1/86

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

1 EX

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT: GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

RESERVOIR SEMI-ENTERRE $2 \times 1500 m^3$

Proposé par : S.E.T.H.Y.A.L

Etudié par : BENAMARA. B. AISSANI . M.

Dirigé par : M BONNEVILLE

PROMOTION : JAN. 86

E.N.P. 10, Avenue Hacen Badi – EL-HARRACH – ALGER

DEDICACES

Je dedie ce modeste travail

à mon pere

à ma mere

à tous ceux qui aimeraient que ce travail leur soit dedie.

B. Ben

Je dedie ce modeste travail à :

- Mon Père
- Ma mère
- Mes frères et soeurs
- Mes amis

REMERCIEMENTS

Nous saisissons cette occasion pour exprimer nos remerciements les plus vifs et les plus chaleureux à notre promoteur : M^r P. Bonneville, Ingenieur, docteur d'état, à tous nos professeurs à E.N.P et ceux qui ont collaborés à mener à bien ce modeste travail.
Que tous trouveront ici notre gratitude sympathie et reconnaissance.

SOMMAIRE

INTRODUCTION

Vue l'importance vital d'un reservoir d'eau pour son alimentation en eau potable d'une agglomeration ou commune et vue son importance du point de vue socio-economique, le reservoir doit etre considere comme un element très important dans la vie quotidienne, et doit être choisi selon les critères:

- l'implantation du reservoir sur un point eleve et plus pres du point desservi et ce, pour faciliter l'alimentation de l'agglomeration.
- La proximite des points de plus fortes consommation.
- Reduction des longeurs de conduite d'alimentation.

/ Classification des Reservoirs:

Les reservoirs peuvent être classés en fonction des criteres suivants:

a/ selon la position par rapport au sol
(au niveau du sol - sur poteau - sur pylones - sur batiment)

b/ selon l'usage:
(Reservoir d'emmagasinement, bassin de traitement)

c/ selon la forme de la cuve:
(carre, rectangulaire - circulaire - tronconique - de forme q.q)

d/ selon volume:
(grand reservoir, petit reservoir . moyen reservoir)

e/ selon la nature du liquide:
(reservoir d'eau, citernes à produit noirs (goudron - bitume) reservoir d'hydrocarbures (petrole - essence))

2/ Caracteristiques d'un Reservoir :

Un reservoir doit presenter les imperatifs suivants

a/ Resistance

l'ouvrage doit equilibrer les efforts auxquels il est soumis (poids propre - poids de l'eau - surcharges d'exploitation) efforts dues au vent et au seisme - retrait fluage etc --)

b/ Durabilite

le materiau qui constitue le reservoir doit conserver toutes ses proprietes initiales et ce apres un long contact avec de l'eau

c/ Etancheite :

Le reservoir doit presenter une étancheite absolue et parfaite afin de preserver la cuve contre toute fissure.

3/ Rôle du Reservoir

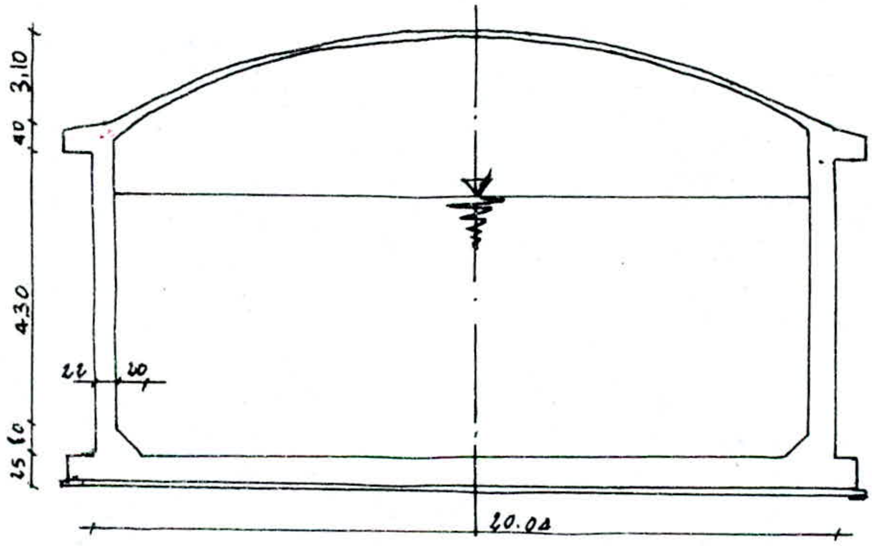
Il a pour rôle essentiel la regularisation des variations de la consommation selon les besoins et les periodes.

Il doit aussi contenir en tout temps une reserve suffisante et ce pour faire face à une interruption imprevue des installations de refoulement.

Presentation de l'ouvrage

notre ouvrage est composé de deux reservoirs d'eau Potable semi-enterrés cylindiques separés par une chambre de vanne, dans la region d'El Hachimia wilaya de Buira. Ils sont chacun de 1500 m^3 de capacité la hauteur d'eau est de cinq mètres, le diametre interieur d'un reservoir est de 19,60 m, l'épaisseur de la Paroi est de 22 cm constante sur toute la hauteur. Le reservoir est recouvert d'une coupole de 10cm d'épaisseur et de 3,10 m de flèche.

Le reservoir repose directement sur le sol de Portance 2b par l'intermediaire d'un radier circulaire de 25cm d'épaisseur et de 20.04 m de diametre.



Revetement - Etancheite - Isolation

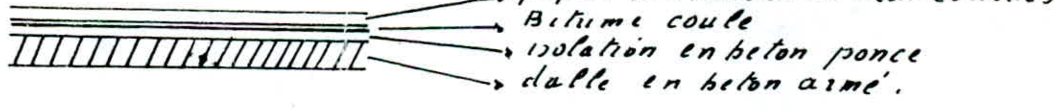
Les regles imposés par l'hygiène
eviter une contamination de l'eau
ainsi que l'influence des conditions atmospheriques nous impose des revetements exterieur et interieur.

Revetement interieur :

Il consistera à rendre étanches les differentes cuves.
Nous considerons un enduit au mortier de 15 à 25 mm d'épaisseur.
Il sera execute en deux couches, la premiere formant degrossissage et la seconde l'enduit proprement dit.

Revetement exterieur :

La necessite d'un isolement thermique est due au fait que les reservoirs sont directement soumis aux influences atmospheriques, principalement à des élevations de temperatures et de risque de gel en hiver nous adopterons pour notre cas pour la paroi enduit en deux couches et pour la coupole de couverture un revetement qui consistera en :



A/ Calcul du volume :

* Coupole de couverture :
  - Rayon $r = 9,91\ m$.
  - Fleche $f = 3,10\ m$.
  - Rayon de courbure $R = 17,50\ m$.
  - Epaisseur de la dalle $e = 10\ cm$.

possede des ouvertures de cheminées.

* parois
  - Epaisseur $e = 22\ cm$.
  - hauteur $h = 5,30\ m$
* volume :

$$V = \pi R^2 h$$

$$V = \pi \cdot 9,8^2 \cdot 5 = 1507,8\ m^3$$

B/ Calcul du poids :

surface de la coupole : $S = 2\pi R f$

$S = 341\ m^2$.

