5 = \frac{\pi}{24} (8-1) \operatorname{tg} 45^\circ \left[ \frac{(4 \times 0,2+1)(8+1)+4 \times 0,2}{\sin 45^\circ} + \frac{8 \times 0,2^2}{\sin^2 45^\circ} - 8 \cdot 1 \right]$$

$$V_5 = 15,28 \text{ m}^3.$$

$$P_5 = V_5 \rho_b = 15,28 \times 2,5 = 38,21 \text{ t.}$$

La position du centre de gravité du Tronc de cône est donnée par l'expression suivante:

$$x_G = \frac{(D_2 - D_1) \operatorname{tg} \alpha [2D_1 + D_2]}{(6)(D_1 + D_2)}$$

$$\text{d'où } x_{G5} = \frac{(8-1) \operatorname{tg} 45^\circ [2 \times 8 + 1]}{(6)(8+1)} = 2,20 \text{ m.}$$

\* Calcul de  $P_6$  (Poteaux + claveaux (assimilés à une tour d'épaisseur  $h_0$ )).

L'épaisseur de la tour  $h_0$  varie en fonction de  $H$  (Hauteur de la tour).

1/ pour  $0 \leq H \leq 10$  l'épaisseur de la tour  $h_{01} = 35 \text{ cm}$ .

$$V_{61} = \pi D_m h_{01} H = \pi (D + h_{01}) h_{01} H = \pi (8 + 0,35) 0,35 \cdot 11$$

$$V_{61} = 100,99 \text{ m}^3$$

$$\text{d'où } P_{61} = V_{61} \rho_b = 100,99 \times 2,5 = 252,48 \text{ t.}$$

2/ pour  $10 \leq H \leq 20$  l'épaisseur de la tour  $h_{02} = 30 \text{ cm}$ .

$$V_{62} = \pi (D + h_{02}) h_{02} H_2 = \pi (8 + 0,30) 0,30 \cdot 10 = 78,22 \text{ m}^3$$

$$\text{d'où } P_{62} = V_{62} \rho_b = 78,22 \times 2,5 = 195,56 \text{ t.}$$

3/ pour  $20 \leq H \leq 30$  l'épaisseur de la tour  $h_{03} = 25 \text{ cm}$

$$V_{63} = \pi (D + h_{03}) h_{03} H_3 = \pi (8 + 0,25) 0,25 \cdot 10 = 64,79 \text{ m}^3$$

$$\text{d'où } P_{63} = V_{63} \rho_b = 64,79 \times 2,5 = 161,98 \text{ t.}$$

4) pour  $30m \leq H \leq 60m$  l'épaisseur de la tour  $h_{04} = 20cm$ .  
 $V_{64} = \pi(D + h_{04}) h_{04} H_4 = \pi(8 + 0,20)(0,2)30 = 154,56m^3$ .  
 d'où  $P_{64} = V_{64} \rho_b = 154,56 \times 2,5 = 386,41t$ .

Le Poids total de la tour  $P_6 = \sum_{i=1}^{i=4} P_{6i} = 996,45t$ .

\* Calcul de  $P_7$  (Planchers de repos).

$$V_7 = 6 V_{71} + 1 V_{72}$$

$$V_{71} = \left[ \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) - a \cdot b \right] e$$

$$V_{72} = \frac{\pi}{4} D^2 e.$$

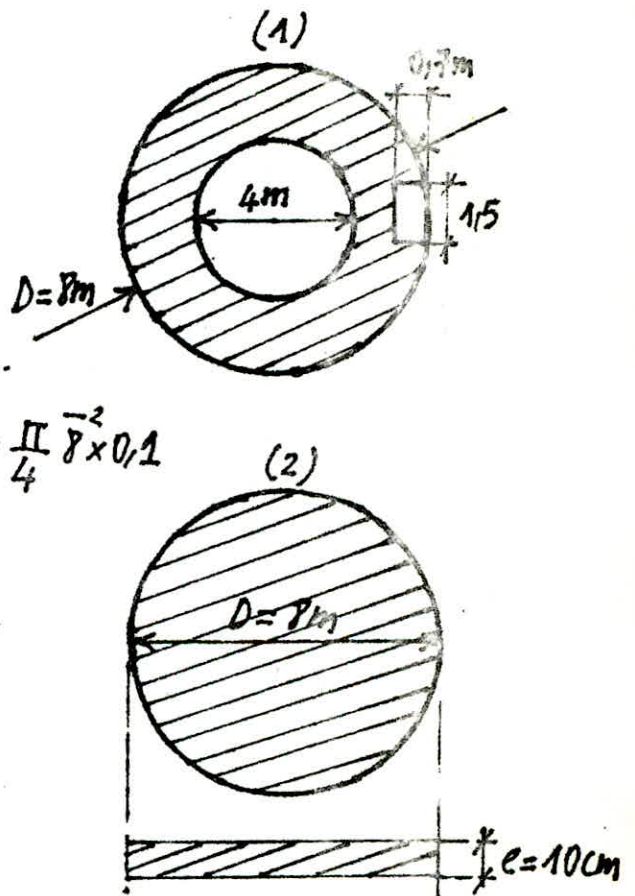
$$V_7 = 6 \left[ \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) - ab \right] e + \frac{\pi}{4} D^2 e.$$

$$V_7 = 6 \left[ \frac{\pi}{4} (8^2 - 4^2) - 1,5 \times 0,7 \right] 0,1 + \frac{\pi}{4} 8^2 \times 0,1$$

$$V_7 = 27 m^3.$$

$$P_7 = V_7 \rho_b = 27 \times 2,5 = 67,5t.$$

$$P_7 = 67,5t.$$



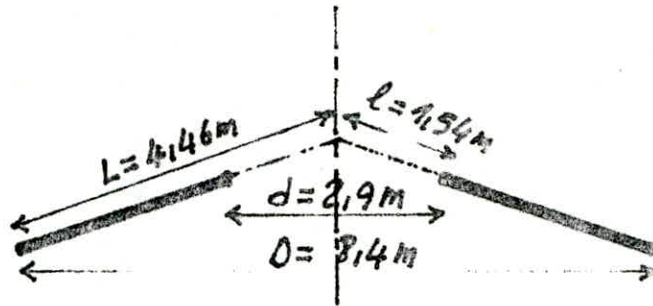
\* Poids total de la superstructure (Béton)

$$P = \sum_{i=1}^{i=7} P_i = 1332,6t.$$

### 3-Evaluation des différentes surcharges (Etanchéités - Revêtements - Isolants thermiques)

#### 1/ Dalle Terrasse

Etanchéité (Enduit)	100 kg/m <sup>2</sup>	} s <sub>f</sub> = 120 kg/m <sup>2</sup> = 0,12 t/m <sup>2</sup>
Isolation Thermiques	20 kg/m <sup>2</sup>	



L'aire totale de la Dalle terrasse est donnée par:

$$A_1 = \frac{\pi}{2} (DL - dl) = \frac{\pi}{2} (8,4 \times 4,46 - 2,9 \times 1,54) = 51,83 \text{ m}^2$$

d'où:

$$p_1 = A_1 \cdot s_f = 51,83 \times 0,12 = 6,16 \text{ t.}$$

#### 2/ Cuve.

Isolation thermique	20 kg/m <sup>2</sup>	} s <sub>2</sub> = 80 kg/m <sup>2</sup> = 0,08 t/m <sup>2</sup>
Etanchéité	50 kg/m <sup>2</sup>	
Protection	10 kg/m <sup>2</sup>	

La surface totale de la cuve  $A_3 = A_{13} + A_{23} + A_{33}$

$A_{13}$  = surface latérale de la paroi externe.

$A_{23}$  = surface latérale de la cheminée interne.

$A_{33}$  = surface latérale du Tonc de cône.

$$A_{13} = \pi \cdot D_{th} \cdot H_1 = \pi \cdot 8,2 \cdot 14 = 360,65 \text{ m}^2$$

$$A_{23} = \pi \cdot D_{in} \cdot H_2 = \pi \cdot 1,3 \cdot 8,85 = 36,14 \text{ m}^2$$

$$A_{33} = \frac{\pi}{2} (D_{in} l_3 - d_3 l_3) = \frac{\pi}{2} (8 \cdot 5,65 - 1,56 \cdot 1,1) = 68,30 \text{ m}^2$$

$$A_3 = \sum_{i=1}^{i=3} A_{i3} = 465,09 \text{ m}^2.$$

d'où

$$p_3 = A_3 \cdot s_3 = 465,09 \times 0,08 = 37,2 \text{ t}.$$

- On estime la charge due aux escaliers metalliques et les autres accessoires à  $p_2 = 6 \text{ t}$ .

$$p_t = \sum_{i=1}^{i=3} p_i = 49,36 \text{ t} \approx 50 \text{ t}.$$

$$p_t = 50 \text{ t}.$$

#### 4 - Evaluation des Surcharges d'exploitation

1) Dalle Terrasse (Terrasse inaccessible, sauf entretien)

$$p_1 = 100 \text{ kg/m}^2 = 0,1 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{d'où } S_1 = A_1 p_1 = 51,83 \times 0,1 = 5,183 \text{ t} \approx 5,2 \text{ t}.$$

2) Planchers de repos

$$p_2 = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{d'où } S_2 = A_2 p_2 = 0,150 \times 270,16 = 40,5 \text{ t}$$

$$S_t = S_1 + S_2 = 45,7 \text{ t} \approx 46 \text{ t}.$$

$$S_t = 46 \text{ t}.$$

# CHAPITRE 5

CALCUL DU

RESERVOIR



## -Généralités

Nous calculerons les éléments de notre réservoir d'après la théorie de l'équilibre des membranes exposé notamment à "théorie des plaques et coques" par TIMOSHENKO

Les hypothèses de l'équilibre des membranes 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 de moments de flexion dans la coque considérée. La ligne de pression est supposée confondue à la ligne moyenne de la coque. La composante des efforts horizontaux est absorbée par l'anneau d'appui (ceinture) qui subit un allongement circonférentiel uniforme. puisque l'allongement est généralement différent de la déformation le long du parallèle de la coque près de l'anneau d'appui, ils se créent donc au niveau de l'appui des moments de flexion qui perturbent l'état de membrane. Une étude de cette flexion montre que dans le cas d'une coque mince, elle a un certain caractère très localisé et à une certaine distance de l'anneau d'appui.

Le calcul consiste donc à déterminer les efforts normaux  $n_x(y)$  et  $n_\theta$  d'après la théorie de l'équilibre des membranes, et à ces efforts on superpose les efforts dûs à la perturbation marginale de l'état de contrainte.

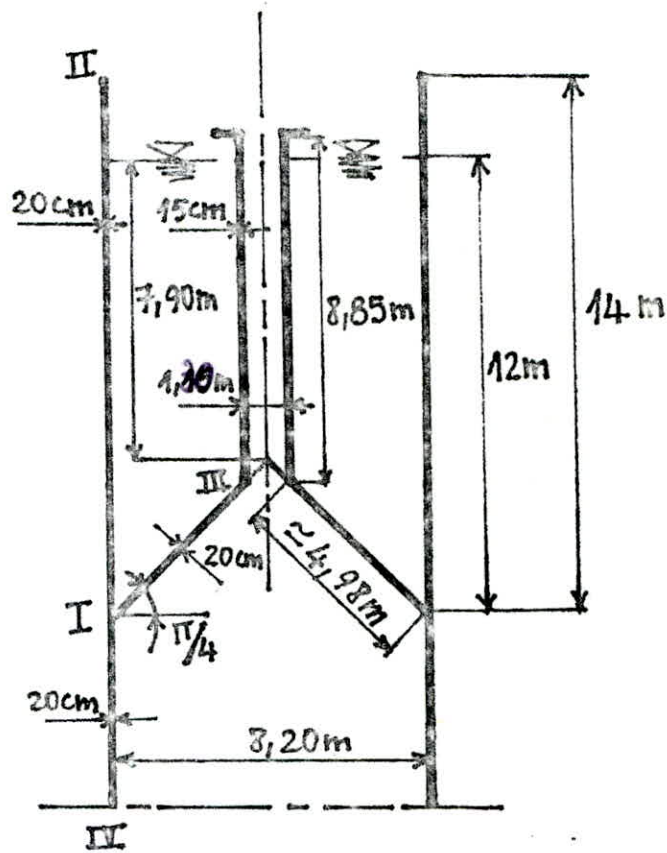
Nous utiliserons pour les calculs une méthode exposée dans le livre roumain "Constructions Industrielles en béton armé".

## - Détermination des efforts selon la théorie des membranes.

pour calculer les éléments de réduction des coques, nous disposons en premier lieu des conditions d'équilibre. pour les utiliser, nous pouvons considérer un élément de la coque et écrire l'équilibre des forces agissant suivant trois directions ainsi que l'équilibre des moments autour de trois axes. Cela ferait six conditions. Mais dix éléments de réduction sont inconnus. Il s'ensuit aussitôt qu'il n'est pas en général possible de déterminer les éléments de réduction à partir des seules conditions d'équilibre, et aussi que la distribution des forces dans les coques est hyperstatique. Puisque cette indétermination intervient pour chaque élément de coque indépendamment de la position d'ensemble, nous pouvons considérer la coque, dans le sens indiqué, comme intrinsèquement hyperstatique. Pour résoudre un problème de coque, nous devons donc prendre en considération l'état de déformation.

Il est possible de réaliser d'une façon plus heureuse le calcul détaillé de l'état de forces hyperstatiques par l'usage d'une théorie approchée qui fournit, si non toujours, du moins dans beaucoup de cas des résultats tout à fait utilisables. C'est ce qu'on appelle la théorie des membranes, qui se caractérise par le fait qu'on néglige les efforts tranchants, les moments de flexion, et les moments de torsion. Le nom de cette théorie se fonde sur le fait que dans une membrane - quelque chose comme une peau de tambour tendue - n'apparaît aucun effort de flexion

alors que par ailleurs une membrane n'a rien de commun avec une coque ni dans sa conformation ni dans son état de contrainte.



Les coques (II, III et IV) sont supposées à déplacements horizontaux libres des bords (I). Tout point de la coque est soumis aux charges suivantes :

$g$  : poids de la coque par unité de surface moyenne (agissant verticalement).

$\gamma_x$  : pression hydrostatique de l'eau.

$p$  : Charge totale au dessus de la coque (Charge par unité de longueur du bord supérieur de la coque).

A/ Coque cylindrique de révolution (II)

$g = \gamma_b \delta$ .

$\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$  (poids spécifique du Béton).

$\delta = 0,2 \text{ m}$  (épaisseur de la coque).

$$g = (2,5)(0,2) = 0,5 \text{ t/m}^2.$$

$$p = \frac{P_1 + P_2}{2\pi R_m}$$

$P_1$  : poids total de lanterneau (cylindrique) = 4,26 t

$P_2$  : poids total de la dalle terrasse + anneau

$$P_2 = 32,56 \text{ t.}$$

$R_m$  : Rayon moyen de la coque cylindrique

$$R_m = 4,10 \text{ m}$$

$$p = \frac{32,56 + 4,26}{2 \cdot \pi \cdot 4,10} = 1,42 \text{ t/ml.}$$

$$\begin{aligned} - n_x &= -g x - 0 - p \\ &= -0,5 x - 1,42 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - n_\theta &= +0 + R_m \gamma x^* & x^* &= x - 2, \quad x \geq 2. \\ &= (4,10)(1) x^* = 4,10 x^* \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - E \Delta_0 &= \frac{\mu R_m g}{\delta} x_0 + \frac{R_m^2 \gamma}{\delta} x_0^* + \frac{\mu R_m p}{\delta} \\ &= \frac{1}{6} \frac{4,10 \times 0,5 \times 14}{0,20} + \frac{4,10^2 \times 1 \times 12}{0,20} + \frac{1}{6} \frac{4,10 \times 1,42}{0,20} \\ &= 23,91 + 1008,6 + 4,85 = 1037,4 \text{ t/m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - E \varphi_0 &= -\mu \frac{R_m g}{\delta} - \frac{R_m^2 \gamma}{\delta} \\ &= -\frac{1}{6} \frac{4,10 \times 0,5}{0,20} - \frac{4,10^2 \times 1}{0,20} \\ &= -1,70 - 84,05 = -85,75 \text{ t/m}^2. \end{aligned}$$

$n_x, n_\theta$  : Les efforts normaux qui agissent dans la coque.

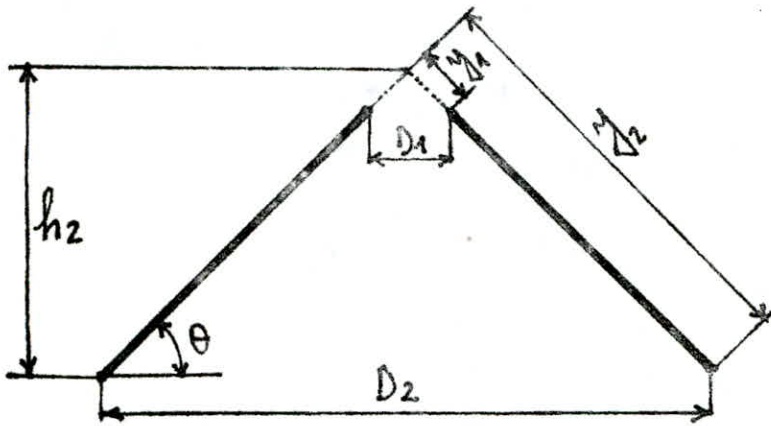
$E$  : Module d'élasticité du Béton.

$\mu$  : Coefficient de poisson =  $\frac{1}{6}$  pour le Béton.

$\Delta_0$  : Le déplacement horizontal du bord I.

$\varphi_0$  : La rotation du bord I.

B/ Coque tronconique (I II).



$$\theta = 45^\circ$$

$$y_1 = 0,813 \text{ m.}$$

$$y_2 = 5,8 \text{ m.}$$

$$h_2 = 4,10 \text{ m}$$

$$D_1 = 1,15 \text{ m.}$$

$$D_2 = 8,20 \text{ m.}$$

$$f = H_e - h_2 = 7,90 \text{ m.}$$

$$\delta = 0,20 \text{ m.}$$

$$g = 0,5 \text{ t/m}^2.$$

$$\mu = 1/6.$$

$$p = \frac{P}{D_1 \pi}$$

$$P = P_4 \text{ (poids de la cheminée interne)} = 13,53 \text{ t.}$$

$$p = 13,53 / \pi \cdot 1,15 = 3,75 \text{ t/m.}$$

$$-ny = \frac{-gy}{2\sin\theta} \left(1 - \frac{y_1^2}{y^2}\right) - \frac{y_1 p}{y \sin\theta} - \frac{y}{2y} \left[ f(y^2 - y_1^2) + \right.$$

$$\left. \frac{2}{3}(y^3 - y_1^3) \sin\theta \right] \cotg\theta$$

$$= \frac{-0,5y}{2\sin 45^\circ} \left(1 - \frac{0,813^2}{y^2}\right) - \frac{0,813 \cdot 3,75}{y \sin 45^\circ} - \frac{1}{2y} \left[ 7,90 \right.$$

$$\left. (y^2 - 0,813^2) + \frac{2}{3}(y^3 - 0,813^3) \sin 45^\circ \right] \cotg 45^\circ$$

$$= -0,2357y^2 - 4,303y - 1,341/y$$

$$\begin{aligned}
 - n\theta &= -gy \sin \theta \operatorname{ctg}^2 \theta + 0 - \gamma y (y + f/\sin \theta) \cos \theta \\
 &= -0,5 y \sin 45^\circ \operatorname{ctg}^2 45^\circ + 0 - y (y + 7,90/\sin 45^\circ) \cos 45^\circ \\
 &= -0,3535 y - 0,707 y^2 - 7,90 y \\
 &= -0,707 y^2 - 8,253 y.
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - E\Delta_0 &= \frac{-gy^2}{\delta^2} \left[ 1 - \frac{\mu}{2 \cos^2 \theta} \left( 1 - \frac{y_1^2}{y_2^2} \right) \right] \cos^2 \theta \operatorname{ctg} \theta \\
 &+ \frac{\mu y_1 p}{\delta} \operatorname{ctg} \theta - \frac{\gamma y_2}{\delta} \left\{ y_2 (y_2 + f/\sin 45^\circ) - \right. \\
 &\left. \frac{\mu}{2 y_2} \left[ \frac{f}{\sin \theta} (y_2^2 - y_1^2) + \frac{2}{3} (y_2^3 - y_1^3) \right] \right\} \cos^2 \theta. \\
 &= \frac{-0,5 \cdot 5,8^2}{0,2} \left[ 1 - \frac{1}{12 \cos^2 45^\circ} \left( 1 - \frac{0,813^2}{5,8^2} \right) \right] \cos^2 45^\circ \operatorname{ctg} 45^\circ \\
 &+ \frac{(1)(0,813)(3,75)}{(6)(0,2)} \operatorname{ctg} 45^\circ - \frac{1 \cdot 5,8}{0,20} \left\{ 5,8 \right. \\
 &\left. \left( 5,8 + \frac{7,9}{\sin 45^\circ} \right) - \frac{1}{12 \cdot 5,8} \left[ \frac{7,9}{\sin 45^\circ} (5,8^2 - 0,813^2) + \right. \right. \\
 &\left. \left. \frac{2}{3} (5,8^3 - 0,813^3) \right] \right\} \cos^2 45^\circ. \\
 &= -35,18 + 2,54 - 1323,58 = -1356,22 \text{ t/m.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - E\varphi_0 &= \frac{-gy_2}{\delta} \left[ \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{y_1^2}{y_2^2} \right) + \mu - (2 + \mu) \cos^2 \theta \right] \frac{\operatorname{ctg} \theta}{\sin \theta} \\
 &- \frac{y_1 p}{\delta y_2} \cdot \frac{\cos \theta}{\sin^2 \theta} - \frac{\gamma}{\delta} \left[ 2fy_2 + 3y_2^2 \sin \theta - \right. \\
 &\left. \frac{f}{2y_2} (y_2^2 - y_1^2) - \frac{\sin \theta}{3 y_2} (y_2^3 - y_1^3) \right] \operatorname{ctg}^2 \theta.
 \end{aligned}$$

-42-

$$E\varphi = - \frac{0,5 \times 5,8}{0,20} \left[ \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{0,813^2}{5,8^2} \right) + \frac{1}{6} - \left( 2 + \frac{1}{6} \right) \cos^2 45^\circ \right] \times$$

$$\frac{\cotg 45^\circ}{\sin 45^\circ} - \frac{0,813 \cdot 3,75}{0,20 \cdot 5,8} \cdot \frac{\cos 45^\circ}{\sin^2 45^\circ} + \frac{1}{0,20} \left[ 2 \cdot 7,90 \cdot 5,8 + \right.$$

$$3 \cdot 5,8^2 \sin 45^\circ - \frac{7,90}{2 \times 5,8} \left( 5,8^2 - 0,813^2 \right) - \frac{\sin 45^\circ}{3 \times 5,8}$$

$$\left. \left( 5,8^3 - 0,813^3 \right) \right] \cotg^2 45^\circ.$$

$$= + 8,7456 - 3,7168 + 663,17 = 668,20 \text{ t/m}^2.$$

C/ Coque cylindrique inferieure (I III)

$$p = \frac{P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5}{2 \pi R_m}$$

$P_1$ : poids total de lanterneau + dalle terrasse + anneau  
 $P_1 = 36,56 \text{ t}.$

$P_2$ : poids de la paroi externe de la cuve  
 $P_2 = 180,33 \text{ t}.$

$P_3$ : poids de la cheminée interne.  
 $P_3 = 13,53 \text{ t}.$

$P_4$ : poids du tronc de cône.  
 $P_4 = 36,61 \text{ t}.$

$P_5$ : poids de la masse d'eau.  
 $P_5 = 525 \text{ t}.$

$$P_t = \sum_{i=1}^{i=5} P_i = 792,03 \text{ t}.$$

$$p = \frac{792,03}{2 \times 4,10 \times \pi} = 30,75 \text{ t/ml}.$$

$$-nx = -gx - p$$

$$= -0,5x - 30,75.$$

- $n\theta = 0$ .
- $E\Delta_0 = \mu \frac{Rm\phi}{\delta} = \frac{1}{6} \frac{4,1 \times 30,75}{0,20} = 105 \text{ t/m}^2$
- $E\psi_0 = 0$ .