$P = 2,5 \times 341 \times 0,1 = 85,25\,t$

ceinture :

$2400 \cdot 10^{-3} \cdot \pi \cdot 20,24 \times 2,5 = 38,15\,t$

parois

$= 0,22 \times \pi \cdot 19,82 \cdot 2,5 \cdot 6 = 205,5\,t$

enduit sur la paroi

$2 \cdot 0.02 \cdot 2,3 \cdot 6 \cdot \pi = 34,4\,t$

Radier :

$2.5 \times \pi \cdot 10,02^2 \times 0,3 = 236,44\,t$.

Caracteristiques des materiaux

A. BETON

On utilisera un beton dosé à 400 kg/m³ de CPA 325. le contrôle sera consideré comme attenué.

1°/ Contrainte de compression admissible "Article 9.4 CCBA 68"

La contrainte de compression admissible du beton designé par le symbole $\bar{\sigma}'_b$ est une fraction de f'_b et de sa resistance nominale.

$$\bar{\sigma}'_b = f'_b \, \sigma'_{28}$$

σ'_{28} : la resistance nominale d'un beton dont on Possede les mesures de resistance en nombre suffisant est definie comme la moyenne arithmetique de ces mesures diminuéesdes huit dixiemes de leur ecart quadratique moyen, elle est mesurée à 28 jours par compression axiale sur une eprouvette cylindrique ayant une hauteur egale au double du diametre pour un beton dosé à 400 kg/m³ de CPA 325

$\sigma'_{28} = 300$ bars (CCBA 68 Page 16)

- la fraction f'_b est definie comme le Produit des cinq facteurs sans dimensions "$\alpha, \beta, \gamma, \varepsilon \delta$" $f'_b = \alpha\beta\gamma\varepsilon\delta$

- Le facteur α a pour valeur numerique :

1 pour les betons dont le ciment constitutif est de la classe 325 "les ciments de la classe 325 sont les plus couramment utilises en BA".

- Le facteur β a pour valeur numerique :

5/6 pour les betons qui ne seront soumis qu'à un controle attenué.

- Le facteur γ a pour valeur numerique

1 pour les èléments de construction dont l'epaisseur minimale est superieure à quatre fois la grosseur du granulat constitutifdu beton sinon $\gamma = \frac{h_m}{4 C_g}$

- le facteur δ depend 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

$$\gamma = 0.7 / \left(1 + \frac{e_0}{3 e_1}\right)$$ avec un maximum de 0.6

Dans cette expression :

e_0 : designe l'excentricite de la force exterieure par rapport au centre de gravite de la section complete de beton seul.

e_1 : designe le rayon vecteur de même signe de e_0 du noyau centrale de cette meme section dans le plan radial passant par le centre de pression

NB : Pour les sollicitations du 2e genre les valeurs de δ sont multiplier par 1,5

Le facteur ε depend 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 beton de la section rendue homogene si elle est entierement Comprimée, ou du beton de la zone comprimee de la section homogene reduite si elle n'est pas entierement comprimée ne depasse pas la contrainte Admissible du beton à la compression simple" par ailleurs $\frac{1}{2} \leq \varepsilon \leq 1$

En compression simple $\varepsilon = 1$

On prend donc dans tous les cas $\varepsilon = 1$

Nous obtenons sous les sollicitations du 1er genre

En compression simple $\bar{\sigma}'_{b0} = 1 . 5/6 . 1 . 0,3 . 300 = 75b$

En flexion simple $\bar{\sigma}'_{b} = 1 . 5/6 . 1 . 0.6 . 300 = 150b$

Sous les sollicitations du 2e genre

compression simple $\bar{\sigma}'_{b02} = 1,5\, \bar{\sigma}'_{b0} = 112,5b$

flexion simple $\bar{\sigma}'_{b2} = 1,5\, \bar{\sigma}'_{b} = 225,5b$

2/ Contrainte de traction de reference " CCBA 68 Art 9.5"

la contrainte de traction de reference du beton, designe par le symbole : $\bar{\sigma}_b$

la fraction ρ_b de sa resistance nominale $\bar{\sigma}_b = \rho_b\, \sigma'_{28}$

La fraction ρ_b est definie comme le produit des quatres facteurs sans dimensions " α, β, γ et θ "

$$\rho_b = \alpha \beta \gamma \theta$$

Les facteurs α, β, γ gardent les memes significations que precedement et prennent les memes valeurs egalement pour une sollicitation totale ponderée du 1er genre la valeur du facteur θ est liee à la resistance nominale du beton par la formule $\theta = 0.018 + 2,1/\sigma'_{28}$

Dans notre cas $\sigma'_{28} = 300b \longrightarrow \theta = 0.018 + 2,1/300 = 0.025$

d'ou l'on a $\bar{\sigma}_b = 1.5/6.1.0.025.300 = 6.25$ bars.

Remarques :

1/ Le fait de definir une contrainte de traction de reference n'entraine pas l'obligation de limiter à cette valeur la contrainte de traction du beton calculeé en prenant en consideration les sections rendues 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 reservoirs et cuves en beton arme etabli en 1966 par la chambre syndicale des constructeurs des reservoires en ciment arme prevoit une contrainte admissible de traction $\bar{\sigma}_b$ egale à $\bar{\sigma}_b = \theta\,\sigma_{28}$

σ_{28} : limite de rupture en traction à 28 jours pour un dosage en ciment de 400 kg/m³, $\sigma_{28} = 32$ bars

θ : est un cœfficient superieur ou egale à 1

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

Et $1 + 2e_0/h$ en flexion composeé avec e_0 : excentricite

h : epaisseur

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

Donc compte tenu du dosage de notre beton et selon le reglement nous limiterons $\bar{\sigma}_b$ à 22 bars. Notons que cette estimation de la contrainte de traction n'est pas en contradiction avec les regles CCBA 68 qui prevoient elles aussi une derogation à cet effet le même article 3.5

3/ Contraintes de cisaillement admissibles (CCBA 68 page 36-41)

Plaques et coques

La contrainte tangente du plan neutre d'une plaque ou d'une coque calculée en considerant la section reduite normale à cette contrainte ne doit pas depasser 1,15 $\bar{\sigma}_b$ sous une sollicitation totale ponderee du 1$^{\text{er}}$ genre

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

Toute-fois cette prescription ne s'applique pas aux effets des forces localisées sous ces charges localisées, la condition de securite vis à vis du poinçonnement qui doit etre satisfait sous les sollicitation ponderées du 1$^{\text{er}}$ genre.

$$1{,}5\ Q / P_c\, h_t \leq \bar{\sigma}_b \quad (\text{CCBA 68 page 41})$$

Q : valeur de la charge localisée

P_c : on admet qu'une force appliquée sur une aire à contour convexe à la surface d'une plaque agit uniformement sur une aire de feuillet moyen dont le contour P_c est parallele à la projection du premier feuillet et distant de cette projection de la demi-epaisseur de la plaque.

P_c est donc le perimetre du contour à considerer d'apres le paragraphe precedent

h_t : l'epaisseur totale de la plaque.

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de traction de reference du beton.