On récapitule les résultats trouvés dans le tableau ci-dessous.

Coque II	$n_x$	$-0,5x - 1,42$ .
	$n_\theta$	$+ 4,10 x^*$ .
	$E\Delta_0$	$+ 1037,4 \text{ t/m}$ .
	$E\psi_0$	$- 85,75 \text{ t/m}^2$ .
Coque III	$n_y$	$- 0,2357 y^2 - 4,303 y - 1,341/y$ .
	$n_\theta$	$- 0,707 y^2 - 8,253 y$ .
	$E\Delta_0$	$- 1356,22 \text{ t/m}$ .
	$E\psi_0$	$+ 668,20 \text{ t/m}^2$ .
Coque I IV	$n_x$	$- 0,5x - 30,75$ .
	$n_\theta$	0
	$E\Delta_0$	$+ 105 \text{ t/m}$
	$E\psi_0$	0

### -Effet de la perturbation marginale.

Une série d'exemples a déjà bien établi que la théorie des membranes ne satisfait pas en toutes circonstances aux conditions de déformation. Il est certainement souhaitable de procéder à un examen détaillé des contradictions qui se présentent aux bords des coques ou en certains points singuliers.



Les perturbations de l'état de contrainte selon la théorie des membranes, qui se produisent par la non-satisfaction des conditions de déformation aux bords des coques ou en certaines de leurs parties, se limitent en fait à un petit domaine. Il suffira donc, en beaucoup de cas, de se contenter d'utiliser la Théorie des membranes, même là où les conditions de déformation ne seront pas satisfaites. On peut dans ces cas dans la région du bord, se contenter par expérience d'un renforcement d'une paroi que la théorie des membranes considèrerait comme suffisante.

Notre système est hyperstatique, formé de Trois (3) voiles minces concourants, pour déterminer les moments d'encastrement on applique la méthode de Cross.

On détermine les moments d'encastrement dans la structure supposée à nœud fixe, et ces moments trouvés qui ne sont pas définitifs on ajoute des moments supplémentaires provenant du déplacement du nœud I.

Calcul des coefficients d'amortissement:

$$\lambda_{\square} = \sqrt[4]{3(1-\mu^2)^2 \sqrt{1/R\delta}} = \sqrt[4]{3(1-1/36)^2 \sqrt{1/(4,1 \times 0,2)}} = 1,443 \text{ m}^{-1}$$

$$\lambda_{\square} = \sqrt[4]{3(1-\mu^2)^2 \sqrt{\text{tg } \theta / \gamma_2 \delta}} = \sqrt[4]{3(1-1/36)^2 \sqrt{\text{tg } 45^\circ / (5,8 \times 0,2)}} = 1,21 \text{ m}^{-1}$$

$$\lambda_{\square} = \sqrt[4]{3(1-\mu^2)^2 \sqrt{1/R\delta}} = \sqrt[4]{3(1-1/36)^2 \sqrt{1/(4,1 \times 0,2)}} = 1,443 \text{ m}^{-1}$$

## Calcul des rigidités:

$$k_{II} = 2 \delta^3 \lambda_{II} = 0,023090$$

$$k_{III} = 2 \delta^3 \lambda_{III} = 0,019410$$

$$k_{IV} = 2 \delta^3 \lambda_{IV} = 0,023090$$

## Calcul des coefficients de distribution:

$$r_{II} = k_{II} / \sum k_i = 0,3520.$$

$$r_{III} = k_{III} / \sum k_i = 0,2960. \quad \sum r = 1.$$

$$r_{IV} = k_{IV} / \sum k_i = 0,3520.$$

## Calcul des Moments d'encastrement dans la structure supposée à nœud fixe:

$$m_{II}^* = \delta / 2R^2 \lambda_{II}^2 (E\Delta_0 + E\varphi_0 / \lambda_{II})$$

$$\frac{0,20}{2 \times 4,10^2 \times 1,443^2} \left( 1037,4 - \frac{75,75}{1,443} \right) = 2,794 \text{ t.m/ml}$$

$$m_{III}^* = \delta \frac{\tan^2 \theta}{\sqrt{2}} \lambda_{III}^2 \left( \frac{E\Delta_0}{\sin \theta} + \frac{E\varphi_0}{\lambda_{III}} \right)$$

$$= \frac{0,20 \tan^2 45^\circ}{2 \times 5,8^2 \times 1,21^2} \cdot \left( \frac{-1356,22}{\sin 45^\circ} + \frac{668,2}{1,21} \right) = -2,773 \text{ t.m/ml}$$

$$m_{IV}^* = \delta / 2R^2 \lambda_{IV}^2 (E\Delta_0 - E\varphi_0 / \lambda_{IV})$$

$$= 0,20 / (2 \times 4,10^2 \times 1,443^2) \cdot (105 - 0) = 0,3 \text{ t.m/ml.}$$



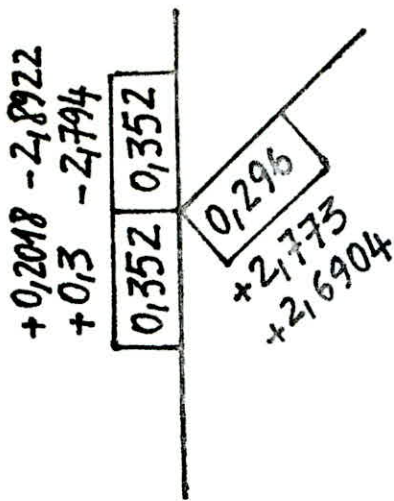
(I)



(III)



(IV)



$$M = \sum m_i^* = + 0,279 \text{ t}\cdot\text{m/ml}.$$

$$m_i = m_i^* - \tau_i M$$

$$m_{II} = + 2,8922 \text{ t}\cdot\text{m/ml}.$$

$$m_{III} = - 2,6904 \text{ t}\cdot\text{m/ml}.$$

$$m_{IV} = + 0,2018 \text{ t}\cdot\text{m/ml}.$$

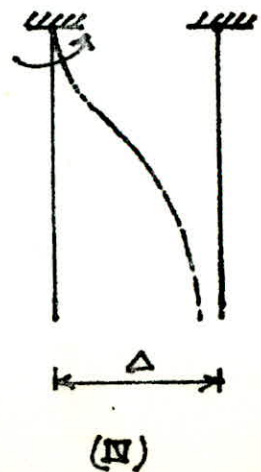
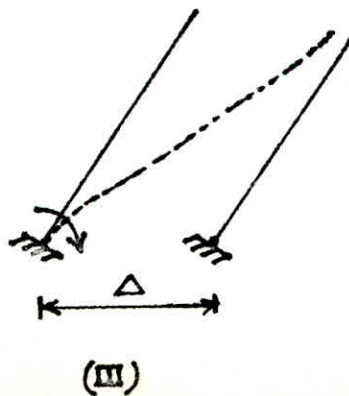
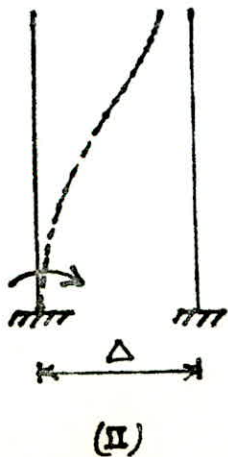
$m_i^*$  : Moment d'encastrement parfait.  
 $m_i$  : Moment équilibré.

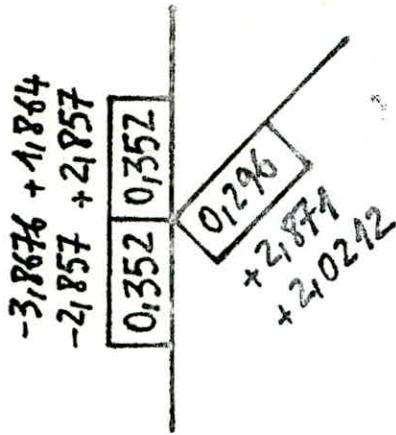
Calcul des Moments supplémentaires  
 provenant du déplacement du nœud I:

$$m_{II}^* = -E\Delta\delta / 2R^2\lambda_{II}^2 = \frac{-0,20 E\Delta}{2 \times 4,10^2 \times 1,443^2} = -2,857 \cdot 10^{-3} E\Delta$$

$$m_{III}^* = -E\Delta\delta \text{tg}^2\theta / 2y^2\lambda_{III}^2 \sin\theta = \frac{-0,20 \text{tg}^2 45^\circ E\Delta}{2 \times 5,8^2 \times 1,21 \sin 45^\circ} = -2,871 \cdot 10^{-3} E\Delta$$

$$m_{IV}^* = -E\Delta\delta / 2R^2\lambda_{IV}^2 = \frac{-0,20 E\Delta}{2 \times 4,10^2 \times 1,443^2} = -2,857 \cdot 10^{-3} E\Delta$$





$$M = \sum m_i^* = +2,871 \cdot 10^{-3} E\Delta$$

$$m_i^1 = m_i^* - r_i M$$

$$m_{II}^1 = -1,8464 \cdot 10^{-3} E\Delta$$

$$m_{III}^1 = -2,0212 \cdot 10^{-3} E\Delta$$

$$m_{IV}^1 = -3,8676 \cdot 10^{-3} E\Delta$$

Détermination de l'effort de fixation dû aux charges extérieures:

$$-h_{II}^0 = \frac{-E\Delta_0 \delta}{2R^2 \lambda_{II}} - \lambda_{II} m_{II}^1 = \frac{-0,20 \times 10374}{2 \times 4,10^2 \times 1,443} - 1,443 \times 2,8922$$

$$h_{II}^0 = -8,45 \text{ t/ml.}$$

$$-h_{III}^0 = h_{III}^1 - \frac{\delta E \Delta_0}{2y_2^2 \lambda_{III} \cos^2 \theta} - \frac{\lambda_{III} m_{III}^1}{\sin \theta}$$

$$= -33,11 \cos 45^\circ - \frac{0,20 \times (-1356,22)}{2 \times 5,8^2 \times 1,21 \cos^2 45^\circ} - \frac{(1,21)(-2,6904)}{\sin 45^\circ}$$

$$h_{III}^0 = -12,15 \text{ t/ml.}$$

$$-h_{IV}^0 = \frac{-E\Delta_0 \delta}{2R^2 \lambda_{IV}} - \lambda_{IV} m_{IV}^1 = \frac{-0,20 \times 105}{2 \times 4,10^2 \times 1,443} - 1,443 \times 0,2018$$

$$h_{IV}^0 = -0,724 \text{ t/ml.}$$

$$h^0 = \sum h_i^0 = -21,324 \text{ t/ml.}$$

Détermination de l'effort de fixation dû au déplacement horizontal  $\Delta$ :

$$h_{II}^1 = \frac{\delta E \Delta}{2R^2 \lambda_{II}} - \lambda_{II} m_{II}^1 = \frac{0,20 E \Delta}{2 \times 4,10^2 \times 1,443} + 1,443 \times 1,8464 \cdot 10^{-3} E \Delta$$

$$h_{II}^1 = + 6,7869 \cdot 10^{-3} E \Delta.$$

$$h_{III}^1 = \frac{\delta E \Delta}{2y_e^2 \lambda_{III} \cos^2 \theta} - \frac{\lambda_{III} m_{III}^1}{\sin \theta} = \frac{0,20 E \Delta}{2 \times 5,8^2 \times 1,21 \cos^2 45^\circ} + \frac{1,21 \times 2,021 \cdot 10^{-3} E \Delta}{\sin 45^\circ}$$

$$h_{III}^1 = + 8,3721 \cdot 10^{-3} E \Delta.$$

$$h_{IV}^1 = \frac{\delta E \Delta}{2R^2 \lambda_{IV}} - \lambda_{IV} m_{IV}^1 = \frac{0,20 E \Delta}{2 \times 4,10^2 \times 1,443} + 1,443 \times 3,867 \cdot 10^{-3} E \Delta$$

$$h_{IV}^1 = + 9,7035 \cdot 10^{-3} E \Delta.$$

$$h^1 = \sum h_i^1 = 24,8625 \cdot 10^{-3} E \Delta.$$

Détermination du déplacement horizontal  $\Delta$ :

On détermine le déplacement horizontal  $\Delta$  d'après la condition d'équilibre suivante:

$$h^0 + h^1 = 0 \Rightarrow -21,324 + 24,8625 \cdot 10^{-3} E \Delta = 0$$

$$E \Delta = 857,677 \text{ t/ml.}$$

Les moments d'encastrement au bord I sont:

$$m_{II} = + 2,8922 + (857,677) (-1,8464 \cdot 10^{-3}) \simeq + 1,309 \text{ t.m/ml.}$$

$$m_{III} = - 2,6904 + (857,677) (-2,0212 \cdot 10^{-3}) \simeq - 4,424 \text{ t.m/ml.}$$

$$m_{IV} = + 0,2018 + (857,677) (-3,8676 \cdot 10^{-3}) \simeq - 3,115 \text{ t.m/ml.}$$

- Détermination des efforts normaux  $n_x(y)$ ,  $n_\theta$  et des moments de flexion  $m_x(y)$  en considérant la perturbation marginale.

A/ Cylindre supérieur (paroi externe de la cuve)

$$- n_x = n_{x_0} = -0,5x - 1,42.$$

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

$$\eta_1 = \exp\{-\lambda(l-x)\} \cos \lambda(l-x).$$

$$\eta_2 = \exp\{-\lambda(l-x)\} \sin \lambda(l-x).$$

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

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

$$n_\theta = 4,10 x^2 - (2)(4,1)(1,443)(1,309) e^{-1,443(14-x)} \cdot \sin 1,443(14-x) \\ + \frac{0,20(857,677 - 1037,4)}{4,10} e^{-1,443(14-x)} \cdot \cos 1,443(14-x)$$

$$= 4,10 x^2 - \{22,35 \sin 1,443(14-x) + 8,767 \cos 1,443(14-x)\} e^{-1,443(14-x)}$$

$$n_\theta = 4,10(x-2) - 24 e^{-1,443(14-x)} \cdot \sin(20,576 - 1,443x) \cdot x \geq 2$$

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

$$= 1,309 e^{-1,443(14-x)} \cdot \cos 1,443(14-x) + \frac{0,20(857,677 - 1037,4)}{(2)(4,1^2)(1,443^2)} x \\ e^{-1,443(14-x)} \cdot \sin 1,443(14-x).$$

$$= 1,309 e^{-1,443(14-x)} \cdot \cos 1,443(14-x) - 0,5134 e^{-1,443(14-x)} \cdot \sin 1,443(14-x).$$

$$= 1,406 e^{-1,443(14-x)} \cdot \sin(-19 + 1,443x).$$

B) Tronc du cône

$$\begin{aligned}
 - n_y &= n_{y_0} - \lambda \cotg \theta \cdot m \eta_3 + \frac{\delta}{2 y_2^2 \cdot \lambda \cdot \cos \theta} (E \Delta - E \Delta_0) \eta_4 \cdot \\
 &= -0,2357 y^2 - 4,303 y - 1,341/y - 1,21 \cotg 45^\circ \times \\
 &\quad (-4,424) \exp(-1,21(5,8-y)) \cdot (\cos 1,21(5,8-y) + \sin 1,21(5,8-y)) \\
 &\quad + \frac{0,20}{2 \times 5,8^2 \times 1,21 \times \cos 45^\circ} (857,677 + 1356,22) \exp(-1,21(5,8-y)) \cdot \\
 &\quad (\cos 1,21(5,8-y) - \sin 1,21(5,8-y)) \cdot \\
 &= -0,2357 y^2 - 4,303 y - 1,341/y + 5,353 \exp(-1,21(5,8-y)) \cdot \\
 &\quad (\cos 1,21(5,8-y) + \sin 1,21(5,8-y)) + 7,69 \exp(-1,21(5,8-y)) \cdot \\
 &\quad (\cos 1,21(5,8-y) - \sin 1,21(5,8-y)) \cdot \\
 n_y &= -0,2357 y^2 - 4,303 y - 1,341/y + 13,25 \exp(-1,21(5,8-y)) \sin(-5,625 \\
 &\quad 1,21 y) \cdot
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - n_\theta &= n_{\theta_0} - \frac{2 y \lambda^2}{\tg \theta} m \eta_2 + \frac{E(\Delta - \Delta_0) \delta y}{y_2^2 \cos \theta} \eta_1 \cdot \\
 &= -0,707 y^2 - 8,253 y - \frac{2 \cdot y \cdot 1,21^2 (-4,424) \eta_2}{\tg 45^\circ} + \\
 &\quad \frac{0,20 y (857,677 + 1356,22)}{5,8^2 \cos 45^\circ} \eta_1 \cdot \\
 &= -0,707 y^2 - 8,253 y + 12,954 y \exp(-1,21(5,8-y)) \times \\
 &\quad \sin 1,21(5,8-y) + 18,614 \exp(-1,21(5,8-y)) \cdot \cos 1,21(5,8-y) \cdot \\
 &= -0,707 y^2 + y \{-8,253 + 12,954 \exp(-1,21(5,8-y))\} \times \\
 &\quad \sin 1,21(5,8-y) + 18,614 \exp(-1,21(5,8-y)) \cos 1,21(5,8-y) \cdot \\
 n_\theta &= -0,707 y^2 + y \{-8,253 + 22,67 \exp(-1,21(5,8-y)) \cdot \sin(7,98 - 1,21 y)\}
 \end{aligned}$$

$$-m\gamma = m\eta_1 + \frac{\delta \sin \theta}{2\gamma_2^2 \lambda^2 \cos^2 \theta} (E\Delta - E\Delta_0) \eta_2.$$

$$= -4,424 \exp(-1,21(5,8-\gamma)) \cos 1,21(5,8-\gamma) + \frac{0,20 \cdot \sin 45^\circ}{2 \times 5,8^2 \times 1,21^2 \times \cos^2 45^\circ} (857,677 + 1356,22) \cdot \exp(-1,21(5,8-\gamma)) \sin 1,21(5,8-\gamma).$$

$$= -4,424 \exp(-1,21(5,8-\gamma)) \cos 1,21(5,8-\gamma) + 6,357 \exp(-1,21(5,8-\gamma)) \sin 1,21(5,8-\gamma).$$

$$m\gamma = +7,744 \exp(-1,21(5,8-\gamma)) \sin (6,41 - 1,21\gamma).$$

C/ Cylindre inferieur (Tour).

$$-n\alpha = n\alpha_0 = -0,5\alpha - 30,75.$$

$$-n\theta = n\theta_0 - 2R\lambda^2 m\eta_2 + \frac{E(\Delta - \Delta_0) \delta}{R} \eta_1.$$

$$= 0 - (2)(4,10)(1,443^2)(-3,115) \eta_2 +$$

$$\frac{(0,20)(857,677 - 105)}{4,10} \eta_1.$$

$$= 53,186 \eta_2 + 36,716 \eta_1.$$

$$\cdot \eta_1 = \exp(-\lambda x) \cdot \cos \lambda x$$

$$\cdot \eta_2 = \exp(-\lambda x) \cdot \sin \lambda x$$

$$n\theta = 53,186 \exp(-1,443x) \sin(1,443x) + 36,716 \exp(-1,443x) \cos(1,443x).$$

$$n\theta = 64,628 \exp(-1,443x) \sin(1,443x + 0,604).$$



$$\begin{aligned}
 - m_x &= m \eta_1 + \frac{E(\Delta - \Delta_0) \delta \eta_2}{2 R^2 \lambda^2} \\
 &= -3,115 \eta_1 + \frac{0,20}{2 \times 4,10^2 \times 1,443^2} (857,677 - 105) \eta_2 \\
 &= -3,115 \eta_1 + 2,15 \eta_2 \\
 &= (-3,115 \cos 1,443 x + 2,15 \sin 1,443 x) e^{-1,443 x} \\
 m_x &= 3,785 \exp(-1,443 x) \cdot \sin(1,443 x - 0,967)
 \end{aligned}$$

On recapitule les résultats trouvés dans le tableau ci-dessous.

Cylindre I II	$n_x$	$-0,5x - 1,42$ .
	$n_\theta$	$4,10(x-2) - 24 \exp(-1,443(14-x)) \cdot \sin(20,576 - 1,443x)$ .
	$m_x$	$+ 1,406 \exp(-1,443(14-x)) \cdot \sin(-19 + 1,443x)$ .
Tronc du cône I III	$n_y$	$-0,2357y^2 - 4,303y - 1,341/y + 13,25 \exp(-1,21x(5,8-y)) \cdot \sin(-5,625 + 1,21y)$ .
	$n_\theta$	$-0,707y^2 + y \{-8,253 + 22,67 \exp(-1,21(5,8-y))\} \cdot \sin(7,98 - 1,21y)$ .
	$m_y$	$+ 7,744 \exp(-1,21(5,8-y)) \sin(6,41 - 1,21y)$ .
Cylindre I IV	$n_x$	$-0,5x - 30,75$ .
	$n_\theta$	$+ 64,628 \exp(-1,443x) \cdot \sin(1,443x + 0,604)$ .
	$m_x$	$+ 3,785 \exp(-1,443x) \cdot \sin(1,443x - 0,967)$ .