B/ Aciers

On utilise deux types d'Aciers

- Acier a haute adherence FeE 40
- Acier doux ou rond lisse FeE 24

Limite d'elasticites nominale σ_{en} : CCBA 68 art 10.3

Acier à haute adherence $\sigma_{en} = 4200$ kg/cm² pour $\phi \leq 20$

$\sigma_{en} = 4000$ kg/cm² pour $\phi > 20$

Acier doux $\sigma_{en} = 2400$ kg/cm²

- Contrainte admissible de traction : $\bar{\sigma}_{a_1}$

CCBA 68 art 10.4

La contrainte de traction admissible de l'acier, designe par le symbole $\bar{\sigma}_{a_1}$ est egale à $\bar{\sigma}_{a_1} = 2/3\, \sigma_{en}$.

Quand il s'agit d'une sollicitation totale ponderee du 1^er^ genre et à cette meme limite d'elasticite quand il s'agit d'une sollicitation totale ponderee du second genre.

sollicitation	FeE 40		FeE 24
	$\phi \leq 20$	$\phi > 20$	
1^er^ genre	2800	2670	1600
2^e^ genre	4200	4000	2400

Fissuration : CCBA 68 art 49.22

Pour eviter les fissurations qui peuvent donner des ouvertures inacceptables et en respectant les conditions de non fissuration exposées dans le CCBA68 la valeur maximale de la contrainte de traction admissible doit verifier l'inegalite suivante

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \sigma_{a_1} = 2/3\, \sigma_{en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

σ_1 : contrainte de fissuration systematique.

σ_2 : contrainte de fissuration accidentelle.

Element autre que la paroi du reservoir

Dans le cas ou l'element considere n'est pas en contact avec l'eau les contraintes de fissurations σ_1 et σ_2 sont données par :

$$\sigma_1 = \frac{k\, n\, \bar{\omega}_f}{\phi\,(1 + 10\bar{\omega}_f)}$$

$$\sigma_2 = \sqrt{\frac{n}{\phi} . k . \bar{\sigma}_b} \;. 2{,}4$$

Expressions dans lesquelles

ϕ : diametre nominal (en mm) de la plus grosse barre tendus

η : coefficient de fissuration ayant pour valeurs

1 pour Acier doux, 1,5 pour acier de haut adherence.

$\bar{\omega}_f$: pourcentage de fissuration défini par

$$\omega_f = A / B_f$$

A : Section d'acier tendu

B_f : Section du béton tendu ayant même centre de gravité que A

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

K : c'est une grandeur exprimée en bar.mm ayant pour valeurs

$1,5.10^6$ si la fissuration est peu nuisible "milieu protégé"

1.10^6 si la fissuration est préjudiciable "milieu exposé aux intempéries

$0.5.10^6$ si la fissuration est très préjudiciable "milieu agressif"

valeur de σ_2

Nous prenons $K = 0.5.10^6$ car nous sommes dans le cas de la fissuration très préjudiciable.

Les valeurs de σ_2 trouvées sont dans le tableau ci dessous elles sont données en fonction de ϕ et la nuance de l'acier.

Les valeurs sont données en kg/cm^2.

ϕ(mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25
Acier doux	1935	1767	1530	1368	1250	1157	1082	967	825
Acier HA	2448	2235	1935	1731	1580	1463	1366	1224	1094

- Contraintes admissibles de traction définitives de l'acier sans présence de l'humidité.

La contrainte de fissuration systématique σ_1 n'est pas considérée car elle est toujours plus petite que σ_2 donc la valeur de $\bar{\sigma}_a$ devient

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \sigma_{a'} \\ \sigma_2 \end{cases}$$; d'où le tableau donnant $\bar{\sigma}_a$

ϕ(mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25
Acier doux	1600	1600	1530	1368	1250	1157	1082	967	865
Acier HA	2448	2235	1935	1731	1580	1463	1368	1224	967

Paroi du reservoir

le cas ou l'element considere est constamment en contact avec l'eau

la contrainte admissible est definie par :

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \sigma_{a,1} \quad \max(\sigma_1 ; \sigma_2) \right.$$

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \quad \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\,\bar{\omega}_f} + 300\,\eta$$

$$\sigma_2 = 2{,}4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} K \bar{\sigma}_b} + 300\,\eta$$

Les Parametres k, η, ϕ, $\bar{\omega}_f$ et $\bar{\sigma}_b$ ont été definis plus haut, le terme 300η tient compte du fait que le contact permanent avec l'eau engendre le phenomene de gonflement du beton qui intervient d'ailleurs d'une maniere favorable en reduisant les fissures :

les valeurs de σ_2 sont donnees dans le tableau.

ϕ(mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25
Acier Adx	2235	2067	1830	1668	1550	1457	1382	1165	1065
Acier HA	2928	2795	2415	2211	2060	1943	1848	1574	1447

Contraintes admissibles de traction definitives de l'acier en presence de l'eau.

ϕ(mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25
Acier doux	1600	1600	1600	1600	1550	1457	1382	1267	1165
Acier HA	2800	2715	2415	2211	2060	1943	1848	1704	1574

2/ contrainte de compression admissible

$$\bar{\sigma}'_a = 2/3\ \sigma_{en} \qquad \sigma'_{en} = \sigma_{en}$$

Dans le cas des Pieces soumises à la compression simple pour lesquelles l'acier utilise serait tel que $\sigma'_{en} < 3300\ kg/cm^2$ la valeur de $\bar{\sigma}'_a$ doit être reduite à

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

Acier HA $\quad \bar{\sigma}'_a = 2800\ kg/cm^2$ pour $\phi \leq 20$

$\bar{\sigma}'_a = 2670\ kg/cm^2$ pour $\phi \geq 20$

Acier doux $\quad \bar{\sigma}'_a = 1150\ kg/cm^2$

3°/ Contrainte d'adherence admissible $\bar{\tau}_b$ "CCBA68 Art 20.2

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

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

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

$$\bar{\tau}_d = 2\ \psi_d^2\ \bar{\sigma}_b$$

Dans ces deux expressions ψ_d represente le coefficient de scellement et a pour valeur :

Acier HA $\quad \psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}}\eta_d \qquad \eta_d = \sqrt{2} \rightarrow \psi_d = 1,5$

Acier doux $\quad \psi_d = 1$

$\bar{\tau}_d$ (kg/cm^2)	HA	Adx
Ancrage normal	16,59	7,38
Ancrage en plein masse	26,55	11,8

Recouvrement des barres droites

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

$l_r = l_d$ si $d < 5\phi$

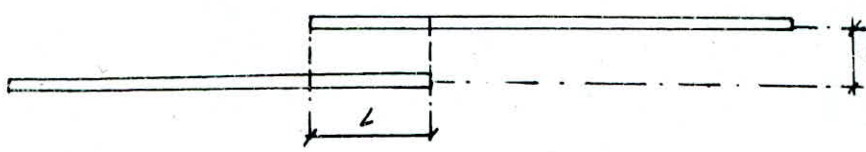
$l_r = l_d + d$ si $d > 5\phi$.

d : entre axe des barres

l_d : longueur de scellement droit de la zone rectiligne sur laquelle son ancrage peut être total lorsque elle est isolée

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} \quad \text{en cas de traction}$$

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\tau}_d} \quad \text{en cas de compression.}$$



Etude de la coupole

1/ introduction

Les coupoles sont des surfaces de revolution destinées à couvrir des espaces circulaires

Nous distinguerons les coupoles à fleches importantes et les coupoles à fleches moins importantes appelées couramment les coupoles surbaissées.

Les coupoles sont armées au moyen d'armatures disposées suivant les paralleles et les meridiens.

Nous considerons :

- la coupole infiniment mince, par suite elle ne peut pas subir d'effort de flexion
- les forces interieures se reduiront à un effort de compression suivant les meridiens et un effort de traction ou de compression suivant les paralleles.

2/ Description :

Notre étude été faite pour une coupole dont les dimensions sont les suivantes :

- epaisseur : $e = 10\,cm$.
- Rayon de courbure $R = 17{,}50\,m$
- fleche : $f = 3{,}10\,m$

Comme $f \leq \frac{D}{2}$ (D : diametre du reservoir) donc on a affaire à une coupole surbaissée.

3/ methode de calcul

a/ theorie élémentaire.

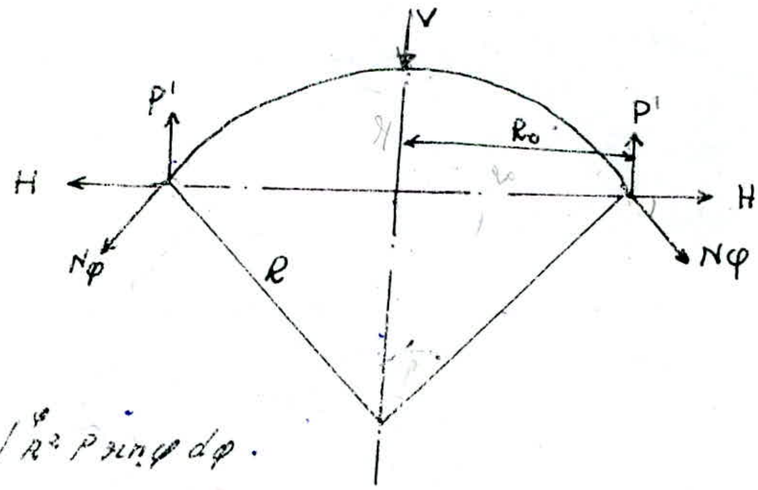
soit une coupole de rayon R soumise à une charge P par unité de surface poids propre compris.

Considerons l'equilibre de la portion de coupole située au dessus du parallele defini par l'angle φ dont le rayon est R_o

$R_o = R \sin \varphi$

si V est la resultante totale de la charge agissant sur cette partie de la coupole nous aurons comme equation d'equilibre.

$$V + 2\pi R_o N\varphi \sin\varphi = 0$$



or $V = 2\pi \int_0^{\varphi} R^2 P \sin\varphi \, d\varphi$.

$$V + 2\pi R_o N\varphi \sin\varphi = 0$$

on tire $$N\varphi = -\frac{RP}{1+\cos\varphi}$$

et de l'equation des courbures $N\varphi + N\theta = - R q_n$ nous obtenons

$$N\theta = RP\left(\frac{1}{1+\cos\varphi} - \cos\varphi\right)$$

Ces expressions montrent que $N\varphi$, effort meridien, est toujours negatif c'est une compression, tandis que $N\theta$ effort parallele est aussi une Compression lorsque φ est compris entre 0 et 52° environ.
Au delà les paralleles supportent des tractions

pour $\varphi = 0$ sommet $N\theta = -\frac{RP}{2}$

$\varphi = 51° 51'$ $N\theta = 0$ $N\varphi = -0,618\, PR$

soit H la composante horizontale de $N\varphi$

$$H = \frac{PR\cos\varphi}{1+\cos\varphi} \quad \text{avec} \quad R = \frac{R_o^2 + f^2}{2f}$$

$$\cos\varphi = \frac{R_o^2 - f^2}{R_o^2 + f^2} \longrightarrow H = \frac{P(R_o^4 - f^4)}{4f R_o^2}$$

- Surface de la coupole :

$$S = 2\pi R f$$

- poids total de la coupole

$$P_1 = 2\pi R f P$$

- poids total de la coupole par mètre du pourtour

$$p_2' = \frac{2\pi R f P}{2\pi R_0} = \frac{P R f}{R_0}$$

- Composante horizontale par mètre de pourtour

$$H' = \frac{R_0 \, p_2'}{R f} \cdot \frac{R_0^4 - f^4}{4 f R_0^2} = p_2' \frac{(R_0^2 - f^2)}{2 f R_0}$$

soit p' la composante verticale par mètre du pourtour

$$p' = \frac{P(R_0^2 + f^2)}{2 R_0}$$

3/ Charges et surcharges

- poids propre de la coupole :

$$G = 2500 \cdot 0{,}1 = 250 \ kg/m^2.$$

- Etancheité, isolation thermique : $40 \ kg/m^2$.
- surcharge d'exploitation : $100 \ kg/m^2$.

Effet de la Neige :

selon NV règles de 1965

$$P_n = P_{n_0} + 30 + \frac{A - 500}{4}$$

avec A : Altitude du site considéré $A = 500 \, m$

donc $P_n = 45 + 30 = 75 \ kg/m^2$

avec $P = 100 + 75 + 40 = 215 \ kg/m^2$ surcharges.

selon CC BA 68 on a les combinaisons suivantes

sollicitations du 1er genre :

$$(S_1) = G + 1{,}2P + T.$$

$$(S_1)' = G + P + V$$

$(s_i) = G + 1{,}2P$

$(s_1) = 250 + 1{,}2 \cdot 215 = 508$ kg/m².

$(s_1)' = 250 + 215 = 465$ kg/m².

$P' = 2738{,}30$ kg/m

$H' = 3895{,}10$ kg/m

calcul de la coupole à la compression

on verifie si le beton suffit à lui seul pour reprendre l'effort de compression.

$\sigma'_b = \dfrac{N\phi}{100 \cdot e}$ σ'_b : contrainte de compression simple du beton

$\tau'_b = \dfrac{P'}{100 \cdot e}$ contrainte de cisaillement.

$N\phi = \dfrac{P(R_0^2 + f^2)^2}{4 f R_0^2}$ $N\phi = 4761{,}20$ kg/m

$\sigma'_b = 4{,}76$ kg/cm² est nettement inferieur à la contrainte admissible du beton en compression simple "$\bar{\sigma}'_{b0}$"

$\tau_b = 2.74$ kg/cm² $< \bar{\tau}_b$

Les contraintes sont inferieures aux contraintes admissibles, ce qui montre que le beton à lui seul suffit pour reprendre les efforts de compressions, il semble toutefois plus logique étant donné que la coupole est une piece comprimée, de prevoir pour les armatures placées suivant les meridiens un pourcentage de l'ordre de grandeur de celui adopté pour les pieces soumises à la compression simple.

si e : est l'epaisseur de la coupole en cm.

A : section d'armature par metre

$A = 0.3 e = 3$ cm²/m $\longrightarrow$ $5 \phi 10$/m par developpement du meridien

$A_1 = \dfrac{A}{2} = 1{,}5$ cm²/m $\longrightarrow$ $4 \phi 8$/m par metre du parallele qui servent d'armatures de repartition.

pour les barres meridiennes qui seront rayonnantes, elle seront interrompues une sur deux en plusieurs endroits.

4/ verification de la coupole au poinçonnement

On verifiera la coupole au poinçonnement causé par une charge de 150 kg repartie sur une surface de 40 x 40 cm pour cela. CCBA 68 nous recommande

$$1,5 \frac{P}{P_c \, h_t} \leq 1,2 \, \bar{\sigma}_b$$ ou on a respectivement

P : charge de 150 kg

P_c : perimetre, dans le plan moyen de la coupole, de la diffusion

$$P_c = 4 (h_t + 40) = 200 \text{ cm}$$

h_t : epaisseur de la coupole : 10 cm.

$$1,5 \frac{150}{200 \cdot 10} = 0.11 < 1,2 \, \bar{\sigma}_b$$

$1,2 \, \bar{\sigma}_b$: contrainte de traction de reference du beton majorée.