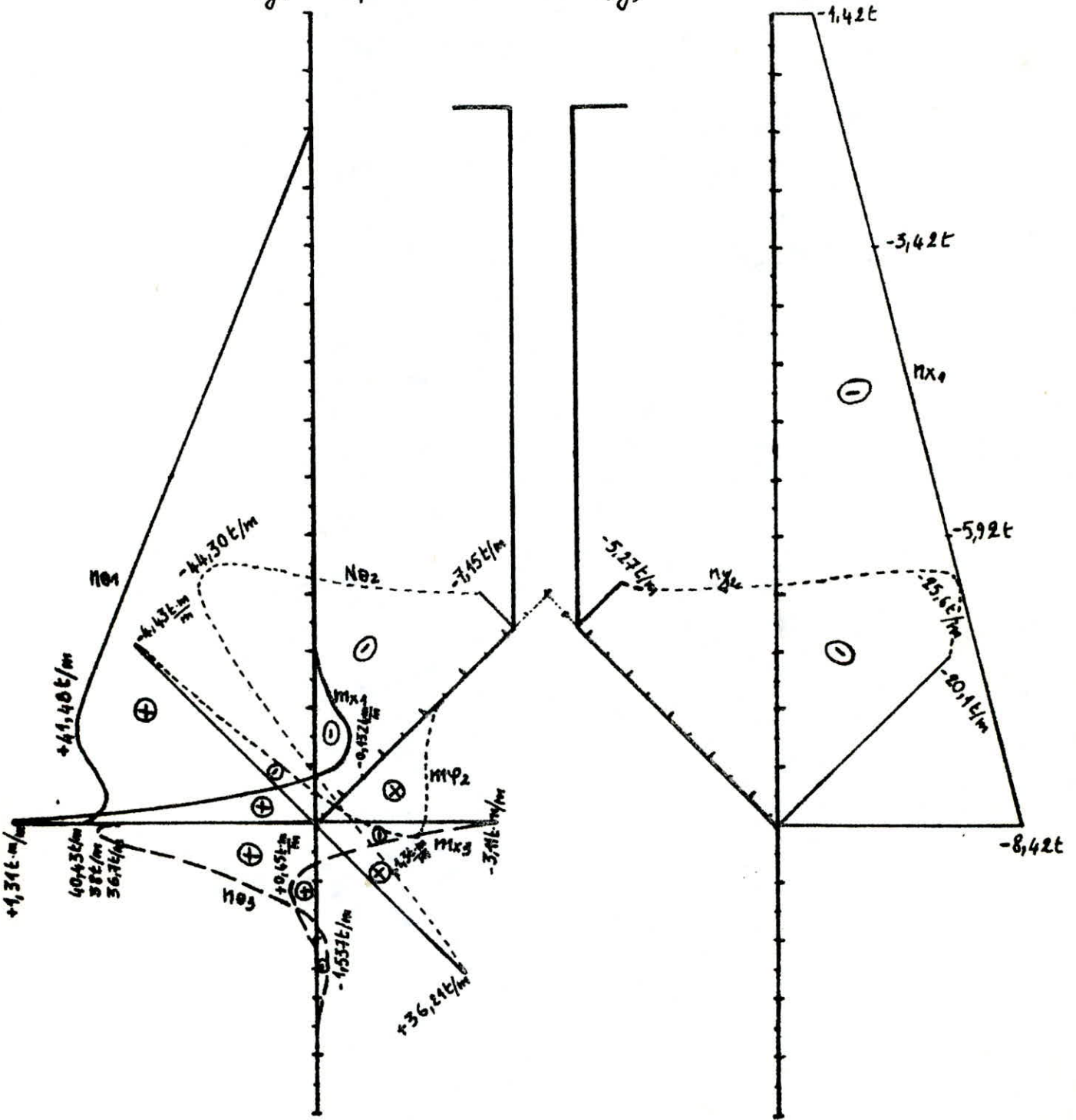
Les valeurs de  $n\theta$ ,  $m_x(y)$  et  $m_y(x)$  sont données par le tableau ci-dessous.

Cylindre inférieur.		
$x$	$n\theta$	$m_x$
0	36,70	-3,115
0,1	38,06	-2,4
0,2	37,71	-1,8
0,3	36,12	-1,25
0,4	33,57	-0,81
0,5	30,47	-0,45
0,6		-0,16
0,7	23,51	+0,059
0,8		0,222
0,9		0,336
1	13,56	0,409
1,1		0,449
1,2		0,463
1,3		0,457
1,4		0,436
1,5	2,704	0,404
1,6		0,366
1,8		0,281
2	-1,23	0,198
2,5	-1,54	0,1
3	-0,83	
3,5	-0,24	
4	0,018	
4,5	0,071	
5	0,047	

Cylindre supérieur.		
$x$	$n\theta$	$m_x$
14	40,43	1,311
13,9		1,106
13,8		0,834
13,7		0,634
13,6		0,462
13,5	36,78	0,3158
13,25		0,1057
13	39,60	-0,079
12,5	41,48	-0,132
12	41,16	-0,078
11,5	39,44	-0,026
11	37,22	-27,10 <sup>-4</sup>
10,5	34,96	+0,005
10	32,81	+0,004
9,5	30,73	+0,0017
9	28,68	$\approx 0$
8,5	26,64	"
8	24,60	"
7,5	22,55	"
7	20,50	"
6,5	18,45	"
6	16,4	"
5	12,3	"
4	8,20	"
3	4,1	"
2	0	"

Tronc du cône I III			
$y$	$N\theta$	$N_y$	$m_y$
5,8	36,21	-20,1	-4,43
5,75	33,88	-20,65	-3,79
5,5	17,34	-23,14	-1,306
5,25	-1,736	-24,82	-0,228
5	-18,63	-25,6	+1,03
4,75	-31,3	-25,58	1,33
4,5	-39,39	-24,93	1,32
4,25	-43,42	-23,8	1,132
4	-44,3	-22,38	0,877
3,75	-43	-20,79	0,618
3,5	-40,33	-19,14	0,394
3,25	-36,94	-17,48	0,218
3	-33,27	-15,88	0,092
2,75	-29,59	-14,35	0,0114
2,5	-26,06	-12,89	-0,03
2,25	-22,74	-11,51	-0,054
2	-19,63	-10,21	-0,0585
1,75	-16,72	-8,98	-0,0526
1,5	-13,99	-7,83	-0,0422
1,25	-11,39	-6,77	-0,03
1	-8,92	-5,84	-0,02
0,813	-7,15	-5,27	-0,014

Diagrammes donnant la variation des efforts normaux  $n_x(y)$ ,  $n_\theta$  et des moments fléchissants  $m_x(y)$  en fonction de  $x(y)$ .



- Ferrailage de la cuve.

On utilisera pour le calcul de ferrailage la méthode de Pierre Charon.

A/ Ferrailage de la paroi externe

	$N_{\theta \max}$	$N_{\chi \max}$	$M_{\chi \max}$
$0 \leq x \leq 7$	20,50 t/ml.	-4,92 t/ml.	$\approx 0$ .
$7 \leq x \leq 14$	+41,50 t/ml.	-8,42 t/ml.	1,32 t.m/ml.

$0 \leq x \leq 7$

1) Ferrailage longitudinal:

$N_{\chi} = -4,92 \cdot 10^3 \text{ kg/ml}$  (Effort de compression) } c.s  
 $M_{\chi} \approx 0$

$\sigma_b' = N/s = 4,92 \cdot 10^3 / 100 \times 20 = 2,46 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0} \Rightarrow$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires nous prenons donc un ferrailage forfaitaire

soit:  $2(8T10)/\text{ml}$ .

2) Ferrailage transversal

$N_{\theta} = 20,50 \cdot 10^3 \text{ kg/ml}$  (Effort de traction) } T.S  
 $M_{\theta} = 0$

On prend des T10  $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2129 \text{ kg/cm}^2$ .

$A = N_{\theta}/s = 20,50 \cdot 10^3 / 2129 = 9,63 \text{ cm}^2$

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

Il nous reste à vérifier que pour des T10 (E40) la contrainte de  $2129 \text{ kg/cm}^2$  est admissible en ce qui concerne la fissuration.

nous avons :

$$w_f = \frac{12,56}{20 \times 100} = 6,28 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = 0,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{10} \cdot \frac{6,28 \cdot 10^{-3}}{1 + 10 \cdot 6,28 \cdot 10^{-3}} = 472,71 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 472,71 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_2 = 2129 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Vérifiée}).$$

$$7 \leq x \leq 14$$

γ Ferrailage longitudinal :

$$N_x = -8,42 \cdot 10^3 \text{ kg/ml} \quad (\text{Effort de compression})$$

$$M_x = 1,32 \cdot 10^5 \text{ kg.m/ml}$$

$$e = M/N = 15,67 \text{ cm} > ht/6 \Rightarrow \text{S.P.C}$$

$$N = 1,32 + 8,42(0,07) = 1,9094 \text{ t.m/ml.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot N}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{(15)(1,9094 \cdot 10^5)}{(2129)(100 \times 17^2)} = 0,04655$$

pour  $\mu = 0,04655$ , le tableau 5 page 272 (P. CHARON) donne :  $K = 39,9$ ,  $\varepsilon = 0,9090$ .

$$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{1,9094 \cdot 10^5}{2129 \times 0,909 \times 17} - \frac{8,42 \cdot 10^3}{2129} = 1,86 \text{ cm}$$

la section d'acier trouvée est faible, nous prenons un ferrailage forfaitaire.

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

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / K = 2129 / 39,9 = 53,35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0} < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_1 = 0,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{10} \cdot \frac{\frac{6,28}{100 \times 6}}{1 + 10 \frac{6,28}{100 \times 6}} = 758 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 758 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_2 = 2129 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Vérfiée}).$$

### 4 Ferrailage transversal

$$\left. \begin{array}{l} N_{\theta} = 41,50 \cdot 10^3 \text{ kg/ml (Effort de traction)} \\ M_{\theta} = 0 \end{array} \right\} \text{T.S}$$

On prend des T12  $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1986 \text{ kg/cm}^2$ .

$$A = \frac{N_{\theta}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{41,50 \cdot 10^3}{1986} = 20,90 \text{ cm}^2$$

soit  $2(10 \text{ T12})/\text{ml} = 22,62 \text{ cm}^2$ .

$$\sigma_1 = 0,5 \times 10^6 \times \frac{1,6}{12} \times \frac{\frac{22,62}{100 \times 20}}{1 + 10 \frac{22,62}{100 \times 20}} = 677,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 677,38 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_2 = 1986 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Vérfiéc}).$$

### B/ Ferrailage du tonc de cône

	$N_{\theta \max}$	$N_{\gamma \max}$	$M_{\gamma \max}$
$0,8 \leq y \leq 4$	-44,30 t/ml	-22,38 t/ml	+0,88 t.m/ml
$4 \leq y \leq 5,8$	+36,22 t/ml	-20,08 t/ml	-4,43 t.m/ml

$$0,8 \leq y \leq 4$$

y Ferrailage longitudinal.

$$N_y = -22,38 \cdot 10^3 \text{ kg/ml (Effort de compression)}$$

$$M_y = 0,88 \cdot 10^5 \text{ kg/ml}$$

$$e = M/N = 3,94 \text{ cm} > \frac{ht}{6} = \frac{20}{6} = 3,33 \text{ cm} \Rightarrow \text{S.P.C}$$

$$N_c = 0,88 + 22,38(0,07) = 2,4466 \text{ t./ml.}$$

$$\mu = \frac{15 \times 2,4466 \cdot 10^5}{(2129)(100 \times 17^2)} = 0,059646 \quad \left\{ \begin{array}{l} k = 34,35 \\ \varepsilon = 0,8987 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{2,4466 \cdot 10^5}{(2129)(0,8987)(17)} - \frac{22,38 \cdot 10^3}{2129} = -3 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow$$

Les armatures longitudinales ne sont pas nécessaires nous prenons donc un ferrailage forfaitaire.

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

$$\sigma_b' = \bar{\sigma}_a / k = 2129 / 34,35 = 61,98 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0}' < \bar{\sigma}_b'$$

$$\sigma_1 = 758 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 < \sigma_2 = 2129 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Vérifiée}).$$

2) Ferrailage transversal.

$$\left. \begin{array}{l} N_\theta = -44,30 \text{ t./ml (Effort de compression)} \\ M_\theta = 0 \end{array} \right\} \text{C.S.}$$

$$\sigma_b' = \frac{N}{S} = \frac{44,30 \cdot 10^3}{100 \times 20} = 22,15 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0}' \Rightarrow$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires nous prenons donc un ferrailage forfaitaire.

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

$$4 \leq y \leq 5,8$$

y Ferrailage longitudinal.

$$N_y = -20,08 \text{ t/ml (Effort de compression)}$$

$$M_y = -4,43 \text{ t.m/ml}$$

$$e = M/N = 22,06 \text{ cm} > ht/6 \Rightarrow \text{S.P.C}$$

$$M = 4,43 + 20,08(0,07) = 5,8356 \text{ t.m/ml.}$$

$$\mu = \frac{15 \times 5,8356 \cdot 10^5}{1986(T_{12}) \times 100 \times 17^2} = 0,15251 \quad \left\{ \begin{array}{l} K = 18,65 \\ \varepsilon = 0,8514 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{5,8356 \cdot 10^5}{(1986)(0,8514)(17)} - \frac{20,08 \cdot 10^3}{1986} = 10,19 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 2(10 T 12) / \text{ml} = 2(11,31 \text{ cm}^2) / \text{ml}$$

$$\sigma_b' = \bar{\sigma}_a / K = 1986 / 18,65 = 106,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}_{b_0}' = \left(1 + \frac{22,06}{3 \times 3,333}\right) 67,5 = 3,20 \bar{\sigma}_{b_0}' > 2\bar{\sigma}_{b_0}'$$

$$\bar{\sigma}_b' = 2\bar{\sigma}_{b_0}' = (2)(67,5) = 135 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_b' = 106,48 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 135 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_1 = 0,5 \times 10^6 \times \frac{1,6}{12} \times \frac{11,31 / 100 \times 6}{1 + 10 \times 11,31 / 100 \times 6} = 1057,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 1057,35 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_2 = 1986 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifiée)}$$

y Ferrailage transversal

$$\left. \begin{array}{l} N_\theta = +36,22 \text{ t/ml (Effort de traction)} \\ M_\theta = 0 \end{array} \right\} \text{T.S.}$$

$$A = \frac{36,22 \cdot 10^3}{1986(T_{12})} = 18,24 \text{ cm}^2.$$



soit  $2(10 \times 12) / \text{ml} = 22,62 \text{ cm}^2$

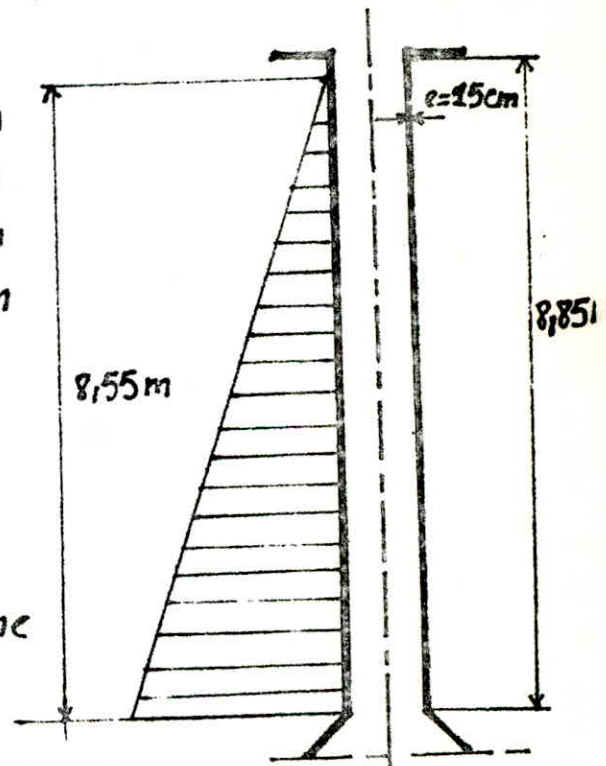
$$\sigma_1 = 0,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{12} \cdot \frac{\frac{22,62}{100 \times 20}}{1 + 10 \cdot \frac{22,62}{100 \times 20}} = 677,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 677,38 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_2 = 1986 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifiée)}$$

- Calcul de la cheminée interne :

La cheminée est soumise à la compression sous l'effet de la poussée de l'eau.

- hauteur d'eau à la base --- 8,55 m
- rayon extérieur --- 0,65 m
- rayon intérieur --- 0,50 m
- épaisseur --- 0,15 m



La pression pondérée maximale de l'eau est :

$$p = h \cdot \bar{w} = 1,2 \cdot 8,55 \cdot 1$$

$$p = 10,26 \text{ t/m}^2$$

à cette pression correspond une poussée :

$$Q = 10,26 \text{ t/ml}$$

L'effort de compression résultant est :

$$H = Q \cdot r = 10,26 \times 0,65 = 6,669 \text{ t}$$

Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma'_b = \frac{H}{100 \times e} = \frac{6,669 \times 10^3}{100 \times 15} = 4,45 \text{ kg/cm}^2 \ll i$$

- Ferrailage de la cheminée :

Le ferrailage est forfaitaire puisque la contrainte de compression est très petite devant la contrainte de compression admissible ( $\sigma_{bc} = 67,5 \text{ bars}$ ).

soit :

$$2(8T8)/ml \text{ (dans les 2 sens).}$$

ces armatures sont destinées plutôt à combattre le retrait et à empêcher la fissuration qu'à assurer la résistance proprement dite.

- Calcul de la dalle terrasse (Tronc de cône).

Pour le calcul de la dalle terrasse on se contente d'utiliser la théorie des membranes, même là où les conditions de déformation ne seront pas satisfaites, Néanmoins on renforcera la base de la dalle en armatures pour combattre les moments de flexion.

La dalle terrasse (Coupole de couverture) et le lanterneau ont été surdimensionnés, on diminue leurs épaisseurs prises au paravant à 10 cm, car ils sont faiblement sollicités.

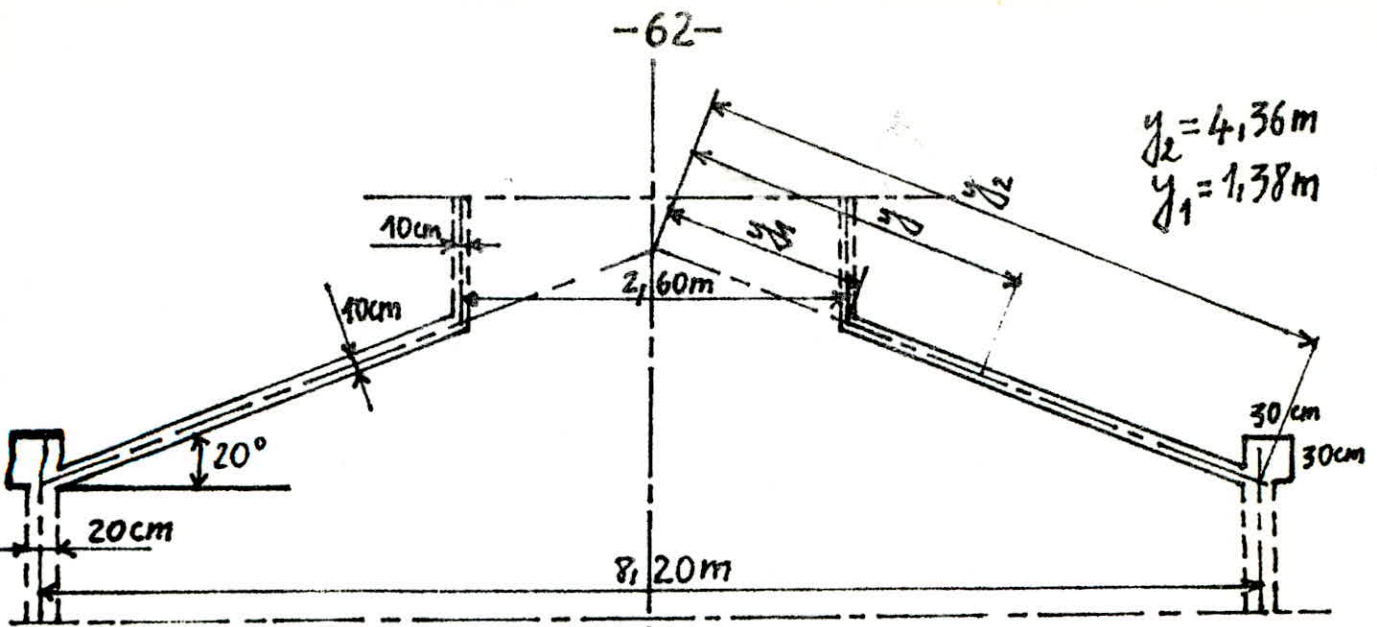
L'effet de ce changement est négligeable sur le calcul qui est déjà fait.

Calcul du nouveau poids de lanterneau :

Le poids de lanterneau est donné par l'expression suivante :

$$P = \left\{ \frac{\pi}{4} (D^2 - d_{int}^2) e + \frac{\pi}{4} (d_{ext}^2 - d_{int}^2) h - (8)(0,5 \times 0,8)(0,15) \right\} \delta_b$$

(Voir page 28)



$$P = \left\{ \frac{\pi}{4} (3,2^2 - 2,5^2) (0,1) + \frac{\pi}{4} (2,7^2 - 2,5^2) (1,5) - 8 (0,15) (0,8) (0,15) \right\} 2,5$$

$$P = 2,646\text{ t} \implies p = P / \pi D_m = 2,646 / \pi \cdot 2,60 = 0,324\text{ t/ml.}$$

$$p = 0,324\text{ t/ml.}$$

- Détermination des efforts  $n_y$  et  $n_\theta$  selon la théorie des membranes.

L'effort  $n_y$  est donné par l'expression suivante:

$$n_y = \frac{-g y}{2 \sin \varphi} \left( 1 - \frac{y_1^2}{y^2} \right) - \frac{p_s y}{2} \left( 1 - \frac{y_1^2}{y^2} \right) \cot \varphi - \frac{y_1 p}{y \sin \varphi}$$

$g$ : poids propre =  $2,5 \times 0,1 = 0,25\text{ t/m}^2$ .

$p_s$ : surcharge d'exploitation =  $0,1\text{ t/m}^2$  (Voir p34).

$p$ : poids de lanterneau/ml =  $0,324\text{ t/ml}$ .

$$n_y = -0,5028 y - \frac{0,3496}{y}$$

$$n_{y_{\max}} = n_y |_{y=4,36\text{m}} = -2,27\text{ t/ml.}$$

$n_\theta$  est donné par:

$$n_\theta = -g y \sin \varphi \cot^2 \varphi - p_s y \cdot \cos^3 \varphi / \sin \varphi$$

$$n\theta = -(g \sin \varphi \cot^2 \varphi + p_s \cos^3 \varphi / \sin \varphi) y = -1,43 y$$

$$n\theta_{\max} = n\theta / y = 4,386 \text{ m} = 6,24 \text{ t/ml.}$$

γ Ferrailage longitudinal de la coupole:

$$N_{y_{\max}} = -2,27 \text{ t/ml (Effort de compression)}$$

$$\sigma'_{b_{\max}} = N_{y_{\max}} / S = 2,27 \cdot 10^3 / (10 \times 100) = 2,27 \text{ kg/cm}^2 \ll \bar{\sigma}'_{b_0}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, on adoptera un pourcentage d'acier minimum donné par la condition de non fragilité du béton.

$$w = 0,25\%$$

$$\text{soit } 2(5T8)/\text{ml.}$$

γ Ferrailage transversal de la coupole:

$$N_{\theta_{\max}} = 6,24 \text{ t/ml (Effort de traction).}$$

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

$$A = N / \bar{\sigma}_a = 6,24 \cdot 10^3 / 1844 = 3,38 \text{ cm}^2.$$

la section d'acier trouvée est faible, nous prenons donc un ferailage forfaitaire ( $w = 0,25\%$ ).

soit:

$$2(5T8)/\text{ml.}$$

- Ferrailage de lanterneau :

Le lanterneau ne reprend pratiquement aucun effort autre que son poids propre, donc on le ferraille forfaitairement avec la section minimale donnée par la condition de non fragilité du béton.

soit  $2(5\phi 8)/ml$  (dans les 2 sens).

# **CHAPITRE 6**

## **ETUDE AU VENT**

Sous les charges permanentes et les surcharges d'exploitation, la tour est uniformément comprimée. Sous les surcharges climatiques, vent et seisme, elle est soumise à des Moments de flexion et à des efforts tranchants dus à ces derniers. Ces moments peuvent être importants étant donné qu'on a une hauteur assez grande, par la suite des contraintes de traction peuvent naître dans la tour.

L'objet donc de l'étude est l'évaluation des sollicitations d'ensemble (Moments fléchissants  $M$  et Efforts tranchants  $H$ ) et des sollicitations locales (Moments d'ovalisation  $M_0$ ) engendrées par l'action du vent. Notre Calcul est conduit suivant les Règles N.V.65

### A-Action d'ensemble du vent :

Conformément aux règles III-1,5 (N.V.65 p 81) les actions dynamiques exercées par le vent comportent :

- a/ Des actions parallèles à la direction du vent ;
- b/ Des actions perpendiculaires à la direction du vent.

### Prise en compte de ces actions dynamiques.

Pour les constructions prismatiques à base polygonale régulière ou circulaire, les actions d'ensemble sont susceptibles de l'application de la Règle III.1,5 (N.V.65) qui comporte :

- 1/ La prise en compte des actions dynamiques parallèles à la direction du vent pour des pressions égales aux pressions normale et extrême.
- 2/ La combinaison des actions dynamiques parallèles à la direction du vent et des actions perpendiculaires à la direction du vent pour une pression égale à la pression critique de résonance correspondant à la vitesse critique du vent pour laquelle la construction entre en résonance.

# 1. Etude dans la direction parallèle à celle du vent.

La force de trainée  $T$  par unité de longueur est la composante de la force du vent dans la direction parallèle à celle du vent

$$T = C_t \beta \delta q D_e \quad (\text{Marins Diver p 7})$$

a/ Coefficient  $C_t$ : Pour les ouvrages de révolution cylindriques ou tronconiques le coefficient de trainée  $C_t = C_{t0} \delta_0$ , dépendant de l'éclatement de la tour (l'ouvrage) et de la rugosité de sa surface, est lié aux effets aérodynamiques provoqués par la forme circulaire de la section transversale de la structure.

$$\lambda = H/D_e$$

$\lambda$ : rapport de dimensions.

$H$ : hauteur totale de l'ouvrage  $H = 76,6\text{m}$

$D_e$ : diamètre extérieur (moyen) de l'ouvrage  
 $D_e = 8,5\text{m}$

$$\lambda = \frac{76,6}{8,50} = 9,01$$

N.V 65 p 145. R III 10. Catégorie V (Prismes et cylindres à génératrices verticale en contact avec le sol) donne pour  $\lambda = 9,01 \rightarrow \delta_0 = 1,15$

$C_{t0}$ : coefficient global de trainée pour un rapport de dimensions  $\lambda = 2,5$  (Constructions à génératrices verticales reposant sur le sol)

N.V 65 p 143  $\rightarrow C_{t0} = 0,55$  (Catégorie V;  $d \geq 0,28$ ).

d'où la valeur de  $C_t$ :

$$C_t = C_{t0} \delta_0 = 0,55 \times 1,15 = 0,6325 \approx 0,64.$$

b/ Coefficient  $\beta$ : Le Coefficient de majoration dynamique  $\beta = 1 + \xi \zeta$  dépendant de la période propre de vibration de la construction et du niveau pris en considération, est lié aux effets de resonance provoqués par les oscillations de la tour.

La hauteur de notre tour  $H = 76,6\text{m} > 60\text{m}$ , en conséquence



on peut négliger le coefficient global  $\theta$  affectant les autres constructions (Règles N.V 65 § 1.51).

On trouve le coefficient de Réponse  $\xi$  sur la figure R-III-3 (NV65) p 83), et le coefficient de pulsation  $\tau$  sur la figure R-III-4 (NV65) p 83).

Le coefficient  $\xi$  est indiqué en fonction de la période propre de vibration. Le Coefficient  $\tau$  est évalué en fonction du niveau pris en considération.

c/ Coefficient  $\delta$ : Le coefficient de réduction tenant compte de l'effet des dimensions  $\delta$  est donné par les Règles N.V65 en fonction de la hauteur de la construction  $H$  et du niveau pris en considération  $h$  (N.V65 p 63).

d/ Pression du vent  $q$

$q_n$ : pression du vent normale est donnée par l'expression:

$$q_n = K_s \cdot q_h$$

$q_e$ : pression extrême est donnée par l'expression:

$$q_e = 1,75 q_n$$

$q_{10}$ : pression dynamique du vent agissant à la hauteur  $h$  au-dessus du sol exprimée en mètres.

$$q_{10} = 2,5 q_{10} (h+18) / (h+60)$$

$q_{10}$ : pression dynamique de base à 10 m de hauteur; selon les données climatiques provisoires d'Algérie

$$q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2 \text{ sur l'ensemble du Territoire Algérien}$$

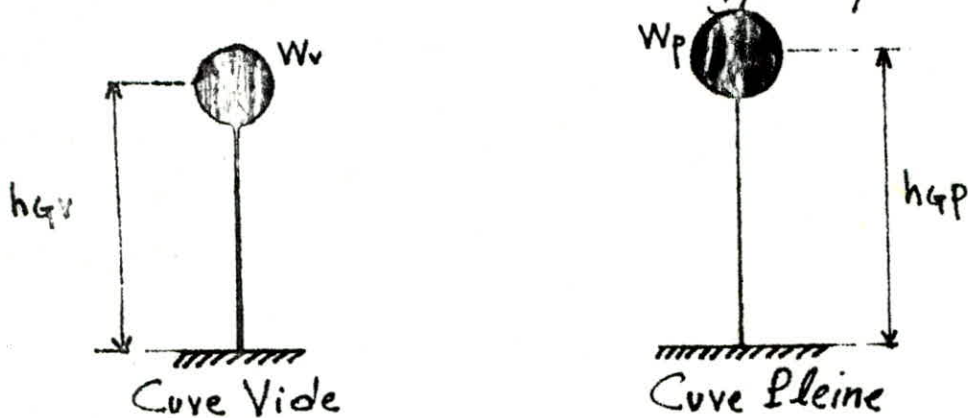
$K_s$ : Coefficient de Site (Règle N.V65 page 59) dépendant de l'emplacement de la construction.

Région I, Site exposé  $\rightarrow K_s = 1,35$ .

Les Résultats finaux seront consignés dans un Tableau en fonction de la hauteur  $h$ .

## Détermination de la Période Propre $T$ du Mode Fondamental d'oscillation de la Construction.

Modélisation du château d'eau : Nous prenons comme modèle de Calcul le schéma ci-dessous représentant une masse concentrée (masse de la cuve et de tous les éléments du Réservoir plein ou vide plus la masse de la moitié de la tour de Support.); supportée par une tige de masse négligeable et considérée comme élastique. On suppose, de plus que la structure de support est encastree au niveau du massif de fondation.



La formule donnant  $T$  sera celle utilisée pour une masse concentrée reposant sur support de masse négligeable et d'inertie constante.

L'Annexe 4 article 4.411 p 234 des Règles N.V 65 donne l'expression:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P \cdot h_g^3}{3gEI}}$$

dans laquelle :

$P$  : Le poids de la masse concentrée.

$h_g$  : hauteur du Support.

$I$  : Moment d'Inertie de la Section du support.

$E$  : Module d'Elasticité du matériau constituant le support

$g$  : Accélération de la pesanteur.

On considère deux cas pour l'étude, soient :

- Cuve Vide .
- Cuve Pleine .

- Détermination de  $T_v$  (Cuve Vide)

• Calcul de  $P$  :

Le Poids  $P$  provient de :

- Poids de Lanterneau -----  $P_1 = 1,26t$
- Poids de la dalle terrasse + ceinture -----  $P_{21} + P_{22} = P_2 = 2,3t$
- Poids de la paroi externe de la cuve -----  $P_3 = 180,33t$
- Poids de la cheminée interne -----  $P_4 = 13,53t$
- Poids du Tonc. du cône -----  $P_5 = 38,21t$
- Poids de la moitié du fût -----  $P_6 = 386,41t$
- Poids des 4 dalles de Repos -----  $P_7 = 1,65t$
- Poids des escaliers + Étanchéité + Revêtement + Isol-ther.  $P_8 = 47t$

d'où :

$$P_v = \sum P_i = 739,65t.$$

• Calcul du C.d.G de la masse oscillante ( $h_G$ )

Cette hauteur comme il a été mentionné est la hauteur du support comptée à partir de l'encastrement jusqu'au C.d.G de la masse oscillante. Nous la déterminons en considérant la formule du moment statique  $\sum P_i h_i = h_G \sum P_i$  avec les  $P_i$  allant de  $P_1$  à  $P_8$  et  $h_i$  la distance de l'encastrement sur la fondation jusqu'au C.d.G de l'élément considéré.

	1	21	22	3	4	5	6	7	8
$P_i$	4,26	26,425	5,86	180,33	13,53	38,21	386,41	1,65	47
$h_i$	76,85	75,42	75,15	68	68,90	62,25	46	1,65	

$$h_{Gv} = \frac{\sum P_i h_i}{\sum P_i} = 54,61 m.$$

o Moment d'inertie du Support :

$$I = \frac{\pi}{4} (R_e^4 - R_i^4) = \frac{\pi}{4} (8,5^4 - 8^4) = 55,1773 \text{ m}^4$$

o Module d'élasticité

$$E = 21000 \sqrt{\sigma_j'}$$

$$\sigma_j' = 1,1 \sigma_{2g}' \quad (\text{P. CHARON page 17})$$

$$\sigma_{2g}' = 270 \text{ bars} \approx 275 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 21000 \sqrt{1,1 \times 270} = 365243 \text{ kg/cm}^2$$

d'où la période  $T_v$  :

$$T_v = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{739,65 \cdot 10^3 \cdot 54,61^3}{3 \cdot 9,81 \cdot 365243 \cdot 55,1773 \cdot 10^4}} = 0,995 \text{ s}$$

$$T_v = 0,995 \text{ s} \approx 0,9 \text{ s}$$

- Détermination de  $T_p$  (Cuve Pleine).

• Valeur de  $P$  :

$$P_v = 739,65 \text{ t}$$

$$P_{\text{eau}} = 625 \text{ t} \quad (\text{Poids de la masse d'eau})$$

$$\text{d'où } P_p = P_v + P_{\text{eau}} = 739,65 + 625 = 1264,65 \text{ t}$$

• Valeur de  $h_{gp}$

$$h_{gp} = \frac{P_v h_{gv} + P_{\text{eau}} h_{\text{geau}}}{P_p}$$

$$h_{gv} = 54,61 \text{ m}$$

$$h_{\text{geau}} = 67,80 \text{ m}$$

$$h_{gp} = \frac{(739,65)(54,61) + (625)(67,80)}{1264,65} = 60,08 \text{ m}$$

Les paramètres  $g$ ,  $E$  et  $I$  ont la même signification qu'auparavant et prennent les mêmes valeurs.

d'où la période  $T_p$  est :

$$T_p = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{1264,65 \cdot 10^3 \cdot 60,08^3}{3 \cdot 9,81 \cdot 365243 \cdot 55,1773 \cdot 10^4}} = 1,35 \text{ s}$$



Les Pressions et les Forces de Traînée sont données par le Tableau ci dessous.

Niveau	Cote (m)	CUVE VIDE.				CUVE PLEINE.			
		Pression C <sub>ep</sub> δ <sub>gn</sub>	Pression C <sub>ep</sub> δ <sub>ge</sub>	Force (Top) C <sub>ep</sub> δ <sub>gn</sub> De	Force (Top) C <sub>ep</sub> δ <sub>ge</sub> De	Pression C <sub>ep</sub> δ <sub>gn</sub>	Pression C <sub>ep</sub> δ <sub>ge</sub>	Force (Top) C <sub>ep</sub> δ <sub>gn</sub> De	Force (Top) C <sub>ep</sub> δ <sub>ge</sub> De
1	76,6	114	199,6	319,2	558,6	124,4	217,6	348,3	609,6
2	75	113,5	198,6	635,6	1112,3	123,8	216,7	693,3	1213,2
3	74	113,1	197,8	950	1662,6	123,4	215,9	1036,6	1814
4	70	112,4	196,6	944,2	1651,4	122,5	214,4	1029	1800,9
5	65	110,3	192,9	926,5	1621,4	120,2	210,4	1009,7	1767
6	60	108,8	190,4	913,9	1599,4	118,5	207,4	995,4	1741,9
7	55	106,3	186	892,9	1562,6	116,7	204,2	980,3	1715,5
8	50	104,3	182,5	876,1	1533,2	114,4	200,2	961	1681,7
9	45	96,4	168,74	809,8	1417,1	105,7	184,9	887,9	1553,8
10	40	87,7	153,5	736,7	1289,2	96,8	169,4	813,1	1423
11	35	79,7	139,5	669,5	1171,6	87,9	153,9	738,4	1292,1
12	30	73,2	128	622,2	1088,8	81,3	142,3	691,0	1209,3
13	25	69,9	122,4	594,2	1039,8	77,6	135,8	659,6	1154,3
14	20	66,2	115,8	569,3	996,3	72,9	127,6	626,9	1097,1
15	15	61,3	107,4	527,2	922,6	68	119	584,8	1023,4
16	10	56,2	98,3	488,9	855,6	62,3	109	542	948,5
17	5	49,7	87	432,4	756,7	55,1	96,4	479,4	838,9
18	0	42,2	73,75	367,2	642,5	46,8	81,9	407,2	712,6
19	-1								

- Nota :
- Les Pressions sont données en  $\text{kg/m}^2$ .
  - Les Forces sont données en  $\text{kg/ml}$ .
  - Le paramètre "D" désigne le diamètre à la cote considérée.

Les Sollicitations d'ensemble (M et T) dues au vent sont données dans le Tableau ci-dessous :

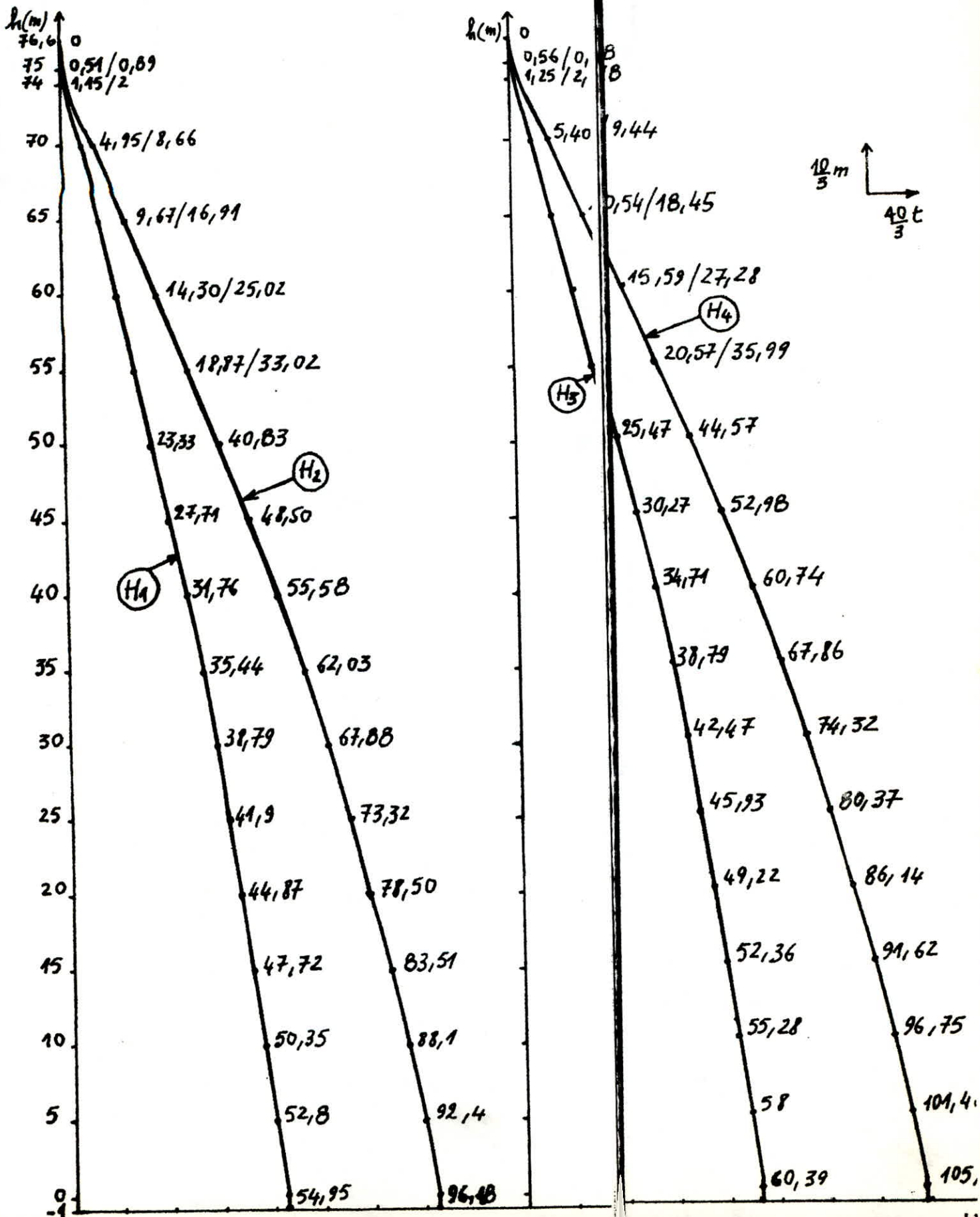
Niveau	Côte (m)	CUVE VIDE				CUVE PLEINE			
		Effort Tranchant		M <sup>ts</sup> Fléchissant		Effort Tranchant		M <sup>ts</sup> Fléchissant	
		Service normal	Service except <sup>elle</sup>	Service normal	Service except <sup>elle</sup>	Service normal	Service except <sup>elle</sup>	Service normal	Service except <sup>elle</sup>
1	76,6	—	—	—	—	—	—	—	—
2	75	0,51	0,89	0,408	0,712	0,56	0,98	0,448	0,784
3	74	1,15	2	1,24	2,160	1,25	2,18	1,353	2,364
4	70	4,95	8,66	13,44	23,48	5,4	9,44	14,65	25,60
5	65	9,67	16,91	49,99	87,40	10,54	18,45	54,50	95,33
6	60	14,30	25,02	109,91	192,22	15,59	27,28	119,83	209,65
7	55	18,87	33,02	192,84	337,32	20,57	35,99	210,23	367,83
8	50	23,33	40,83	298,34	521,95	25,47	44,57	325,33	569,23
9	45	27,71	48,50	425,94	745,28	30,27	52,98	464,68	813,10
10	40	31,76	55,58	574,61	1005,48	34,71	60,74	627,13	1097,4
11	35	35,44	62,03	742,61	1300	38,79	67,86	810,88	1418,9
12	30	38,79	67,88	928,2	1624,28	42,47	74,32	1014	1774,35
13	25	41,9	73,32	1129,91	1977,28	45,93	80,37	1235	2161
14	20	44,87	78,50	1346,84	2356,83	49,22	86,14	1472,9	2577,35
15	15	47,72	83,51	1578,31	2761,85	52,36	91,62	1726,85	3021,75
16	10	50,35	88,1	1823,49	3190,88	55,28	96,75	1995,95	3492,68
17	5	52,8	92,4	2081,36	3642,12	58	101,48	2279,15	3988,25
18	0	54,96	96,18	2350,76	4113,58	60,39	105,68	2575,12	4506,15
19	-1	54,96	96,18	2405,72	4209,76	60,39	105,68	2635,5	4611,83

NOTA :

- Les efforts Tranchants sont donnés en "tonne" (t)
- Les Moments Fléchissants sont donnés en "tonne mètre" (t.m)
- Le Signe(-) désigne une côte située en dessous du niveau du sol.

$H_1 \rightarrow$  Diagramme de l'effort tranchant dû au ven.  
 $H_2 \rightarrow$  " " " " " " " "  
 $H_3 \rightarrow$  " " " " " " " "  
 $H_4 \rightarrow$  " " " " " " " "

Normal (Chateau d'eau Vide)  
 extrême " " " " " "  
 Normal " " " " " "  
 extrême " " " " " "





## 2. Etude dans la direction perpendiculaire à celle du vent

La Force de dérive  $L$  par unité de longueur est la composante de la force du vent dans la direction perpendiculaire à celle du vent.

$$L = C_L \beta' \delta' q D_e \frac{h}{H} \quad (\text{M. Divers p 17})$$

- $h$  : Hauteur du niveau considéré.
- $H$  : Hauteur totale de l'ouvrage.
- $D_e$  : Diamètre extérieur de la tour (Ouvrage).
- Coefficient  $C_L$  : La détermination expérimentale de ce coefficient de dérive  $C_L$  a fait l'objet de nombreuses études, parfois contradictoires. Les Règles N.V 65 proposent  $C_L = 0,2$ .
- Coefficient  $\beta'$  : C'est un Coefficient de majoration dynamique tenant compte de l'amortissement, sa valeur est fournie par la théorie des vibrations pour le cas de la structure en état de résonance.  
 $\beta' = \frac{\pi}{\Delta}$  ; où  $\Delta$  est le décrement logarithmique de l'amortissement visqueux.  
 $\Delta = 0,3$  pour les ouvrages en Béton Armé.  
 $\beta' = \frac{\pi}{0,3} = 10,47$ .
- Coefficient  $\delta'$  : C'est un coefficient de réduction tenant compte de l'effet des dimensions. Les Annexes des Règles N.V 65 p 287 recommandent  $\delta' = 0,8$  pour toute la hauteur de la construction.
- Pression de dérive et force de dérive à la vitesse critique  
La Pression dynamique critique du vent  $q_{cr}$  correspondant à la vitesse de résonance est seule intéressante pour le

calcul pratique dans la direction perpendiculaire à l'action du vent (il n'y a pas de vibrations latérales en vitesse normale et extrême). Cette pression  $q_{cr}$  en ( $\text{kg}/\text{m}^2$ ) est donnée en fonction de la vitesse critique du vent  $V_{cr}$  en ( $\text{m}/\text{s}$ ) par la formule  $q_{cr} = V_{cr}^2 / 16$  (N.V 65 page 45).