Etude de la ceinture

Calcul des armatures de la ceinture

Nous avons un effort de traction T = H.r qui doit être repris par une armature, on est en presence d'une section de beton soumise à la traction.

section d'acier necessaire :

Nous utiliserons des aciers de haute adherence de diametres de 20 mm

$\sigma_{en} = 4200 \ kg/cm^2$

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

Cependant comme c'est destine à la construction d'un element de reservoir d'eau, il est conseillé de prendre.

$\bar{\sigma}_a = 1704 \ kg/cm^2$.

alors on a :

$T = H \cdot r$ " r rayon moyen "

$T = 3895,10 \times 9,91 = 38600 \ kg$.

on aura une section d'acier

$$A_1 = \frac{T}{\bar{\sigma}_a}$$

$$A_1 = \frac{38600}{1704} = 22,65 \ cm^2$$

qui nous faudra majorer, pour eviter la traction supplementaire provoquée par la paroi du reservoir donc A doit être egale à

$A = 1,25 \times 22,65 = 28,310 \ cm^2$

b/ section du beton :

Nous adopterons pour la ceinture, une section de beton de $40 \times 60 \ cm^2$

on doit verifier la condition

$$\sigma_b = \frac{T}{B + nA}$$

$\sigma_b = 13,66 \ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b$

c/ Condition de fragilité :

$$\omega_f = \frac{A}{B} > \frac{3\,\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \longrightarrow A > \frac{3\,\bar{\sigma}_b . B}{\sigma_{en}}$$

B : section du beton

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de traction du beton

$$A > 30,85\ cm^2$$

Nous prendrons comme armature 10T20 soit $A = 31,41\ cm^2$

d/ Condition de fissuration :

$$\sigma_a = \frac{T}{A} \qquad \bar{\sigma}_a = 1230\ kg/cm^2$$

$$\sigma_a < \bar{\sigma}_a$$

E/ Armature transversale de la ceinture

On prendra des cadres et etriers T8, tous les 30cm.

Etude de la paroi

Le reservoir étant semi-enterré, le niveau des terres est inferieur à celui de l'eau, à cet effet la paroi du reservoir est soumise à la poussée de l'eau qui sollicite un effort de traction dans la paroi, et la poussée des terres qui cree une sollicitation de compression dans la paroi.
Ces deux poussées sont respectivement interieures et exterieur au reservoir et de sens contraire.
Il est evident que l'effort resultant est celui de la poussée de l'eau moins celui des terres plus surcharges.
Pour des raisons securitaires, le calcul des cerces dans la paroi se fait en ne tenant compte que de l'effet de la poussée de l'eau tandis que pour la poussée des terres on verifie que les contraintes introduites dans la paroi sous l'effet de cette poussée sont inferieures aux contraintes admissibles.
donc on étudie les deux cas qui correspondent aux sollicitations les plus defavorables qui correspond au reservoir vide est plein

A/ **Reservoir plein :**

Dans ce cas on considere la poussée de l'eau
"selon Art 2 et 7 du CCBA68" cette poussée sera majorée de 20%.

L'équation generale de flexion des cylindres charges symetriquent par rapport à leur axe longitudinal lorsque l'epaisseur de la paroi est constante, cette équation est donnée comme suite

$$D\frac{d^4 z}{dx^4} + \frac{Eh}{r^2} z = p \qquad \text{avec}$$

$$D = \frac{E h^3}{12(1-\sigma^2)} \qquad \sigma = \frac{1}{V} \qquad h : \text{epaisseur de la paroi}$$

z : deplacement de la paroi

p : pression

r : rayon moyen

soit avec $\beta^4 = \frac{Eh}{4r^2 D} = \frac{3(1-\sigma^2)}{r^2 h^2}$

$$\frac{d^4 z}{dx^4} + 4\beta^4 z = \frac{P}{D}$$

Cette équation à pour solution generale

$$z = e^{\beta x}(C_1 \cos\beta x + C_2 \sin\beta x) + e^{-\beta x}(C_3 \cos\beta x + C_4 \sin\beta x) + f(x)$$

ou $f(x)$ est une solution particuliere de l'équation et C_n des constantes d'integration

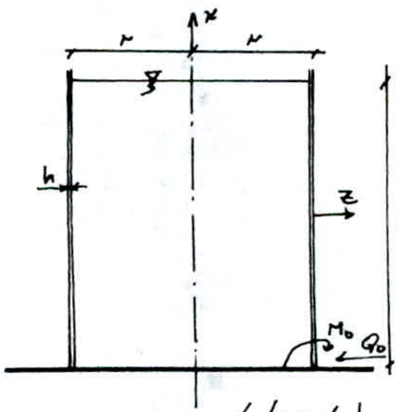
Appliquons cette theorie à un reservoir cylindrique en considerant celui ci à epaisseur constante (fig 1) si γ est la densite du liquide sa poussée est

$$p = -\gamma(H-x)$$

L'équation generale est $\frac{d^4 z}{dx^4} + 4\beta^4 z = -\gamma\frac{(H-x)}{D}$ .... (1)

dont une solution particuliere correspont au gonflement est

$$z_1 = -\frac{\gamma(H-x)}{4\beta^4 D} = -\frac{\gamma(H-x)r^2}{Eh}$$



(fig 1)

La solution generale de l'équation (1)

$$z = e^{\beta x}(C_1 \cos\beta x + C_2 \sin\beta x) + e^{-\beta x}(C_3 \cos\beta x + C_4 \sin\beta x) - \gamma\frac{(H-x)}{Eh}$$

Une application au calcul du reservoir à été donnée par Muzet d'après une theorie elaborée par LEBELLE qui fournit la solution generale sous la forme

$$Z = \frac{-r^2 \gamma}{E.h} \left(AU + BV + CW + DT + H - x \right)$$

A, B, C, D designant les quatres constantes

posons

$$U = ch\beta x \cos\beta x$$

$$V = ch\beta x \sin\beta x$$

$$W = sh\beta x \cos\beta x$$

$$T = sh\beta x \sin\beta x$$

les valeurs des constantes correspondant à notre cas cad encastrement à la base du reservoir, et bord superieur articulé sur une ceinture rigide.

avec $\beta H = \varphi_1$

$$A = -H$$

$$B = \frac{1}{\beta} \frac{sh 2\varphi_1}{sh 2\varphi_1 - \sin 2\varphi_1} - H \frac{ch 2\varphi_1 + \cos 2\varphi_1}{sh 2\varphi_1 - \sin 2\varphi_1}$$

$$C = -\frac{1}{\beta} \frac{\sin 2\varphi_1}{sh 2\varphi_1 - \sin 2\varphi_1} + H \frac{ch 2\varphi_1 + \cos 2\varphi_1}{sh 2\varphi_1 - \sin 2\varphi_1}$$

$$D = -\frac{1}{\beta} \frac{ch 2\varphi_1 - \cos 2\varphi_1}{sh 2\varphi_1 - \sin 2\varphi_1} + H \frac{sh 2\varphi_1 + \sin 2\varphi_1}{sh 2\varphi_1 - \sin 2\varphi_1}$$