• Vitesse critique:

La Théorie de Karman montre que la période des tourbillons est donnée par  $T_k = D_e / SV$

$V$  étant la vitesse du fluide.

$D_e$  La largeur du maître-couple.

$S$  un nombre dit nombre de Strouhal, fonction de la rugosité des surfaces, de la forme de la construction et de la viscosité du fluide. (La valeur  $S = 0,20$  est conseillée pour les cylindres rugueux [catégorie II]).

$T$  étant la période de vibration propre de la construction, il y a résonance lorsque  $T = T_k$  et par suite

$$V_{cr} = \frac{D_e}{ST} \rightarrow q_{cr} = \left( \frac{D_e}{4ST} \right)^2.$$

L'augmentation de la vitesse du vent diminue la possibilité de mise en résonance. On a donc admis arbitrairement qu'à partir d'une vitesse de  $25 \text{ m/s}$ , il était inutile de faire un calcul à la résonance (N.V 65 p 287)

Calcul à la résonance.

• Actions perpendiculaires à la direction du vent.

A chaque niveau la force de derive est donnée par:

$$L_{cr} = C_L \beta' \delta' q_{cr} D_e \frac{h}{H}.$$

- Actions parallèles à la direction du vent.

La Force de Traînée uniformément répartie  $\hat{i}_n$   $\hat{i}$  l'action d'un vent de vitesse  $V_{cr}$  a pour valeur à chaque niveau :

$$T_{cr} = \delta C_t \beta q_{cr} D_e.$$

- Actions Résultantes

La Force à prendre en compte à chaque niveau est la somme géométrique de la Force de Dérive et de la Traînée dues à la vitesse critique :

$$F_{cr} = \sqrt{L_{cr}^2 + T_{cr}^2}.$$

\* Détermination de la vitesse critique.

1/ Chateau d'eau Vide

$$\left. \begin{array}{l} T_v = 0,95 \\ D_e = 8,50 \text{ m} \\ S = 0,20 \end{array} \right\} \Rightarrow V_{crv} = \frac{D_e}{S T_v} = \frac{8,50}{0,20 \cdot 0,9} = 47,22 \text{ m/s}$$

2/ Chateau d'eau Plein

$$\left. \begin{array}{l} T_p = 1,35 \text{ s} \\ D_e = 8,50 \text{ m} \\ S = 0,20 \end{array} \right\} \Rightarrow V_{crp} = \frac{D_e}{S T_p} = \frac{8,50}{0,20 \cdot 1,35} = 31,48 \text{ m/s}$$

Les Deux Vitesses critiques  $V_{crv} = 47,22 \text{ m/s}$  et  $V_{crp} = 31,48 \text{ m/s}$  sont supérieures à  $25 \text{ m/s}$ , il est donc inutile de faire un calcul à la Résonance.

## B - Action locale (sur la paroi) du vent.

En plus des sollicitations d'ensemble, qui comme on a vu précédemment provoquent des Moments Fléchissants et des Efforts Tranchants, on a aussi des sollicitations locales qui provoquent des Moments d'ovalisation sur les parois du château d'eau. Ces Sollicitations sont données par :

$$M_{oi} = K_i \delta_0 q_n D_m^2$$

$$M_{oe} = K_e \delta_0 q_n D_m^2$$

avec :

$D_m = (D_e + D_i)/2 =$  diamètre moyen.

$M_{oi} =$  Moment d'ovalisation intérieur.

$M_{oe} =$  Moment d'ovalisation extérieur.

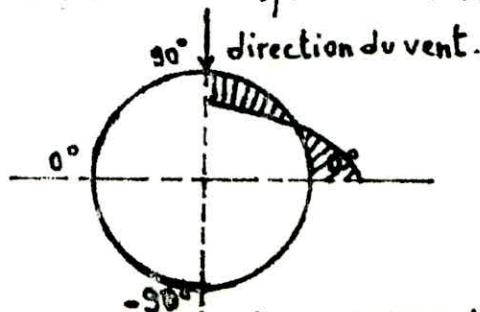
$\delta_0$  : Le Coefficient de dimension  $\delta_0$  est de même nature que le coefficient  $\delta$  indiqué à la page 68, mais il est affecté de l'indice « 0 » pour bien préciser que dans le cas des charges localisées agissant sur la paroi, La plus grande dimension de la surface offerte au vent est non plus  $H$ , mais  $D_e$  ( $h$  continuant à être le niveau pris en considération dans le calcul).

$K_i$  et  $K_e$  : Coefficients (Donnés par Marius Diver - Calcul pratique des tours en B.A) en fonction de  $\delta_0$ .

$$\delta_0 = 1,15 \quad (\text{Voir page 67})$$

$$K_i = 0,066 \quad (\text{face au vent - fibres intérieures tendues } \alpha = 90^\circ)$$

$$K_e = 0,0585 \quad (\text{face latérale - fibres extérieures tendues } \alpha \approx 0^\circ)$$

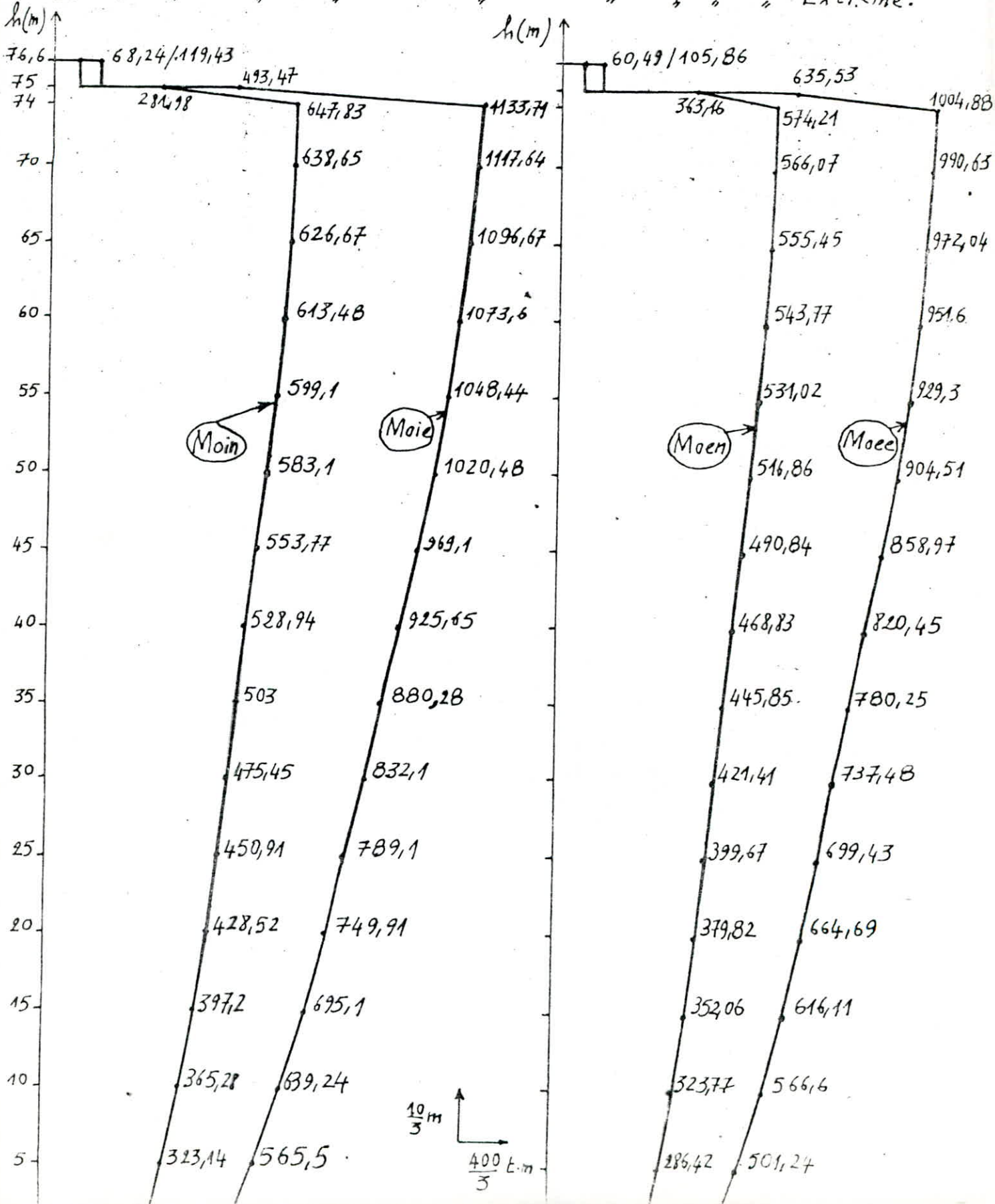


NOTA : Les Efforts normaux et tranchants sont dans la plus part des cas négligeables dans le calcul pratique.

Les Sollicitations Locales (Moments d'ovalisation) sont données dans le Tableau ci-dessous.

Niveau	Cote (m)	Dm(m)	$\delta_0$	$q_n$ kg/m <sup>2</sup>	Ki	Ke	M <sub>t</sub> d'ovalisation (N <sup>ts</sup> )		M <sub>t</sub> d'ovalisation (except)	
							Moi kg-m/ml	Moe kg-m/ml	Moi kg-m/ml	Moe kg-m/ml
1	76,6	2,65	0,9	163,6	0,066	0,0585	68,24	60,49	119,43	105,86
2	75	5,4	"	162,8	"	"	281,98	363,16	493,47	635,53
3	74	8,20	"	162,2	"	"	647,83	574,21	1133,71	1004,88
4	70	"	"	159,9	"	"	638,65	566,07	1117,64	990,63
5	65	"	"	156,9	"	"	626,67	555,45	1096,67	972,04
6	60	"	"	153,6	"	"	613,48	543,77	1073,6	951,60
7	55	"	"	150	"	"	599,1	531,02	1048,44	929,30
8	50	"	"	146	"	"	583,1	516,86	1020,48	904,51
9	45	"	0,88	141,8	"	"	553,77	490,84	969,10	858,97
10	40	"	0,87	137	"	"	528,94	468,83	925,65	820,46
11	35	"	0,86	131,8	"	"	503	445,85	880,28	780,25
12	30	8,25	0,84	126	"	"	475,45	421,41	832,1	737,48
13	25	"	"	119,5	"	"	450,91	399,67	789,1	699,43
14	20	8,30	"	112,2	"	"	428,52	379,82	749,91	664,69
15	15	"	"	104	"	"	397,2	352,06	695,1	616,11
16	10	8,35	"	94,5	"	"	365,28	323,77	639,24	566,60
17	5	"	"	83,6	"	"	323,14	286,42	565,5	501,24
18	0	"	"	70,9	"	"	274,1	242,91	479,6	425,10

Moin → Diagramme du Moment d'ovalisation interne dû au vent Normal.  
 Moie → " " " " " " Extrême.  
 Moen → " " " " " " externe " " " Normal.  
 Moee → " " " " " " " " " Extrême.



# **CHAPITRE 7**

## **ETUDE AU S'ES'ME**

## 1- Introduction

La zone II (Site de construction de notre chateau d'eau) est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques. L'intensité de ces secousses est suffisante pour causer d'importants dommages dans les constructions à moins que celles-ci ne soient conçues et construites de manière adéquate pour résister à ces effets.

L'étude consiste à la vérification sous les sollicitations d'ensemble de la Résistance et la stabilité de la structure, et ce afin de justifier par le calcul, la sécurité de la construction devant les efforts d'origine sismique.

Les sollicitations d'origine sismique peuvent s'évaluer :

- Soit par un calcul dynamique direct : pour cela, il faudrait disposer de spectres de réponse, donc de graphes donnant directement l'accélération de l'onde sismique en fonction de la fréquence, pour un seisme antérieur.
- Soit par l'application à la construction d'un système de forces dont les effets statiques seront censés engendrer les mêmes sollicitations maximales que l'action sismique.

Nous appliquerons, pour nos calculs présents le deuxième procédé énoncé ci-dessus, on fera donc un calcul statique équivalent.

Notre calcul sera conduit suivant les Règles Parasismiques Algériennes 1983 (R.P.A 83).

## 2- Principe de calcul.

Ce mode de calcul substitue aux effets dynamiques réels les sollicitations statiques résultant de la considération de systèmes de forces fictifs dont les effets sont censés équivaloir à ceux de l'action sismique.



Les systèmes équivalents résultent de la combinaison :

- d'un système de forces élémentaires horizontales.
- d'un système de forces élémentaires verticales.
- d'un système de couples de torsion d'ensemble d'axe vertical.

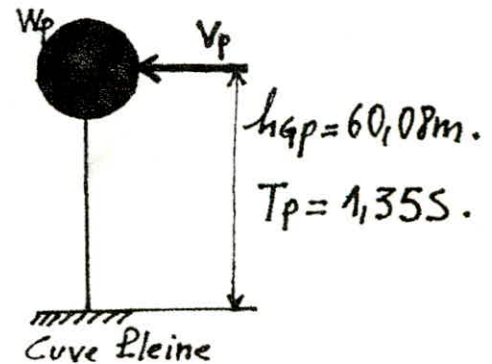
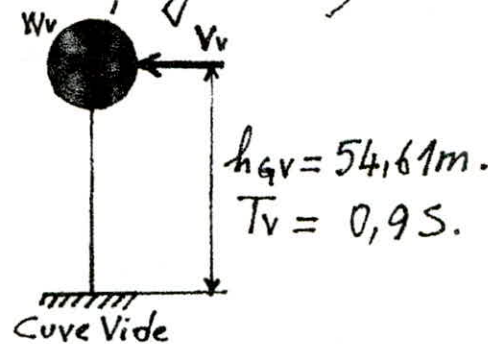
Dans notre cas et dans le cadre du R.P.A les charges sont axiales symétriques, le couple de torsion n'existe pas, ainsi que pour l'action sismique verticale qui sera précisée ultérieurement dans un commentaire (voir page 89).

Ce système de forces fictif se réduit donc à l'application d'une seule force horizontale  $V$ .

### 3- Modèle de Calcul.

Sous l'effet du Seisme, la structure oscille, pour décrire le comportement physique de cette structure on a besoin d'un modèle mathématique caractérisé par les propriétés physiques du système oscillant.

Modèle de Calcul et calcul des périodes (Voir Chapitre Etude au Vent page 69).



### 4- Calcul de la Force Sismique $V$ .

Tout ouvrage sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément

dans la direction de chacun des axes principaux de la structure, conformément à la formule :

$$V = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W \quad (1)$$

A : Coefficient d'accélération de zone, dépend du groupe d'usage de la structure, défini en annexe n° 1 (R.P.A 83 page 57) et de la zone sismique.

Le Château d'eau est considéré comme un ouvrage important nécessaire aux besoins vitaux, donc c'est le groupe d'usage 1.

Zone Sismique II  $\Rightarrow A = 0,25$ .

D : Facteur d'amplification dynamique, sa valeur sera déterminée d'après le type de sol en fonction de la période  $T_d$  de l'ouvrage.

pour un sol ferme :  $D = 2\sqrt{0,3/T}$  (R.P.A page 17)

• Château d'eau vide  $\rightarrow T_v = 0,9s \rightarrow D = 1,15$ .

• Château d'eau plein  $\rightarrow T_p = 1,35s \rightarrow D = 0,94$ .

B : Facteur de comportement de la structure, dépend de son type et de la nature de ses contreventements.

Les valeurs de B correspondantes sont données dans le tableau 2 (R.P.A page 22).

Le Château d'eau est considéré parmi les structures régulières pour lesquelles le premier mode est prédominant et dont la modélisation est simple (catégorie 6)

$$B = 2/3$$

Q: Facteur de qualité du système de contreventement d'une structure donnée est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction. La valeur de Q devra être déterminée par la formule:

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} Pq$$

où  $Pq$  est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité  $q$ . Les critères, ainsi que les valeurs  $Pq$  correspondantes sont données dans le tableau 3 (R.P.A page 26.)

Dans notre cas tous les critères sont observés, à savoir

- Conditions minimales des files porteuses.
- Surabondance en Plan.
- Symétrie en Plan.
- Régularité en élévation
- Contrôle de la qualité des matériaux.
- Contrôle de la qualité de la construction.

On a donc :  $Q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1$ .

$$Q = 1.$$

W: Poids de la structure. Sa valeur comprend la totalité des charges permanentes (Poids propre de la structure, poids des Remplissages et des Revêtements, poids des équipements fixes, etc.....)

Les valeurs de V (Force sismique horizontale) ainsi que les coefficients A, D, B et Q dans les 2 cas (Cure vide,

Cuve Pleine) sont données par le Tableau ci-dessous.

	A	D	B	Q	A.D.B.Q	W(t)	V(t)
Chateau d'eau Vide	0,25	1,15	2/3	1	0,1910	1382,6	264,1
Chateau d'eau Plein	0,25	0,94	2/3	1	0,156	1907,6	297,6

Les Sollicitations d'ensemble (M et T) dues au Seisme sont données dans un Tableau ci-dessous.

Côte (m)	Cuve Vide		Cuve Pleine	
	T(t)	M(t.m)	T(t)	M(t.m)
50	264,1	953,4	297,6	2702,20
40	264,1	3594,4	297,6	5678,20
30	264,1	6235,4	297,6	8654,20
20	264,1	8876,4	297,6	11630,20
10	264,1	11517,4	297,6	14606,20
-1	264,1	14422,5	297,6	17879,80

### 5- Base de calcul des éléments structuraux.

Les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales spécifiées sont données ci-dessous. Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour ces combinaisons de charges sur la base des règlements de Béton en vigueur.

$$G + P + SI \quad (2,1)$$

$$0,8G \pm SI \quad (2,2)$$

- G : Charge permanente . .
- P : Charge d'exploitation non pondérée .
- SI : Effets des séismes, évalués par la formule (1)

### Commentaire.

Bien qu'aucune mention spécifique n'ait été faite des effets de l'accélération verticale due aux séismes, ses effets sont inclus comme suit :

La combinaison (2,1) comprend la totalité de la charge de l'exploitation ainsi que la charge sismique .

Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes .

La combinaison (2,2) tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale . La valeur  $\pm SI$  permet de prendre en compte la réversibilité des charges sismiques créant des efforts de Traction et de Compression dans les poteaux (et tour).

CHAPITRE 52

CALCUL DE LA  
TOUR

## 1-Introduction.

Nous allons dans ce présent Chapitre procéder à la superposition des sollicitations suivant les Règlements en vigueur à savoir le C.C.B.A 68 et le R.P.A 73. Parmi les combinaisons on retient la plus défavorable qui nous donnera le pourcentage minimum d'acier pour une section donnée. On passera ensuite au ferrailage et la vérification de la tour de support de notre Château d'eau.

Pour trouver le pourcentage d'acier nécessaire au ferrailage, on assimile la section de la tour à une section annulaire de Rayon moyen  $R_m$  et d'épaisseur constante  $h_0$ .

La section d'acier nécessaire au ferrailage de la tour dans le sens longitudinal sera répartie sur l'ensemble des poteaux, (32 Poteaux).

## 2-Combinaisons des efforts.

Conformément aux Règles C.C.B.A 68, R.P.A 73 on fait les vérifications suivantes:

1/ Vérification sous les actions du 1<sup>er</sup> genre.

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

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

$$S_1^2 = G + P + V + T$$

on doit vérifier que:

$$\sigma_{bm} \leq \bar{\sigma}_b = 135 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en}, \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$$

2/ Vérification sous les actions du 2<sup>e</sup> genre.

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

$$S_2^1 = G + 1,5P + 1,5V + T$$

$$S_2^2 = G + P + W + T$$

$$S_2^3 = G + P + SI + T$$

$$S_2^4 = 0,8G \pm SI \quad (\text{R.P.A. 83}).$$

La contrainte du Béton dans le sens vertical doit vérifier:

$$\sigma_{bm} \leq 1,5 \bar{\sigma}_b = 202,5 \text{ kg/cm}^2.$$

La contrainte de l'acier dans le sens vertical doit vérifier:

$$\sigma_a < \sigma_{en} = \begin{cases} 4200 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour } \phi \leq 20 \\ 4000 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour } \phi \geq 20 \end{cases}$$

- (G) La sollicitation due à la charge permanente,
- (P) La sollicitation due aux surcharges d'exploitation, y compris leurs majorations éventuelles pour effet dynamique,
- (V) La sollicitation due aux surcharges climatiques normales du vent.
- (W) La sollicitation due aux surcharges climatiques extrêmes du vent.
- (T) La sollicitation due aux effets de la température et au retrait,
- (SI) La sollicitation due aux Séismes.

### Remarques

Il est évident que la température et le retrait agissent sur un réservoir comme sur toute autre construction, surtout si le réservoir est surélevé. On n'en tient habituellement pas compte, l'expérience montrant que cela n'a pas donné lieu à des désordres. Notons par ailleurs, que le retrait thermo-hygrométrique n'agit sur une cuve que lorsque celle-ci est vide, ce qui est rare. Quand elle est pleine, il n'y a pas retrait, mais au contraire gonflement, ce qui réduit les contraintes de traction dans le Béton, c'est un élément favorable.  
(Guerrin Tome 6)



- Nous considérons pour notre tour (6) Six Sections différentes pour le ferrailage (Les côtes sont précisées sur les tableaux ci-après).

### 3-Calcul de la tour

Le ferrailage de la tour sera conduit pour les sections qui sont partiellement comprimées suivant la méthode proposée dans le calcul pratique des tours en Béton Armé de Maruis Diver.

Le Principe est le suivant

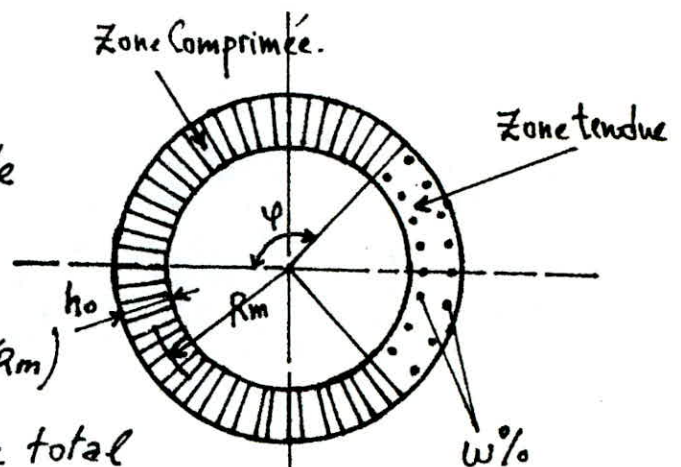
On calcule  $a = M / N \cdot R_m$

M : Moment fléchissant d'ensemble

N : Effort Normal.

$R_m$  : Rayon moyen du fût.

a : Excentricité relative ( $a = e / R_m$ )



On se donne  $w\%$  = pourcentage total d'acier.

On tire du Tableau C7 cas de charge A (Solicitation d'ensemble) sens vertical.

b

S

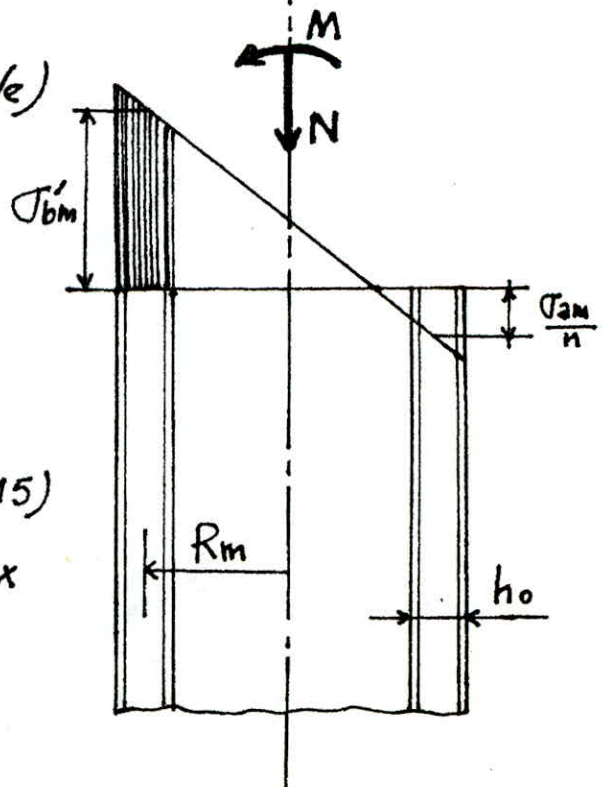
il en résulte :

$$\sigma'_{bm} = N \cdot b / R_m \cdot h_o$$

$$\sigma_{am} = n \cdot S \cdot \sigma'_{bm} \quad (n=15)$$

$\sigma'_{bm}$  : Contrainte de Compression max du Béton

$\sigma_{am}$  : Contrainte max de Traction dans l'acier.



Dans le cas des sections qui sont entièrement comprimées la contrainte maximale dans le Béton est calculée d'après la formule utilisée pour les matériaux homogènes (formule de Navier)

$$\overline{\sigma}_{bm} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M}{I} v$$

où  $\Omega$  et  $I$  sont respectivement l'aire et le moment d'inertie de la section annulaire de Béton homogénéisée.

$$\begin{aligned} I/v &= \pi R_m^2 h_0 \\ \Omega &= 2\pi R_m h_0 \end{aligned}$$

Le Noyau central d'une section annulaire de faible épaisseur est donné par un cercle concentrique de la section de rayon :  $e_1 = D_m/4$ .

### Remarque

Dans le cas des sections qui sont entièrement comprimées les contraintes maximales de compression dans le Béton étant inférieures à la contrainte de compression admissible  $\overline{\sigma}_b$  du Béton (Voir les Tableaux 1, 2, 3 et 4).

donc sous les sollicitations qui engendrent ces contraintes la tour sera ferrillée d'un pourcentage minimal d'acier d'après les prescriptions du cahier des charges applicable à la construction des Cheminées en B.A (Annales IT (BP Art 71))

Soit :

$$\text{Sous Vertical} : W = 0,25\%$$

$$\text{Sous Horizontal} : W = 0,25\%$$

# G + 1,2 P

	Côte	M (t.m)	N (t)	T (t)	e (m)	h <sub>0</sub> (m)	D <sub>m/4</sub> (m)	Nature de sollicitat <sup>3</sup>	W%	Ω (m <sup>2</sup> )	I/r (m <sup>2</sup> )	J <sub>m</sub> kg/cm <sup>2</sup>
CUVE VIDE	50/60	0	464,44	0	0	0,2	2,05	S.E.C	0,25	5,15	10,56	9,02
	40/50	0	610,04	0	0	0,2	2,05	S.E.C	0,25	5,15	10,56	11,84
	30/40	0	755,54	0	0	0,2	2,05	S.E.C	0,25	5,15	10,56	14,67
	20/30	0	934,34	0	0	0,25	2,062	S.E.C	0,25	6,48	13,36	14,42
	10/20	0	1146,64	0	0	0,30	2,075	S.E.C	0,25	7,82	16,23	14,66
	-1/10	0	1437,44	0	0	0,35	2,087	S.E.C	0,25	9,18	19,166	15,66

( TABLEAU 1 )

CUVE PLEINE	50/60	0	989,44	0	0	0,2	2,05	S.E.C	0,25	5,15	10,56	19,21
	40/50	0	1135,04	0	0	0,2	2,05	S.E.C	0,25	5,15	10,56	22,04
	30/40	0	1280,54	0	0	0,2	2,05	S.E.C	0,25	5,15	10,56	24,86
	20/30	0	1459,34	0	0	0,25	2,062	S.E.C	0,25	6,48	13,36	22,52
	10/20	0	1671,64	0	0	0,30	2,075	S.E.C	0,25	7,82	16,23	21,37
	-1/10	0	1962,44	0	0	0,35	2,087	S.E.C	0,25	9,18	19,166	21,38

# G + P + V

	Côte	M(t/m)	N(t)	T(t)	e (m)	h <sub>0</sub> (m)	D <sub>m</sub> /4 (m)	Nature de Sollicitation	W%	Σ (m <sup>2</sup> )	I/v (m <sup>3</sup> )	σ <sub>b1</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>b2</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
CUVE VIDE	50/60	298,34	462,3	23,33	0,645	0,2	2,05	S.E.C	0,25	5,15	10,56	11,80	6,15
	40/50	574,61	606,8	31,76	0,947	0,2	2,05	S.E.C	0,25	5,15	10,56	17,22	6,34
	30/40	928,2	751,2	38,79	1,236	0,2	2,05	S.E.C	0,25	5,15	10,56	23,38	5,79
	20/30	1346,84	928,9	44,87	1,45	0,25	2,062	S.E.C	0,25	6,48	13,36	24,41	4,25
	10/20	1823,49	1140,1	50,35	1,6	0,30	2,075	S.E.C	0,25	7,82	16,23	25,8	3,34
	-1/10	2405,72	1428,3	54,96	1,68	0,35	2,087	S.E.C	0,25	9,18	19,166	28,12	3

(TABLEAU 2)

CUVE PLEINE	50/60	325,33	987,3	25,47	0,3295	0,2	2,05	S.E.C	0,25	5,15	10,56	22,25	16,09
	40/50	627,13	1131,8	34,71	0,554	0,2	2,05	S.E.C	0,25	5,15	10,56	27,92	16,04
	30/40	1014	1276,2	42,47	0,7945	0,2	2,05	S.E.C	0,25	5,15	10,56	34,38	15,16
	20/30	1472,9	1453,9	49,22	1,013	0,25	2,062	S.E.C	0,25	6,48	13,36	33,46	11,41
	10/20	1995,95	1665,1	55,28	1,19	0,30	2,075	S.E.C	0,25	7,82	16,23	33,59	8,99
	-1/10	2635,5	1953,3	60,39	1,349	0,35	2,087	S.E.C	0,25	9,18	19,166	35,03	7,52

# G + 1,5P + 1,5V

CUVE VIDE

Côte	M(t-m)	N(t)	T(t)	e (m)	h <sub>0</sub> (m)	$\frac{D_m}{4}$ (m)	N.D.S	W%	$\Omega$ (m <sup>2</sup> )	I/v (m <sup>3</sup> )	T <sub>0m2</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	T <sub>0m2</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	a	$\varphi^\circ$	b	S	T <sub>0m</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	T <sub>0m</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
50/60	447,5	467,65	35	0,95	0,2	2,05	S.E.C	0,25	5,15	10,56	13,32	4,85						
40/50	861,9	614,9	47,64	1,4	0,2	2,05	S.E.C	0,25	5,15	10,56	20,1	2,83						
30/40	1392,3	762,05	58,18	1,82	0,2	2,05	S.E.C	0,25	5,15	10,56	27,98	1,61						
20/30	2020,3	942,5	67,30	2,14	0,25	2,062	S.P.C	0,25	6,48	13,36			0,519	≈162	0,3127	0,02375	28,58	10,18
10/20	2735,2	1156,45	75,52	2,36	0,3	2,075	S.P.C	0,25	7,82	16,23			0,5698	≈144	0,3317	0,10308	30,82	47,65
-1/10	3608,6	1451,15	82,44	2,48	0,35	2,087	S.P.C	0,25	9,18	19,166			0,5994	≈118	0,3425	0,3644	34,02	185,93

( TABLEAU 3 )

CUVE PLEINE

50/60	488	992,65	38,20	0,49	0,2	2,05	S.E.C	0,25	5,15	10,56	23,89	14,65						
40/50	940,7	1139,9	52,06	0,82	0,2	2,05	S.E.C	0,25	5,15	10,56	31,04	13,22						
30/40	1521	1287,05	63,70	1,18	0,2	2,05	S.E.C	0,25	5,15	10,56	39,39	10,58						
20/30	2209,3	1467,5	73,83	1,5	0,25	2,062	S.E.C	0,25	6,48	13,36	39,18	6,11						
10/20	2994	1681,45	82,92	1,78	0,3	2,075	S.E.C	0,25	7,82	16,23	39,94	3,05						
-1/10	3953,3	1976,15	90,58	2	0,35	2,087	S.E.C	0,25	9,18	19,166	42,16	0,90						

# G + P+W

CUVE VIDE

Côte	M(t.m)	N(t)	T(t)	e (m)	h <sub>0</sub> (m)	$\frac{D_{ext}}{D_{int}}$	N.D.S	w%	$\frac{\sigma}{\sigma_{adm}}$	$\frac{I}{I_{adm}}$	$\sigma_{bM1}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bM2}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	a	$\varphi^\circ$	b	s	$\sigma_{bm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{at}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
50/60	521,95	462,3	40,83	1,13	0,2	2,05	S.E.C	0,25	5,15	10,56	13,92	4,104	/	/	/	/	/	/
40/50	1005,43	606,8	55,58	1,65	0,2	2,05	S.E.C	0,25	5,15	10,56	24,5	2,26	/	/	/	/	/	/
30/40	1624,28	751,2	67,88	2,16	0,2	2,05	S.P.C	0,25	5,15	10,56	/	/	0,5268	=15°	0,3436	0,0338	28,91	94,66
20/30	2356,83	928,9	78,50	2,53	0,25	2,062	S.P.C	0,25	6,48	13,36	/	/	0,613	=132°	0,3508	0,189	31,59	89,57
10/20	3190,88	1140,1	88,1	2,79	0,3	2,075	S.P.C	0,25	7,82	16,23	/	/	0,6723	=120°	0,3812	0,3395	34,91	177,72
-1/10	4209,76	1428,3	96,18	2,94	0,35	2,087	S.P.C	0,25	9,18	19,166	/	/	0,7642	=112°	0,4	0,43	39,1	252,19

( TABLEAU 4 )

CUVE PLEINE

50/60	569,23	987,3	44,57	0,57	0,2	2,05	S.E.C	0,25	5,15	10,56	24,56	13,78	/	/	/	/	/	/
40/50	1094,4	1151,8	60,74	0,97	0,2	2,05	S.E.C	0,25	5,15	10,56	32,37	11,58	/	/	/	/	/	/
30/40	1774,35	1276,2	74,32	1,39	0,2	2,05	S.E.C	0,25	5,15	10,56	41,58	7,98	/	/	/	/	/	/
20/30	2577,35	1453,9	86,14	1,77	0,25	2,062	S.E.C	0,25	6,48	13,36	41,72	3,15	/	/	/	/	/	/
10/20	3492,68	1665,1	96,75	2,1	0,3	2,075	S.P.C	0,25	7,82	16,23	/	/	0,5054	=172°	0,3083	71.10 <sup>-4</sup>	41,23	41,40
-1/10	4611,83	1953,3	105,68	2,36	0,35	2,087	S.P.C	0,25	9,18	19,166	/	/	0,5655	=145°	0,311	957.10 <sup>-4</sup>	44,12	63,33

# G + P + SI

	Côte	M(t.m)	N(t)	T(t)	e (m)	h <sub>o</sub> (m)	$\frac{D_m}{L}$ (m)	N.D.S	W%	a	$\varphi^\circ$	b	S	$J_{b'm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$J_{a'm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
CUVE VIDE	50/60	953,4	462,3	264,1	2,06	0,2	2,05	S.P.C	0,25	0,503	174°	0,3075	0,003	17,34	7,8
	40/50	3594,4	606,8	264,1	5,9	0,2	2,05	S.P.C	0,25	1,444	56°	1,0035	3,471	74,26	3866,3
	30/40	6235,4	751,2	264,1	8,3	0,2	2,05	S.P.C	0,7	2,024	64°	1,0787	2,5866	98,82	3834,1
	20/30	8876,4	928,9	264,1	9,6	0,25	2,062	S.P.C	0,9	2,316	64°	1,1385	2,4274	102,55	3733,9
	10/20	11517,4	1140,1	264,1	10,1	0,30	2,075	S.P.C	1	2,434	66°	1,153	2,352	105,58	3725,1
	-1/10	14422,5	1428,3	264,1	10,1	0,35	2,087	S.P.C	1	2,418	66°	1,146	2,343	112,02	3936,8

( TABLEAU 5 )

CUVE PLEINE	50/60	2702,2	987,3	297,6	2,73	0,2	2,05	S.P.C	0,25	0,655	124°	0,3716	0,2773	44,74	186,10
	40/50	5678,2	1131,8	297,6	5,02	0,2	2,05	S.P.C	0,3	1,21	66°	0,7814	2,443	107,85	3952,25
	30/40	8654,2	1276,2	297,6	6,78	0,2	2,05	S.P.C	0,9	1,643	72°	0,8177	1,894	127,30	3616,9
	20/30	11630,2	1453,9	297,6	8	0,25	2,062	S.P.C	1,1	1,953	71°	0,907	1,9486	127,88	3776,3
	10/20	14606,2	1665,1	297,6	8,77	0,3	2,075	S.P.C	1,2	2,139	71°	0,962	1,9887	128,66	3838,1
	-1/10	17879,8	1953,3	297,6	9,15	0,35	2,087	S.P.C	1,3	2,232	74°	0,974	1,954	130,2	3816,1

## 0,8 G ± S I

	Côte	M(t.m)	N(t)	T(t)	e (m)	h <sub>0</sub> (m)	$\frac{D_m}{T}$ (m)	N.D.S	w%	a	$\psi^\circ$	b	s	$\sigma_{bm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{an}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
CUVE VIDE	50/60	953,4	361,3	264,1	2,64	0,2	2,05	S.P.C	0,25	0,643	126°	0,365	0,26	16,1	62,72
	40/50	3594,4	472,5	264,1	7,60	0,2	2,05	S.P.C	0,5	1,855	≈60°	1,09	2,95	62,8	2771,9
	30/40	6235,4	583,2	264,1	10,7	0,2	2,05	S.P.C	0,8	2,6	≈62°	1,32	2,75	93,9	3872,6
	20/30	8876,4	721,4	264,1	12,3	0,25	2,062	S.P.C	1	2,982	≈64°	1,4	2,57	97,9	3775,2
	10/20	11517,4	885,9	264,1	13	0,30	2,075	S.P.C	1,1	3,132	≈64°	1,42	2,47	101,1	3743,6
	-1/10	14422,5	1106,1	264,1	13,03	0,35	2,087	S.P.C	1,2	3,123	≈66°	1,376	2,37	104,2	3702,5

( TABLEAU 6 )

CUVE PLEINE	50/60	2702,21	781,28	297,6	3,458	0,2	2,05	S.P.C	0,25	0,843	90°	0,5	1	47,64	714,6
	40/50	5678,21	892,48	297,6	6,362	0,2	2,05	S.P.C	0,5	1,551	≈64°	0,91	2,54	99,04	3773,4
	30/40	8654,21	1003,6	297,6	8,623	0,2	2,05	S.P.C	1	2,1	≈68°	1	2,17	122,39	3983,8
	20/30	11630,21	1144,36	297,6	10,18	0,25	2,062	S.P.C	1,2	2,47	≈68°	1,1	2,14	121,74	3908
	10/20	14606,21	1305,92	297,6	11,18	0,30	2,075	S.P.C	1,3	2,695	≈68°	1,167	2,1469	122,4	3943
	-1/10	17879,8	1526,08	297,6	11,72	0,35	2,087	S.P.C	1,4	2,8	≈69°	1,194	2,119	124,7	3963,5



L'effet le plus défavorable est obtenu sous  $S_2^+$ , néanmoins on a préféré, en ce qui concerne les autres sollicitations y compris les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre indiquer le pourcentage minimal d'acier qu'il aurait fallu adopté dans le cas où ses mêmes sollicitations auraient été prépondérantes sur  $S_2^+$ . donc les valeurs de  $w$  sont données pour ces sollicitations à titre indicatif.

#### 4- Ferrailage de la tour.

Le ferrailage de la tour (Armatures dans le sens vertical) est donné par le tableau ci-après d'après l'effet le plus défavorable des sollicitations d'ensemble (obtenu auparavant c.a.d  $0,86 \pm SI$  dans le cas de lacure pleine)

Côte	$w$ en %	$A$ (totale) ( $cm^2$ )	$A$ (poteau) $cm^2$	$A$ (poteau) adoptée ( $cm^2$ )
50/60	0,25	128,80	4,025	4 T12 (4,52 $cm^2$ )
40/50	0,5	257,61	8,050	8 T12 (9,04 $cm^2$ )
30/40	1	515,22	16,10	8 T16 (16,08 $cm^2$ )
20/30	1,2	777,54	24,298	8 T20 (25,13 $cm^2$ )
10/20	1,3	1016,93	31,78	4 T20 + 4 T25 (32,19 $cm^2$ )
-1/10	1,4	1285,38	40,15	8 T25 (39,26 $cm^2$ )

La section totale  $A$ (totale) d'acier correspondant au pourcentage total d'acier  $w$  est calculée à partir de l'expression :

$$A = \frac{w \cdot 2 \cdot TT \cdot R_m \cdot h_0}{100}$$

d'où  $A$ (poteau) =  $A$ (totale) /  $n$  .  $n = 32$  poteaux

## II-Vérification de la tour à l'effort tranchant.

D'après M. Diver - Calcul pratique des Tours en Béton Armé -  
l'effort tranchant produit des cisaillements :

$$\tau = T/b.z \approx T/(1,6 D_m h_0)$$

On a considéré que  $z \approx 0,8 D_m$ , et la largeur de la section soumise au cisaillement  $b = 2 h_0$ , ( $h_0$  étant l'épaisseur de la section annulaire, et  $D_m$  son diamètre moyen). Les cisaillements fissurent le béton à  $45^\circ$ , l'équilibre étant assuré par les bielles comprimées à  $45^\circ$  et les armatures transversales. Il en résulte une traction dans les Cerces.

$$\sigma_{am} = 100 T / (1,6 D_m W h_0)$$

Cette contrainte maximale due à l'effort tranchant correspond à la face latérale de la tour.

L'effort tranchant le plus important dans notre cas est dû au séisme, dans le cas de la cure pleine. La vérification du ferrailage en cerces se fera donc en conséquence pour  $T = 297,6 t$ .

Les Claveaux sont ferrillés dans le sens transversal avec des T12 (6 T12 / Claveau).

$$6 T12 / \text{claveau} \iff 12 T12 / \text{ml} \quad (13,56 \text{ cm}^2 / \text{ml})$$

$$w = \frac{100 A_{acier}}{A_t} = \frac{13,56 \times 100}{20 \times 100} = 0,678 \%$$

$$\sigma_{am} = 100 T / (1,6 D_m W h_0) = \frac{100 \times 297,6 \cdot 10^3}{1,6 \times 410 \times 0,678 \times 20} = 3346 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{am} = 3346 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_{en}$$

Donc les aciers circulaires de la tour (Armatures Transversales des claveaux) sont suffisantes pour reprendre l'effort tranchant T.

### III - Vérification de la tour aux effets secondaires. (Moments d'ovalisation).

Les Moments d'ovalisation sont donnés dans un Tableau (Page 80 Chapitre 6); parmi les sections étudiées de la tour, la plus sollicitée est celle située à 60 m par rapport au niveau du sol.

Les Moments à l'état Normal sont :

$$M_{oi} = 613,48 \text{ kg.m/ml.}$$

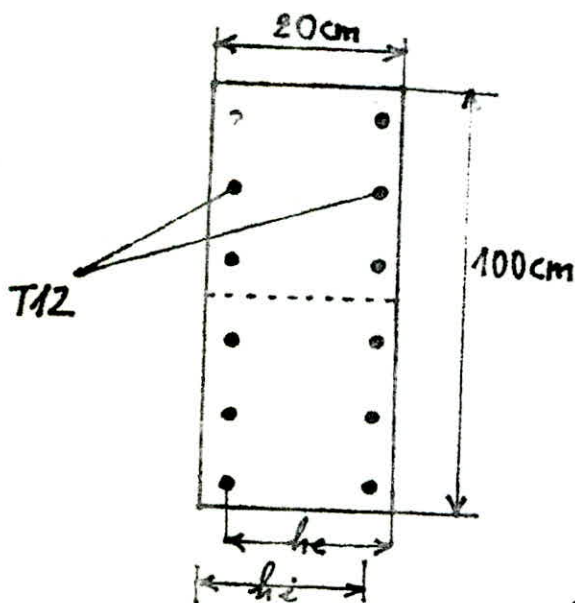
$$M_{oe} = 543,77 \text{ kg.m/ml.}$$

et à l'état extrême sont :

$$M_{oi} = 1073,6 \text{ kg.m/ml.}$$

$$M_{oe} = 951,6 \text{ kg.m/ml.}$$

Puisque, seul l'effet du vent qui donne ces Moments les vérifications seront donc faites seulement pour le vent extrême.



$$M_{oe} = 951,6 \text{ kg.m/ml.}$$

$$\bar{\sigma}_b' = 202,5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$h_e = h - d = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

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

$$\alpha = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 202,5}{15 \times 202,5 + 4200} = 0,42$$

$$M_r = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b' b \alpha (1 - \alpha/3) h^2$$

$$M_r = \frac{1}{2} \cdot 202,5 \cdot 100 \cdot 0,42 (1 - \frac{0,42}{3}) 17^2$$

$$M_r = 10570 \text{ kg.m/ml} \gg M_{oe} \Rightarrow \text{pas d'acier comprimé.}$$

La section d'acier tendue nécessaire (Cercles).