Le moment flechissant M_x dans la paroi est donne par la relation

$$M_x = -D \frac{d^2 z}{dx^2}$$

l'effort dans les cerces

$$N\varphi = -\frac{Eh}{r} z$$

$$\frac{d^2t}{dx^2} = -\frac{r^2\gamma}{Eh}\left(A\frac{d^2U}{dx^2} + B\frac{d^2V}{dx^2} + C\frac{d^2W}{dx^2} + D\frac{d^2T}{dx^2}\right)$$

$$\frac{d^2U}{dx^2} = -2\beta^2 sh\beta x \sin\beta x \quad ; \quad \frac{d^2W}{dx^2} = -2\beta^2 ch\beta x \sin\beta x$$

$$\frac{d^2V}{dx^2} = 2\beta^2 sh\beta x \cos\beta x \quad ; \quad \frac{d^2T}{dx^2} = 2\beta^2 ch\beta x \cos\beta x$$

$$\frac{d^2t}{dx^2} = \frac{-2\gamma(r\beta)^2}{Eh}\left(DU + BW - AT - CV\right)$$

$$M_x = -D\frac{d^2t}{dx^2}$$

$$M_x = \frac{6\gamma(\beta r h)^2}{35}\left(DU + BW - AT - CV\right)$$

A. N

γ : densite de l'eau = 1000

r : Rayon moyen du reservoir = 9,91 m.

h : epaisseur de la paroi = 22 cm.

$$\beta = \frac{\sqrt{(1-\sigma^2)}}{\sqrt{r \cdot h}} \longrightarrow \beta = 0.88605$$

d'après les formules precedantes

$A = -5 \qquad B = -3,86953 \qquad C = 4,99958 \qquad D = 3,87125$

$$M_x = 638,3\left(3,87125\,U - 3,86953\,W + 5T - 4,99958\,V\right)$$

on prenons comme origine des "x" la base du reservoir c'à d l'encastrement de la paroi ds le radier.

x (m)	0	0.5	1	1,5	3	4	4,5	4,51	5
Mx (kgm/m) Me	2476,25	558,09	373,92	-661,87	-266,74	-45,94	-0,75	0	25,92

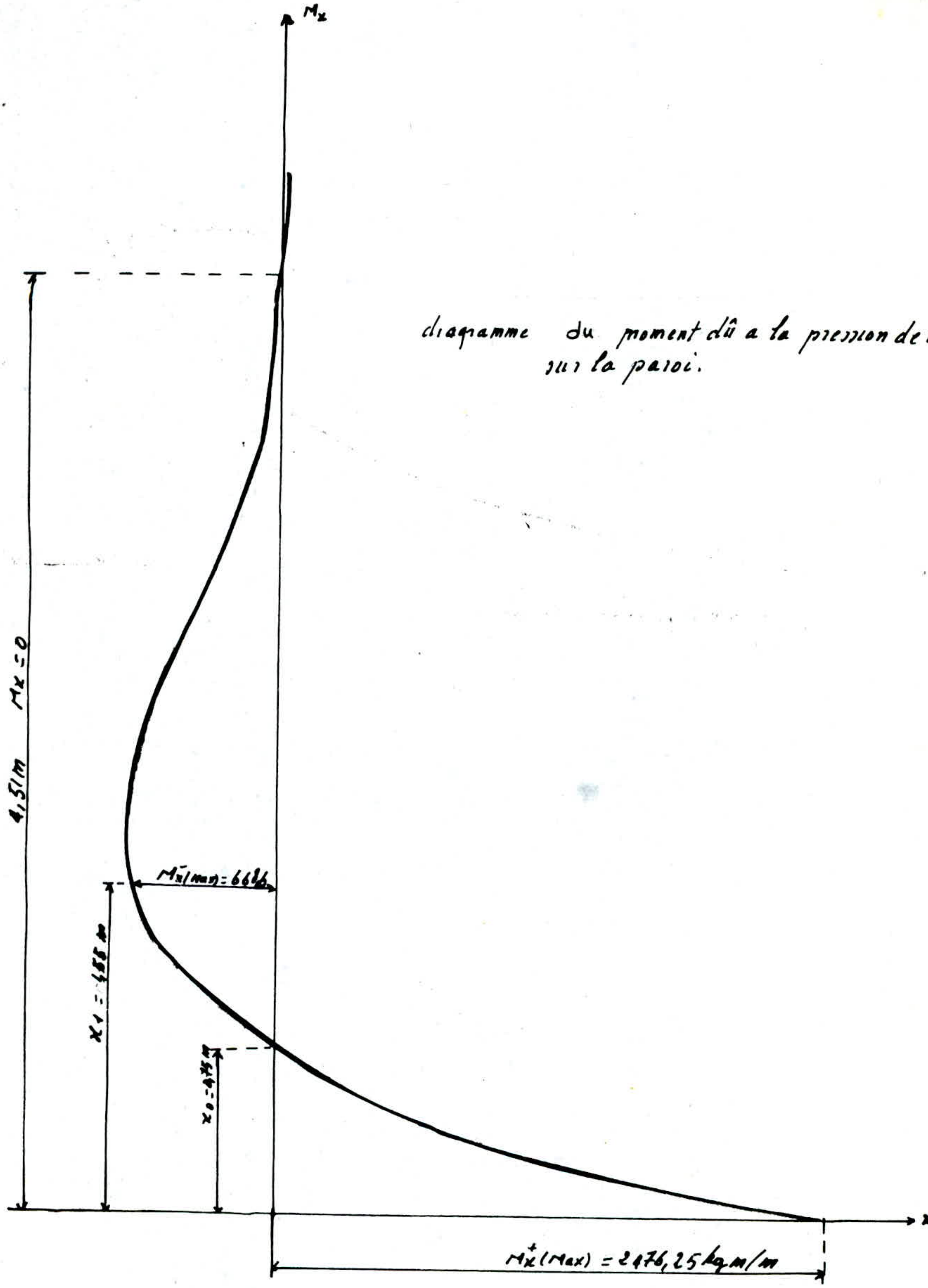


diagramme du moment dû a la pression de l'eau sur la paroi.

L'Effort dans les cerces

l'effort $N\varphi$ est donne en fonction du deplacement z par la relation

$$N\varphi = -\frac{Eh}{r} z$$

$$N\varphi = \gamma r \left(AU + BV + CW + DT + H - x \right)$$

les constantes A, B, C, D sont calculées d'après les conditions aux limites de la paroi comme precedement, pour le calcul du Moment flechissant

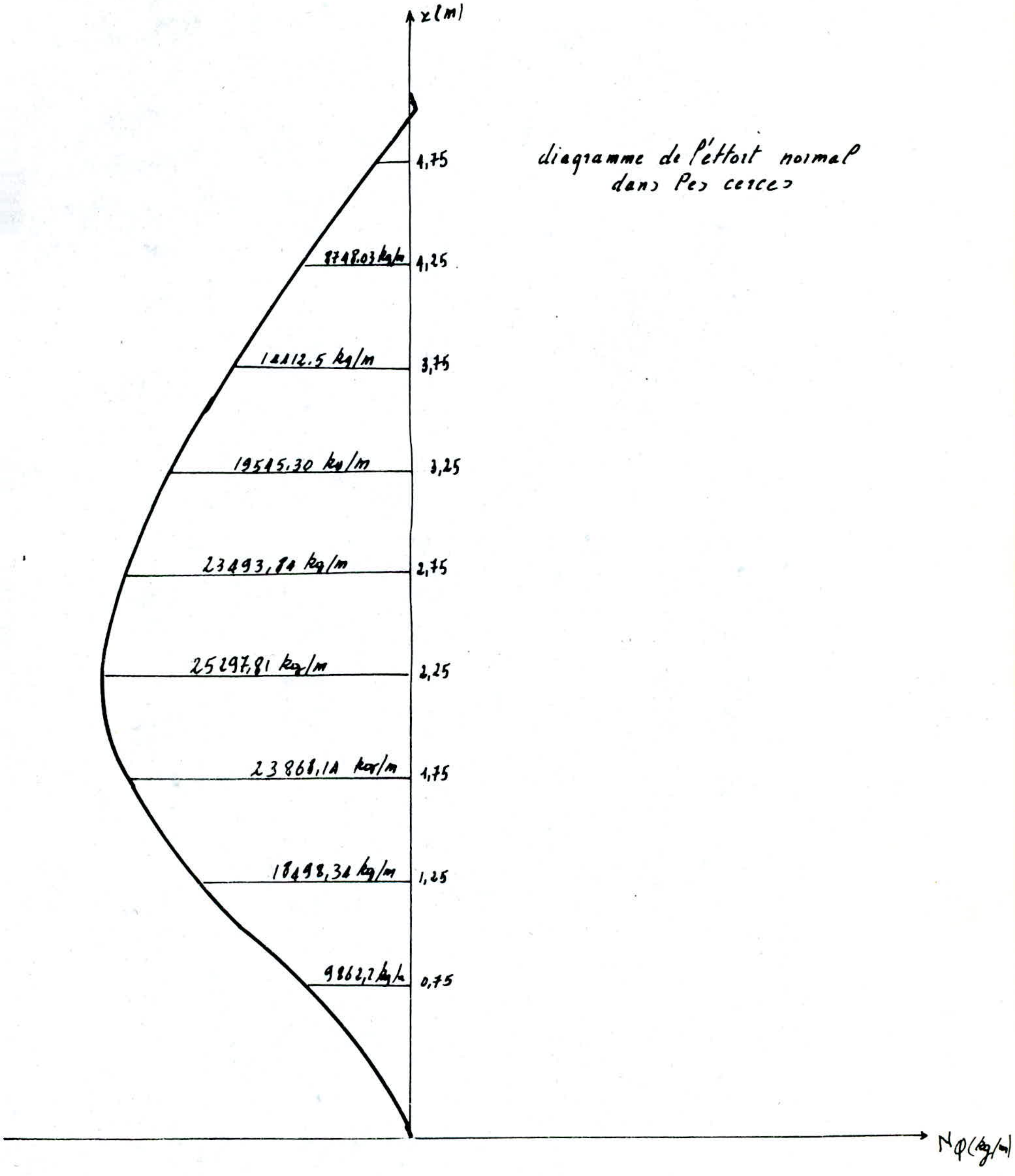
Les expressions U, V, W et T ont été deja definies soit

$$N\varphi = 9910 \left(-5\, ch\beta x \cos\beta x - 3{,}86953\, ch\beta x \sin\beta x + 4{,}99958\, ch\beta x \cos\beta x + 3{,}87125\, sh\beta x \sin\beta x + H - x \right)$$

on prenons : $x = 0$ à la base du reservoir et en faisant varier x jusqu'a la hauteur d'eau $x = H$ on obtient les valeurs de $N\varphi$ données ci-dessus

x (m)	0	0,75	1,25	1,75	2,25	2,75	3,25	3,75	4,25
$N\varphi$ (kg/m)	0	9862,22	18498,34	23868,14	25297,81	23493,84	19545,30	14412,50	8748,00

x (m)	4,75	5
$N\varphi$ (kg/m)	2907,44	-25,29


x(m)
diagramme de l'effort normal
dans les cerces
4,75
8748.03 kg/m
4,25
14412.5 kg/m
3,75
19545.30 kg/m
3,25
23493,84 kg/m
2,75
25297,81 kg/m
2,25
23868,14 kg/m
1,75
18498,34 kg/m
1,25
9862,7 kg/m
0,75
Nφ(kg/m)

Armatures en cerces :

On divise la paroi en virole de 0,5m pour chaque virole on calcul un ferraillage appropier.

on prenons des barres de diametres 12 mm de haut adherence soit $\bar{\sigma}_a = 2060\ kg/cm^2$

Comme l'effort $N\varphi$ est developpe à mi épaisseur de la paroi le nombre de barre trouve par le calcul sera divise entre les côtes interieur et exterieur de la paroi.

virole	x (m)	$N\varphi$ (kg/m)	$1,2\ N\varphi$ (kg/m)	$A_i = \frac{1,2\ N\varphi}{\bar{\sigma}_a}$ (cm²)	Armatures choisi /ml	espacement en (cm)	$\sigma_b = \frac{1,2\ N\varphi}{100e+nA}$ (kg/cm²)
1	$0 < x \leq 0.75$	9862,22	11834,66	5,74	3T12 + 3T12	3×25	5,14
2	$0.75 < x \leq 1,25$	18498,34	22198	10,71	5T12 + 5T12	5×10	9,37
3	$1,25 < x \leq 1,75$	23868,14	28641,77	13,90	7T12 + 7T12	7×8	11,74
4	$1,75 < x \leq 2,25$	25297,80	30357,37	14,74	7T12 + 7T12	7×8	12,45
5	$2,25 < x \leq 2,75$	23493,84	28192,61	13,68	6T12 + 6T12	6×8	11,73
6	$2,75 < x \leq 3,25$	19545,30	23454,36	11,38	5T12 + 5T12	5×10	9,89
7	$3,25 < x \leq 3,75$	14412,50	17294,98	8,40	4T12 + 4T12	4×12,5	7,40
8	$3,75 < x \leq 4,25$	8748,00	10497,60	5,09	3T12 + 3T12	3×20	4,56
9	$4,25 < x \leq 4,75$	2907,44	3488,93	1,69	3T12 + 3T12	3×20	1,52

tous les contraintes sont verifiées.

B/ Reservoir vide

La paroi est alors soumise à la poussée des terres, sur le terre plein autour du reservoir on envisage une surcharge eventuelle de $2\,t/m^2$ qui sera majorée de 20%.

le remblai dont la paroi sera soumise, a pour caracteristiques : densite $\gamma_t = 2\,t/m^3$; cohesion $C = 0$; angle de frottement interne $\varphi = 30°$

a/ Moment flechissant dû à la poussée des terres :

pour la determination du moment flechissant on determine en premier lieu l'etat d'equilibre de la paroi vis a vis de cette poussée.

soit le deplacement $\delta = \frac{H}{2000}$ de la paroi vers l'interieur sous l'effet des terres.

On verifiera si la contrainte produite dans le beton est admissible

si H hauteur du reservoir sans coupole

$\delta = 2,65\ mm$

le perimetre du reservoir après deplacement de la paroi

$P' = 62,25\ m$.

le perimetre réelle $P = 62,27\ m$.

$\Delta P = \Delta \ell = P - P'$ $\quad\quad \Delta \ell = 0,02\ m$.