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 951,6 \cdot 10^2}{4200 \times 100 \times 17^2} = 0,0117 \Rightarrow \bar{w} = 0,0819.$$

$$A = \frac{w \times 100 \times h}{100} = \frac{0,0819 \times 100 \times 17}{100} = 1,39 \text{ cm}^2.$$

On voit donc que

Avec  $\ll 6T12$ .

$$Moi = 1073,6 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}.$$

$$\mu = \frac{(15)(1073,6)(100)}{4200 \times 100 \times 17^2} = 0,0132 \Rightarrow \bar{w} = 0,0927$$

$$A = \frac{(0,0927)(100)(17)}{100} = 1,58 \text{ cm}^2 \ll 6T12.$$

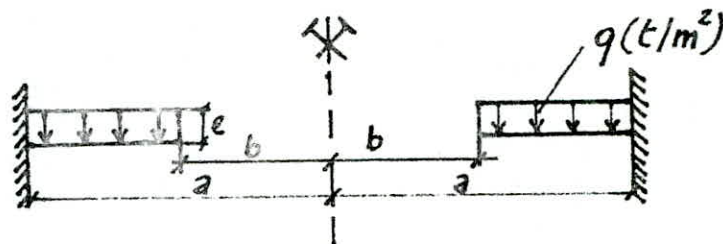
Donc les aciers circulaires de la tour, sont très suffisants pour reprendre les Moments d'ovalisation.

## - Calcul des plaques

Les plaques que nous allons calculer sont celles que nous avons placées à l'intérieur de la tour, elles sont donc des plaques circulaires encastrées dans la tour sur leurs pourtours et chargées uniformément et comportant évidemment une ouverture au centre de 4m de diamètre.

Elles seront soumises à l'action de leur poids propre et d'une surcharge d'exploitation estimée à  $150 \text{ kg/m}^2$ .

Schéma statique :



$$a = 4 \text{ m.}$$

$$b = 2 \text{ m.}$$

$$e = 10 \text{ cm.}$$

Calcul de la charge  $q$  :

$$\text{poids propre : } 0,1 \times 2,5 = 0,25$$

$$\text{surcharge d'exploitation : } 1,2 \times 0,15 = 0,18$$

$$q = 0,43 \text{ t/m}^2.$$

pour le calcul des efforts nous utiliserons les résultats de calcul des dalles circulaires donnés dans les tables de BARES (Table 1.155 page 443)

Les formules sont les suivantes :

Effort tranchant :

$$T_r = -\frac{q a^2}{2} \left( \rho - \beta^2 \frac{1}{\rho} \right)$$

Moment radial :

$$M_r = \frac{q a^2}{16} \left[ (1+\mu)(1-k) + 4\beta^2 - (3+\mu)\rho^2 - (1-\mu)k \frac{1}{\rho^2} + 4(1+\mu)\beta^2 \log \rho \right]$$

- Moment tangentiel:

$$M\varphi = \frac{qa^2}{16} \left[ (1+\mu)(1-k) + 4\mu\beta^2 - (1+3\mu)\rho^2 + (1-\mu)k \frac{1}{\rho^2} + 4(1+\mu)\beta^2 \log \rho \right]$$

$$\text{avec } k = \frac{(1-\mu)\beta^2 + (1+\mu)(1+4\beta^2 \log \beta)}{(1-\mu) + (1+\mu)\beta^2} \beta^2.$$

$\rho = r/a$  - distance relative du point étudié

$a$  - rayon du bord extérieur de la dalle

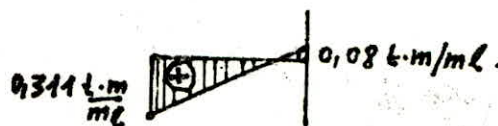
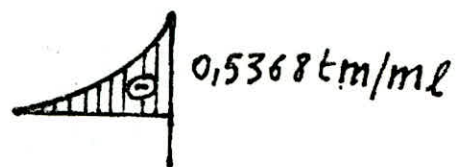
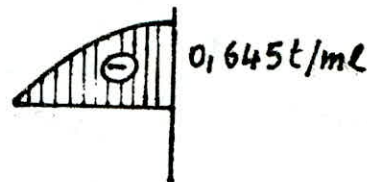
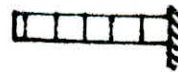
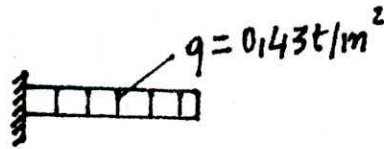
$b$  - rayon de l'ouverture de la dalle.

$\beta = b/a$  - grandeur relative de l'ouverture de la dalle.

$\mu$  - coefficient de poisson ( $\mu = 0,15$  pour le béton armé).

$$k = 0,12425.$$

$r(m)$	$Tr(t/ml)$	$Mr(t.m/ml)$	$M\varphi(t.m/ml)$
$r=b=2$	0	$1,86 \cdot 10^5$ $\approx 0$	0,331.
$r=a=4$	-0,645	-0,5368.	-0,080.



Les efforts trouvés ( $T_r$ ,  $M_r$  et  $M_\varphi$ ) sont très faibles, nous adopterons pour le ferrailage des plaques le minimum imposé par le cahier de charge qui est de 0,25%.

$$A = \frac{0,25}{100} \times 10 \times 100 = 2,5 \text{ cm}^2.$$

soit 5T8/ml ( $2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ).

**CHAPITRE 9**

**CALCUL DE LA**

**FONDITION**



### - Généralités:

La fondation est destinée à transmettre au sol les charges et les surcharges provenant de la superstructure dans les conditions normales d'exploitation, et d'assurer la stabilité d'ensemble de l'ouvrage lorsque celui-ci est sollicité par des efforts d'origine climatique tel que le vent ou le séisme.

### - Choix des fondations:

Pour ce genre de construction, lourd et soumis à des moments de renversement importants et vu les difficultés d'exécution des fondations sur pieux nous adopterons comme type de fondation un radier (circulaire).

Le radier sera circulaire, car la construction présente un axe de révolution.

### - Définition du radier:

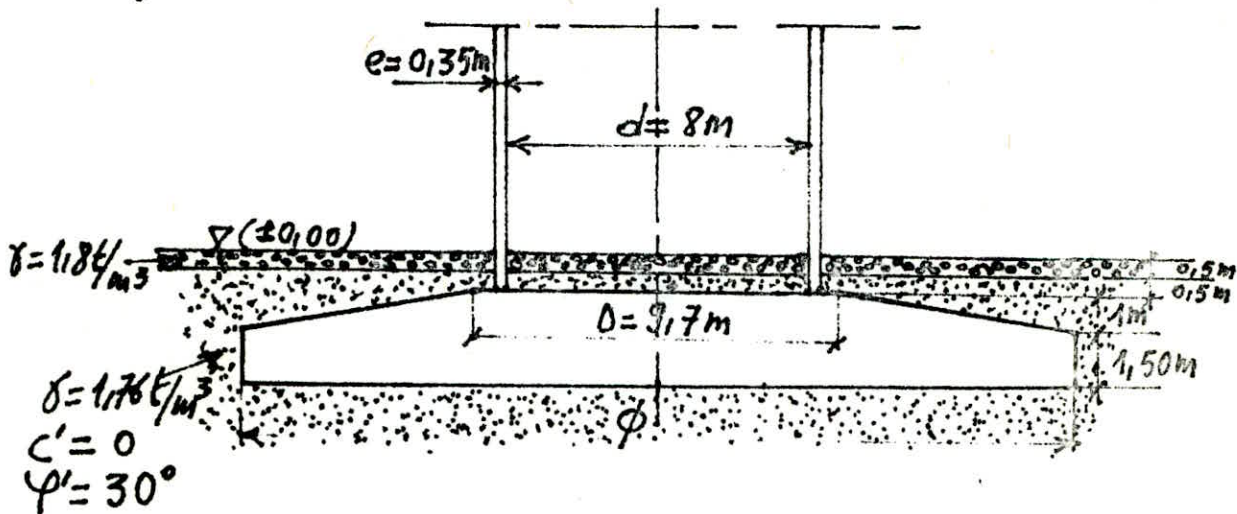
Un radier est par définition un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Il ne peut être calculé que lorsque on connaît:

- La superstructure et ses charges.
- Les caractéristiques du sol de fondation.

en ce qui concerne le sol, on se limite aux hypothèses les plus simples, soit une répartition uniforme ou trapézoïdale des contraintes.

Afin que la réalité ne soit pas trop éloignée de ces hypothèses, il est nécessaire de respecter un certain nombre de règles semi-empiriques ou expérimentales concernant le coffrage et le dimensionnement.

notre radier se trouve à une profondeur de 1m (Côte supérieure du radier) sous un remblai de densité moyenne  $\approx 1,78 \text{ t/m}^3$ .



### - Dimensionnement du radier :

Le dimensionnement de la fondation consistera à déterminer qu'elle sera la dimension compatible avec la capacité portante admissible du sol ( $P_s$ ), ses tassements, ainsi que les conditions de poinçonnement, de glissement et de renversement.

Notre radier sera dimensionné par la combinaison des forces sismiques et des charges verticales  $S_z^3$  (combinaison la plus défavorable) dans le cas où le Château d'eau est plein.

Cette combinaison donne à la base de la tour les efforts suivants :

$$\begin{aligned} N &= 1953,3 \text{ t} \\ T &= 297,6 \text{ t} \\ M &= 17879,8 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Voir Chapitre "Etude de la tour" page 99

- Détermination de la hauteur  $h_t$ .

On détermine la hauteur totale  $h_t$  du radier à partir de la condition de sécurité vis-à-vis du poinçonnement.

$$\frac{1,5 Q}{L_c h_t} \leq \bar{\sigma}_b \quad (\text{Voir page 18}).$$

$$L_c = \left\{ (d+e) + h_t/2 + h_t/2 \right\} \pi = (d+e + h_t) \pi$$

$$L_c h_t \geq 1,5 Q / \bar{\sigma}_b \Rightarrow (d+e + h_t) h_t \geq 1,5 Q / \pi \bar{\sigma}_b$$

$$h_t^2 + (d+e) h_t - 1,5 Q / \pi \bar{\sigma}_b \geq 0.$$

$$\left. \begin{array}{l} d = 8 \text{ m} \\ e = 0,35 \text{ m} \end{array} \right\} d+e = 8,35 \text{ m}$$

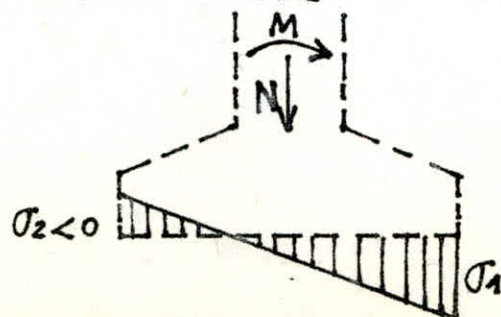
$$\left. \begin{array}{l} Q = 1953,3 \text{ t} \\ \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 = 59 \text{ t/m}^2 \end{array} \right\} \frac{1,5 Q}{\pi \bar{\sigma}_b} = 15,80$$

$$h_t^2 + 8,35 h_t - 15,80 \geq 0 \Rightarrow h_t \geq 1,60 \text{ m}.$$

nous prenons  $h_t = 2,50 \text{ m}$

- Détermination du diamètre du Radier:

Sous l'effet du moment du seisme et l'effort normal qui sollicitent le radier à sa base on doit éviter le décollement des extrémités du radier c.a.d éviter la repartition suivante des contraintes.



car le sol n'admet pas de contraintes de traction.  
 Exceptionnellement néanmoins, ce cas pourra être toléré en ne prenant pas en considération la partie "traction" du diagramme des contraintes et en veillant à ce que  $\sigma_1 \leq 1,33 \sigma_s$ . (Cours de Béton Armé. Tome II (M. Belazougui), page 42).

pour ne pas avoir  $\sigma_2 < 0$  il faut que :

$$\sigma_2 = \frac{N'}{S} - \frac{M'}{W} \geq 0.$$

$$- S = \pi \phi^2 / 4.$$

$$- W = \pi \phi^3 / 32.$$

$$- N' = N + N_{\text{terre}} + N_{\text{fond}}.$$

$$- M' = M + T \cdot h_f = 17879,8 + (297,6)(2,50) = 18623,8 \text{ t.m}$$

$$\bullet N = 1953,3.$$

$$\bullet N_f = \left\{ \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot h_{f2} + \pi \frac{h_{f1}}{3} \left( \frac{\phi^2}{4} + \frac{D^2}{4} + \frac{\phi D}{4} \right) \right\} \gamma_b.$$

$$= \left\{ \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot 1,15 + \pi \cdot \frac{1}{3} \left( \frac{\phi^2}{4} + \frac{9,7^2}{4} + \frac{9,7 \phi}{4} \right) \right\} 2,5$$

$$= 3,599 \phi^2 + 6,348 \phi + 61,581$$

$\bullet N_t =$  poids des terres au dessus du radier

$$N_t = \left\{ \frac{\pi \phi^2}{4} - \pi(d+e)e \right\} (\gamma_1 h_1 + h_2 \gamma_2) + \left\{ \frac{\pi \phi^2}{4} h_{f1} - \pi \frac{h_{f1}}{3} \left( \frac{\phi^2}{4} + \frac{D^2}{4} + \frac{\phi D}{4} \right) \right\} \gamma_2$$

$$= \left\{ \frac{\pi \phi^2}{4} - \pi(8+0,35)0,35 \right\} (1,8 \times 0,15 + 1,76 \times 0,15)$$

$$+ \left\{ \frac{\pi \phi^2}{4} (1) - \frac{(\pi)(1)}{3} \left( \frac{\phi^2}{4} + \frac{9,7^2}{4} + \frac{9,7 \phi}{4} \right) \right\} 1,76$$

$$N_t = 2,319 \phi^2 - 4,4694 \phi - 59,695$$

$$N' = N + N_{\text{terre}} + N_{\text{fond}} = 5,918\phi^2 + 1,878\phi + 1955,186$$

$$\sigma_2 = \frac{5,918\phi^2 + 1,878\phi + 1955,186}{\frac{(\pi)\phi^2}{4}} - \frac{18623,8}{\frac{\pi\phi^3}{32}} \geq 0$$

$$\phi^3 + 0,317\phi^2 + 330,397\phi - 25175,802 \geq 0$$

$$\phi \geq 25,5 \text{ m.}$$

Donc pour ne pas avoir  $\sigma_2 < 0$  il faut que  $\phi$  soit supérieur ou égal à 25,5 m. On tolère une certaine zone inactive dans le sol et nous prenons  $\phi = 22 \text{ m.}$

- Détermination de la capacité portante admissible du sol ( $\sigma_s$ )

pour un Radier circulaire de diamètre  $\phi$  la contrainte admissible du sol  $\sigma_s$  (Taux de travail du sol) est donnée par la formule semi-empirique de Terzaghi

$$\sigma_s = \gamma_1 D + \frac{0,3\gamma_2 \phi N_s + \gamma_1 D(N_q - 1) + 1,3C'N_c}{F_s} \quad (1)$$

$\phi$  : Diamètre du radier.

$D$  : Epaisseur des terres au dessus du niveau de fondation.

$N_s$  : Terme de surface.

$N_q$  : Terme de profondeur.

$N_c$  : Terme de cohésion.

$F_s$  : Coefficient de sécurité = 3 à 4.

$\psi'$  : L'angle de frottement effectif.

$C'$  : La cohésion effective.

$\gamma_1$ : poids spécifique du sol au dessus du niveau de la fondation.

$\gamma_2$ : poids spécifique du sol au dessous du niveau de la fondation.

Remarque: Lorsque l'effort  $N$  est excentré d'une distance  $e$  de l'axe de symétrie du radier (cas d'existence d'un moment  $M$  comme notre cas), le D.T.U stipule d'adopter un radier de diamètre fictif  $\phi' = \phi - 2e$ ,  $e = M/N$ .

Donc il faut utiliser la même formule (1), mais avec  $\phi'$  au lieu de  $\phi$ .

Dans notre cas

•  $\phi = 22 \text{ m}$ .

•  $M = 18623,8 \text{ t.m}$

•  $N = |5,918\phi^2 + 1,878\phi + 1955,186|_{\phi=22\text{m}} = 4860,82 \text{ t}$ .

•  $e = M/N = 3,83 \text{ m}$

•  $\phi' = \phi - 2e = 22 - 2(3,83) = 14,34 \text{ m}$   
 $\phi' = 14,34 \text{ m}$ .

•  $D = 3,50 \text{ m}$ .

•  $\gamma_1 \approx 1,76 \text{ t/m}^3$ .

•  $\gamma_2 \approx 1,76 \text{ t/m}^3$ .

•  $C' = 0$

•  $\varphi' = 30^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_x = 21,8 \\ N_y = 18,4 \\ N_z = 30,1 \end{cases}$

•  $F_s = 4$

$$\sigma_s = (1,76)(3,50) + \frac{(0,3)(1,76)(14,34)(21,8) + (1,76)(3,5)(18,4) + 0}{4}$$

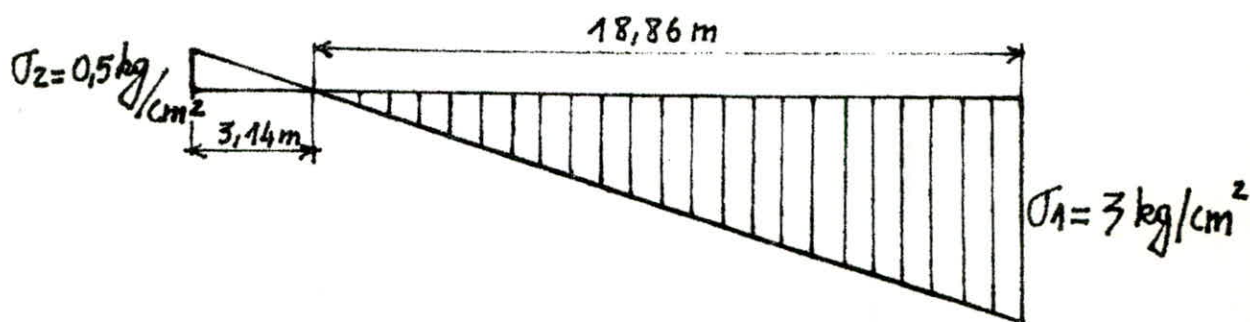
$$\sigma_s = 74,22 \text{ t/m}^2 \approx 7143 \text{ kg/cm}^2$$

- Calcul de la contrainte maximale sur le sol :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} = \frac{4860,82}{\frac{\pi \cdot 22^2}{4}} \pm \frac{18623,8}{\frac{\pi \cdot 22^3}{32}} = 12,787 \pm 17,815$$

$$\sigma_1 = +30,60 \text{ t/m}^2 \approx +3 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = -5,03 \text{ t/m}^2 \approx -0,5 \text{ kg/cm}^2.$$



$$1,33 \sigma_1 = 3,99 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 7,43 \text{ kg/cm}^2.$$

- Vérification des contraintes sur le sol :

Les combinaisons suivantes seront considérées :

\* 1<sup>er</sup> Genre :  $G + 1,2 P$

$G + P + V$

\* 2<sup>e</sup> Genre :  $G + 1,5 P + 1,5 V$

$G + P + W$

$G + P + SI$

$0,8 G \pm SI$

Remarque : Aux charges permanentes (G) on doit leurs ajouter, le poids des fondations, du remblai et le poids du tout-venant.

Aire en contact avec le sol :

$$S = \pi D^2/4 = 380,13 \text{ m}^2.$$

Module de résistance :

$$W = \pi D^3/32 = \pi \cdot 22^3/32 = 1045,36 \text{ m}^3.$$

Les contraintes sont données par :

- Sous un effort normal (N) -----  $\sigma = N/S$ .

- Sous un moment fléchissant (Vent ou Seisme) (M) ---  $\sigma = M/W$ .

Les résultats de calcul sont rangés dans le tableau ci-dessous

1<sup>er</sup> Genre

	$G + 1,2 P$		$G + P + V$	
	$\sigma_{min}$	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{max}$
Cuve Vide	1,14	1,14	0,90	1,38
Cuve Pleine	1,28	1,28	1,01	1,54

2<sup>e</sup> Genre

	$G + 1,5 P + 1,5 V$		$G + P + W$		$G + P + SI$		$0,8 G \pm SI$	
	$\sigma_{min}$	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{max}$
C.V	0,78	1,51	0,71	1,56	-0,30	2,58	-0,39	2,5
C.P	0,88	1,68	0,81	1,75	-0,50	3,06	-0,62	2,94

$$\sigma_s = N/S \pm M/W \begin{cases} \sigma_{max} \\ \sigma_{min} \end{cases}$$

On constate que les contraintes, que ce soit pour le 1<sup>er</sup> genre ou le 2<sup>e</sup> genre, cuve vide ou pleine, sont inférieures à  $\sigma_s$ .



## - Vérification au renversement

Nous allons vérifier si notre ouvrage ne risque pas de se renverser sous l'effet du moment de renversement créé par les efforts horizontaux (Vent ou Seisme).

$\alpha$ / Moment de renversement  $M_r$  :

$$M_r = M_0 + T_0 \cdot h_f$$

$M_0, T_0$  : sont respectivement le moment fléchissant et l'effort tranchant dus au seisme à la base de la tour.

$h_f$  : hauteur totale du Radier ( $h_f = 2,5m$ )

$\beta$ / Moment stabilisant  $M_s$  :

$$M_s = G \times D/2$$

$D$  : Diamètre du Radier. ( $D = 22m$ ).

Pour le calcul du Moment Stabilisant on ne tiendra pas compte du poids des terres au dessus de la fondation, et ce pour avoir le cas le plus défavorable.

	$M_0(t \cdot m)$	$T_0(t)$	$M_r(t \cdot m)$	$G(t)$	$M_s(t \cdot m)$	$F = M_s/M_r$
C. V	14422,5	264,1	15082,75	3325,75	36583,25	2,42
C. P	17879,8	297,6	18623,8	3850,75	42358,25	2,27

Le coefficient de sécurité  $F_s$  vis à vis du renversement est pris égal à  $5/3$ .

On constate que dans les 2 cas (Cuve Vide, Cuve Pleine) le rapport  $F = M_s/M_r$  est supérieur à  $5/3$ , donc il n'y a pas risque de renversement.

## - Vérification au glissement

On doit vérifier que :

- $F_H / F_V < f$
- $F_H$  : Résultante des forces horizontales.
- $F_V$  : Résultante des forces verticales.
- $f$  : Coefficient de frottement (Sol-béton)  
 $f \approx 0,7$ .

- Cas de la cure vide

$$F_H / F_V = 264,1 / 3325,75 = 0,079 \ll f = 0,7$$

- Cas de la cure Pleine

$$F_H / F_V = 279,6 / 3850,75 = 0,073 \ll f = 0,7$$

Le rapport  $F_H / F_V$  est inférieur à  $f = 0,7$ , donc il n'y a pas risque de glissement.

Remarque:  $M_0, T_0 = F_H$  que nous avons utilisé pour la vérification au renversement et au glissement sont ceux produits par le seisme, car l'effort  $T_0$  et le Moment  $M_0$  produits par ce dernier sont supérieurs à ceux dus au vent.

## - Calcul de la Plaque de fondation

Nous avons opté, en guise de fondation, pour un radier général circulaire, ce dernier se calculera par la "Théorie des plaques et coques" de M<sup>r</sup> TIMOSHENKO. Le radier sera assimilé à une plaque fonctionnant en plancher renversé, chargé par une charge trapézoïdale,

et simplement appuyé sur une circonférence.

$$\frac{\sigma_{\max}(2^{\text{e}} \text{ genre})}{\sigma_{\max}(1^{\text{e}} \text{ genre})} = \frac{3,06}{1,54} = 1,98 > 1,5 \Rightarrow$$

Nous ne tiendrons compte que des contraintes sous les sollicitations du 2<sup>e</sup> genre.

Les contraintes exactes sur le sol en tenant compte du poids du radier et du sol sont :

$$\sigma_1 = 30,60 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_2 = -5,03 \text{ t/m}^2.$$

poids du radier + sol

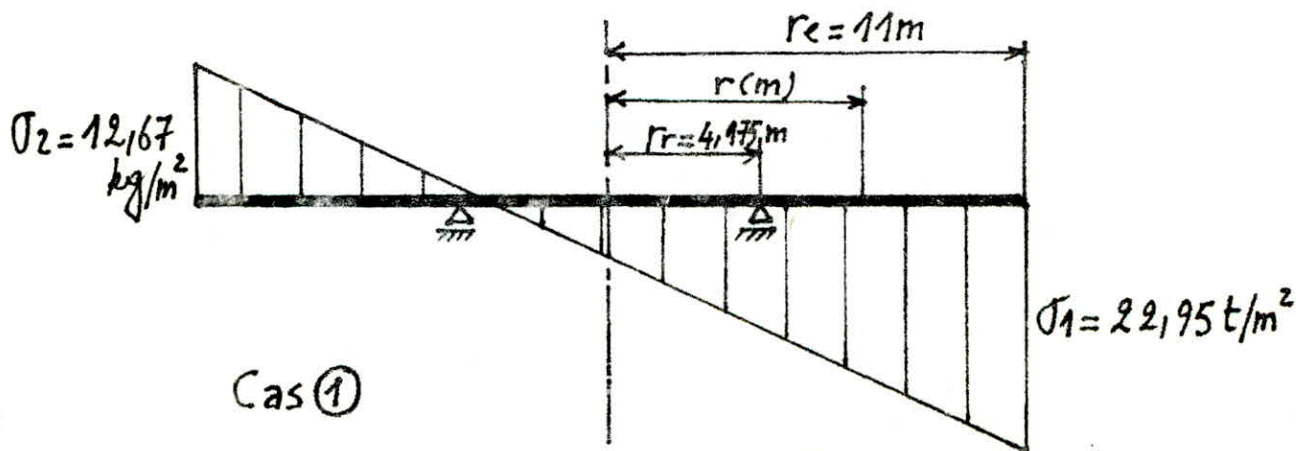
$$P_{R+S} = 2907,52 \Rightarrow \sigma_{R+S} = \frac{P_{R+S}}{S} = \frac{P_{R+S}}{\frac{\pi \cdot D^2}{4}}$$

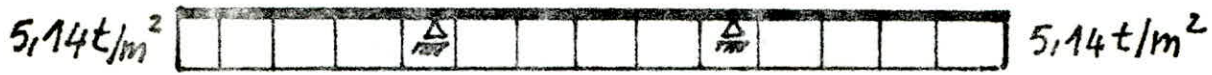
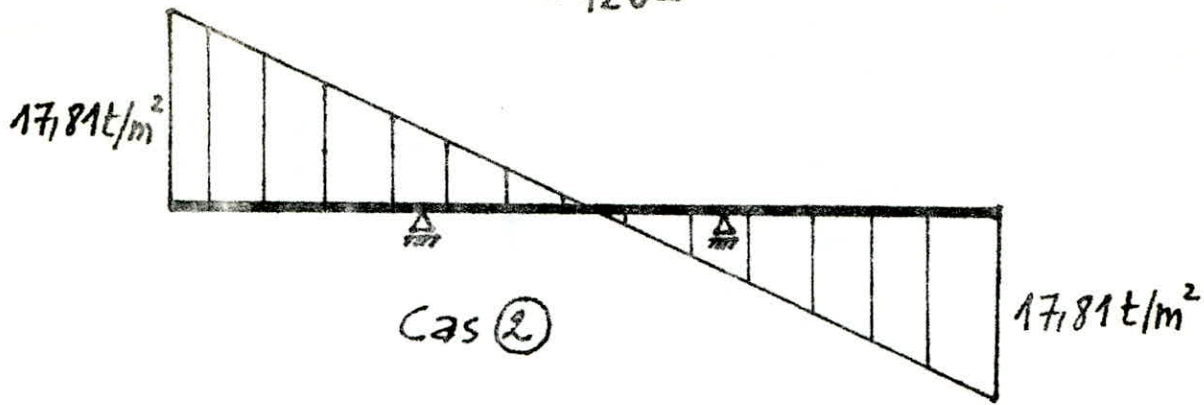
$$\sigma_{R+S} = \frac{2907,52}{\frac{\pi \cdot 22^2}{4}} = 7,648 \text{ t/m}^2.$$

- Calcul de la charge répartie sous le radier :

$$\sigma_{(1)} = \sigma_1 - \sigma_{R+S} = 30,60 - 7,65 = 22,95 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{(2)} = \sigma_2 - \sigma_{R+S} = -5,03 - 7,65 = -12,67 \text{ t/m}^2.$$





$$\text{Cas (1)} = \text{Cas (2)} + \text{Cas (3)}$$

Nous avons donc décomposé le cas (1) qui est le cas réel en deux cas que nous traiterons séparément. Les efforts résultants des deux cas isolés (2) et (3) se superposeront pour donner les efforts finaux sous lesquels le ferrailage du radier s'effectuera.

Les efforts seront calculés à l'aide des graphes donnant  $M_{r@re}/M \cos \theta$ ,  $M_{r@N}$ ,  $M_{t@re}/M \cos \theta$ ,  $M_{t@N}$ ,  $T_{@re^2}/M \cos \theta$  et  $T_{@N}$  en fonction du rapport  $r/re$ .

$M_r$ : Le moment radial.

$M_t$ : Le moment tangentiel.



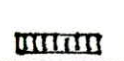

$T$ : L'effort tranchant.



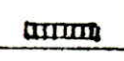

$$M = \pi r_e^3 p_0 / 4 = \pi \cdot 11^3 \cdot 17,81 / 4 = 18617,95 \text{ t.m}$$





$$N = \pi r_e^2 p_0 = \pi \cdot 11^2 \cdot 5,14 = 1953,88 \text{ t.}$$

$$\theta = 0^\circ \Rightarrow \cos \theta = 1.$$

Les résultats de calcul numérique sont rangés dans les tableaux récapitulatifs ci-après.

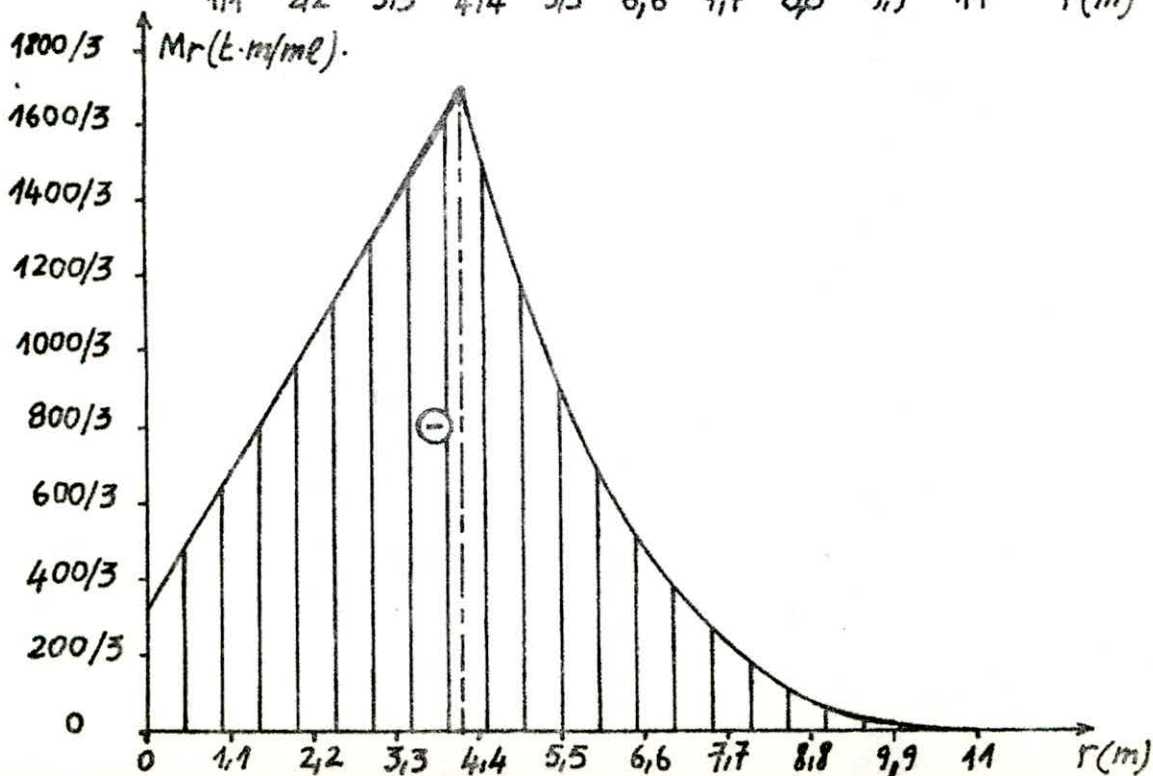
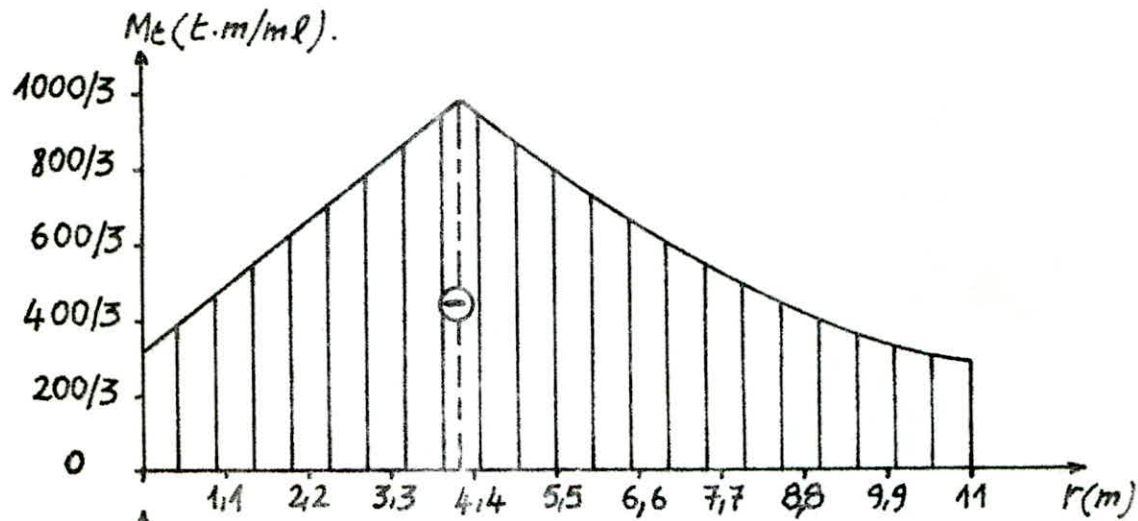
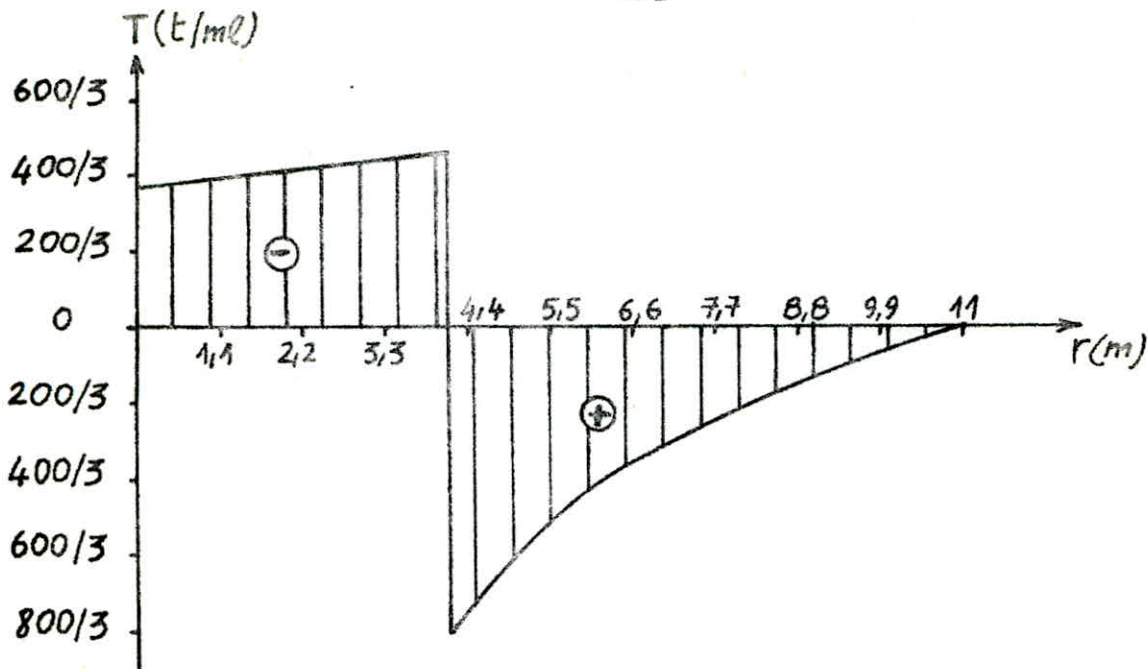
	$r/r_e$	0	0,1	0,2	0,3	0,38	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
	$r$ (m)	0	1,1	2,2	3,3	4,175	4,4	5,5	6,6	7,7	8,8	9,9	11
Moment Radial.	$\frac{Mr_1 r_e}{M \cos \theta}$ 	0	-0,0703	-0,137	-0,2	-0,255	-0,2333	-0,137	-0,070	-0,037	-0,011	-0,0037	0
	$Mr_1$ 	0	-118,98	-231,88	-338,51	-431,60	-394,93	-231,88	-118,48	-62,62	-18,62	-6,26	0
	$\frac{Mr_2}{N}$ 	-0,0548	-0,05629	-0,06	-0,06222	-0,06814	-0,06296	-0,0377	-0,02	$-8,78 \cdot 10^{-3}$	$-2,96 \cdot 10^{-3}$	$-1,48 \cdot 10^{-3}$	0
	$Mr_2$ 	-107,07	-109,98	-117,23	-121,57	-133,14	-123,02	-73,66	-39,07	-17,35	-5,78	-2,89	0
	$Mr = Mr_1 + Mr_2$	-107,07	-228,96	-349,11	-460,08	-564,74	-517,95	-305,54	-157,55	-79,97	-24,40	-9,15	0

Moment Tangential.	$\frac{Mt_1 r_e}{M \cos \theta}$ 	0	-0,03269	-0,06538	-0,1	-0,12307	-0,12115	-0,1	-0,07692	-0,05769	-0,04615	-0,03269	-0,02692
	$Mt_1$ 	0	-55,33	-110,66	-169,25	-208,31	-205,06	-169,25	-130,20	-97,64	-78,12	-55,33	-45,56
	$\frac{Mt_2}{N}$ 	-0,05481	-0,05629	-0,05777	-0,05926	-0,06074	-0,06044	-0,05111	-0,04444	-0,03925	-0,03333	-0,03037	-0,02711
	$Mt_2$ 	-107,10	-110	-112,89	-115,78	-118,68	-118,10	-99,86	-86,84	-74,70	-65,13	-59,34	-52,97
	$Mt = Mt_1 + Mt_2$	-107,10	-165,33	-223,55	-285,03	-326,99	-323,16	-269,11	-217,04	-174,34	-143,25	-114,67	-98,53

	r/re	0	0,1	0,2	0,3	0,38(4)	0,38(0)	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
	r(m)	0	1,1	2,2	3,3	4,175(4)	4,175(0)	4,4	5,5	6,6	7,7	8,8	9,9	11
Effort Tranchant	$\frac{T_1 r^2}{M \omega \theta}$ 	-0,8035	-0,8214	-0,8571	-0,8928	-0,9286	+1,3392	+1,25	+0,8214	+0,5714	+0,3928	+0,2142	+0,1071	+0
	$T_1$ 	-123,63	-126,38	-131,88	-137,37	-142,88	+206,06	+192,33	+126,39	+87,92	+60,44	+32,96	+16,48	+0
	$\frac{T_2 r^2}{N}$ 	0	-0,016	-0,0326	-0,0489	-0,0597	+0,3428	+0,3285	+0,2357	+0,171	+0,1214	+0,0714	+0,0285	+0
	$T_2$ 	0	-2,84	-5,79	-8,69	-10,60	+60,89	+58,35	+41,87	+30,37	+21,56	+12,68	+5,06	+0
	$T_E = T_1 + T_2$	-123,63	-129,22	-137,67	-146,06	-153,48	+266,95	+250,68	+168,26	+118,29	+82	+45,64	+21,54	+0

-12-

	r/re	0	0,1	0,2	0,3	0,38(4)	0,38(0)	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
	r(m)	0	1,1	2,2	3,3	4,175(4)	4,175(0)	4,4	5,5	6,6	7,7	8,8	9,9	11
Tableau récapitulatif	Moment Radial (t.m/ml)	-107,07	-228,96	-349,11	-460,08	-564,74	-564,74	-517,95	-305,54	-157,55	-79,97	-24,40	-9,15	0
	Moment Tangentiel (t.m/ml)	-107,1	-165,33	-223,55	-285,03	-326,99	-326,99	-323,16	-269,11	-217,04	-174,34	-143,25	-114,67	-98,53
	Effort Tranchant (T/m <sup>2</sup> )	-123,63	-129,22	-137,67	-146,06	-153,48	+266,95	+250,68	+168,26	+118,29	+82	+45,64	+21,54	+0



## - Ferrailage du radier:

On utilise la méthode de Pierre Charron.

## 1/ Armatures radiales

La section des armatures radiales est donnée par:

$$A_r = M_r / (\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h)$$

$$M_r = 564,74 \text{ t.m/ml.}$$

$$\bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (2}^\circ \text{ genre de sollicitation, et } \phi \geq 20 \text{ mm.)}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$h = h_t - d = 250 - 4 = 246 \text{ cm.}$$

On calculera:

$$\mu = \frac{15 \cdot M_r}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 564,74 \cdot 10^5}{4000 \times 100 \times 246^2} = 0,03499$$

$$\varepsilon \approx 0,035 \Rightarrow K = 47,4, \quad \varepsilon = 0,9199.$$

d'où:

$$A_r = \frac{564,74 \cdot 10^5}{4000 \times 0,9199 \times 246} = 6239 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: 8T32/ml (64,34 cm<sup>2</sup>/ml).

Contrainte de compression dans le béton est:

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4000}{47,4} = 84,38 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

## 2/ Armatures tangentielle (Cercles).

La section des armatures tangentielle est donnée par:

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h}$$



$$M_t = 326,99 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{ml}.$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ kg}/\text{cm}^2.$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 250 - 4 - \frac{3,2}{2} - \frac{2,5}{2} = 243,15 \text{ cm}$$

On calculera:

$$\mu = \frac{15 \times 326,99 \cdot 10^5}{4000 \times 100 \times 243,15^2} = 0,02074 \quad \left\{ \begin{array}{l} k = 64,25 \\ \varepsilon = 0,9369 \end{array} \right.$$

d'où:

$$A_t = \frac{326,99 \cdot 10^5}{4000 \times 0,9369 \times 243,15} = 35,88 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit: 8T25/ml (39,26 cm<sup>2</sup>/ml).

Contrainte de compression dans le béton est:

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4000}{64,25} = 62,25 \text{ kg}/\text{cm}^2 < \bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}_b$$

- Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{T}{\frac{7}{8} \cdot h \cdot b} \leq 1,2 \sigma_j$$

ou  $\sigma_j$  = contrainte de rupture du béton à la traction à 28 jours ( $j = 28$  généralement).

$$\sigma_{28} = 23,6 \text{ kg}/\text{cm}^2.$$

$$T = T_{\max} = 266,95 \text{ t}/\text{ml}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{266,95 \cdot 10^3}{\frac{7}{8} \cdot 100 \cdot (250 - 6,85)} = 12,55 \text{ kg}/\text{cm}^2 < 1,2 \sigma_{28} = 28,32 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$\tau_b < 1,2 \sigma_{j(28)} \Rightarrow$  pas d'armatures transversales.

Remarque:

- On disposera à la partie supérieure du radier des armatures de construction (Voir planche - Fondation -) qui jouent plusieurs rôles
- De s'opposer au retrait, vue la masse importante du béton.
  - De servir de support aux barres longitudinales qui arment les poteaux.

# BIBLIOGRAPHIE

## OUVRAGES

1. Traité de B.A Tome 6 (A. GUERRIN)
2. Théorie des plaques et coques (TIMOSHENKO)
3. Calcul des plaques (R. BARES).
4. Calcul pratique des tours en B.A (M. DIVER).
5. Calcul pratique des réservoirs en zone sismique  
(V. DAVIDOVICI ET A. HADDADI - ANNALES  
I.T.B.T.P N° 409 NOV. 1982).
6. Constructions industrielles en B.A (O. MIRSU  
R. FRIEDRICH)
7. Eléments de statique des coques (A. PFLÜGER).
8. Cours de B.A Tome II. Calcul des ouvrages (M. BELAZOUGUI)
9. Fondations et ouvrages en terre (G. PHILIPPONNAT)
10. Calcul et vérification des ouvrages en B.A (P. CHARRON).

## REGLEMENTS

- 1 . C.C.B.A. 68.
- 2 . R.P.A. 83.
- 3 . N.V. 65 .