$\varepsilon = \frac{\Delta \ell}{\ell} = \frac{\Delta P}{P}$ $\quad\quad \varepsilon = 3,21 \cdot 10^{-4}$

la contrainte produite dans la paroi sera egale à

$\sigma'_b = \varepsilon \cdot E_b$ $\quad\quad \sigma'_b = 129\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b$

ceci definit un état d'equilibre limite actif

$K_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ $\quad\quad K_a = 0,33$

Après détermination de l'état d'équilibre de la paroi vis à vis de la poussée des terres on définit le moment provoqué par le remblai comme suite, à partir du moment dû à la poussée de l'eau

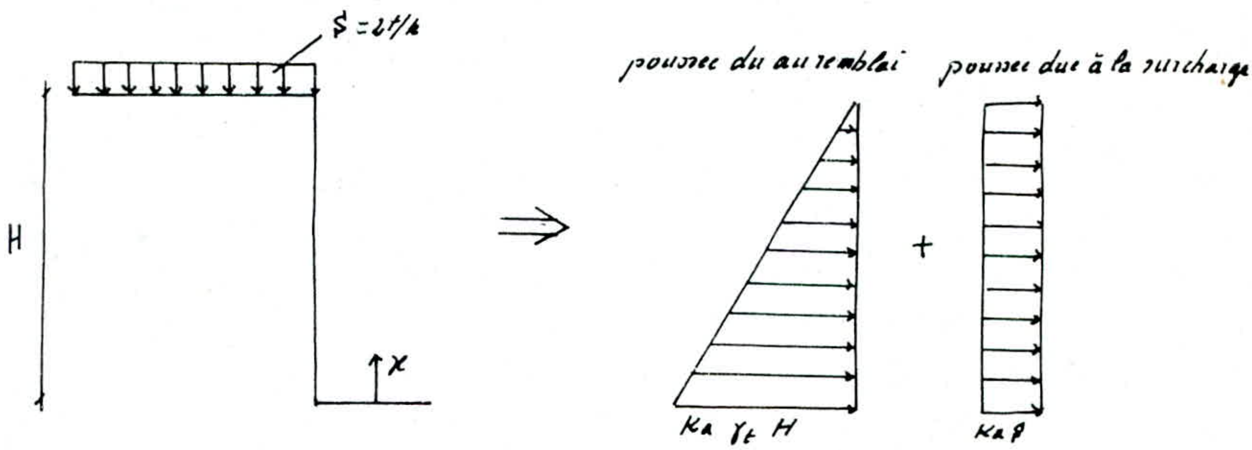
$$M_{t_1} = K_a \frac{\gamma_t}{\gamma_e} M_e$$

$M_{t_1} = 0,66\ M_e$

M_e : moment dû à la poussée de l'eau.

x(m)	0	0.5	1	1,5	3	4	4,5	4,75	5
M_{t_1} (kgm/ml)	-1634,30	-368,33	-246,80	438,80	176,05	30,31	0.5	-9	-17,11

Diagramme des poussées :



par superposition des deux effets de poussée produits par le remblai et la surcharge sur la paroi on obtient par tranches de 0.5 m les valeurs de la poussée totale suivante.

x(m)	0	0,75	1,25	1,75	2,25	3,25	3,75	4,75	5
poussée (P) totale en (kg)	3960	3465	3135	2805	2175	1815	1485	825	660

- Comme la paroi est sollicitée par un effort de compression sous l'effet de la poussée totale dû au remblai et la surcharge on verifie si le beton suffit pour reprendre ces efforts.

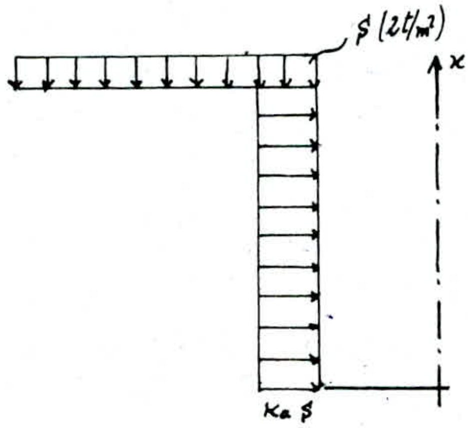
soit

$F_i = P_{m_i} \cdot R \times 1$ l'effort de compression crée dans la paroi par metre lineaire. ($R = 9,91$ m)

$x (m)$	0	0,75	1,25	1,75	2,25	3,25	3,75	4,75	5
P_{mi} (kg)	3960	3465	3135	2805	2475	1815	1485	825	660
F_i	39243,6	34338,15	31067,87	27797,5	24527,20	17986,6	14716,30	8175,70	6540,60
$\sigma_{b_i} = \frac{F_i}{100e}$ kg/cm²	18	15	14	13	11	8	7	4	3

toutes les contraintes sont verifiées.

Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge de $2t/m^2$ sur le terre plein autour du reservoir
ce moment sera designe par M_s.
pour ce calcul on envisage deux cas :
a/ la poussée dûe à la surcharge est repartie uniformement sur la paroi du reservoir sa valeur est de $p = K_a\,\$$ constante le long de la paroi



on reprend l'equation generale de flexion des cylindres circulaires chargés symetriquement par rapport à leurs axes longitudinaux lorsque l'epaisseur de la paroi est constante.

$$\frac{d^4 z}{dx^4} + 4\beta^4 z = \frac{p}{D} \quad \ldots\ldots(1)$$

avec $p = K_a\,\$ = cte$ $\qquad$ $\beta = 0.88605$ calculé precedement

$D = \dfrac{Eh^3}{12(1-\sigma^2)}$ $\qquad$ E : module d'elastité du beton

$\sigma = \frac{1}{6}$: coefficient de poisson

La solution generale de l'equation (1) est de la forme

$$z = e^{\beta x}(c_1 \cos\beta x + c_2 \sin\beta x) + (c_3 \cos\beta x + c_4 \sin\beta x) + f(x)$$

$f(x)$: figurant dans la solution generale est une solution particulière de l'equation (1)

dans ce cas $f(x) = -\frac{K_a \, \$ \, r^2}{E \cdot h}$

E, h : ont été definis plus haut

$\$$: surcharge (kg/m^2) $\$ = 2000 \, kg/m^2$.

K_a : coefficient de poussée des terres : $K_a = 0.33$.

r : rayon moyen du reservoir : $r = 9{,}91$ m.

La solution de l'équation (1) avec second membre devient

$$z = e^{\beta x}(c_1 \cos\beta x + c_2 \sin\beta x) + e^{-\beta x}(c_3 \cos\beta x + c_4 \sin\beta x) - \frac{K_a S r^2}{E \cdot h}.$$

les constantes c_1 ; c_2 ; c_3 et c_4 sont determinees à partir des conditions aux limites de la paroi c à d

encastrement de la paroi à la base : le deplacement et la rotation sont nuls

articulation de la paroi ceinture : le moment et le deplacement (z) sont nuls

comme $M_{s_1} = -D \frac{d^2 z}{dx^2}$

alors on aura comme expression finale du moment

$$M_{s_1} = 57{,}54 \left[e^{\beta x}(0.064 \cos\beta x - 0{,}018 \sin\beta x) + e^{-\beta x}(5{,}6 \cos\beta x - 5{,}52 \sin\beta x) \right.$$

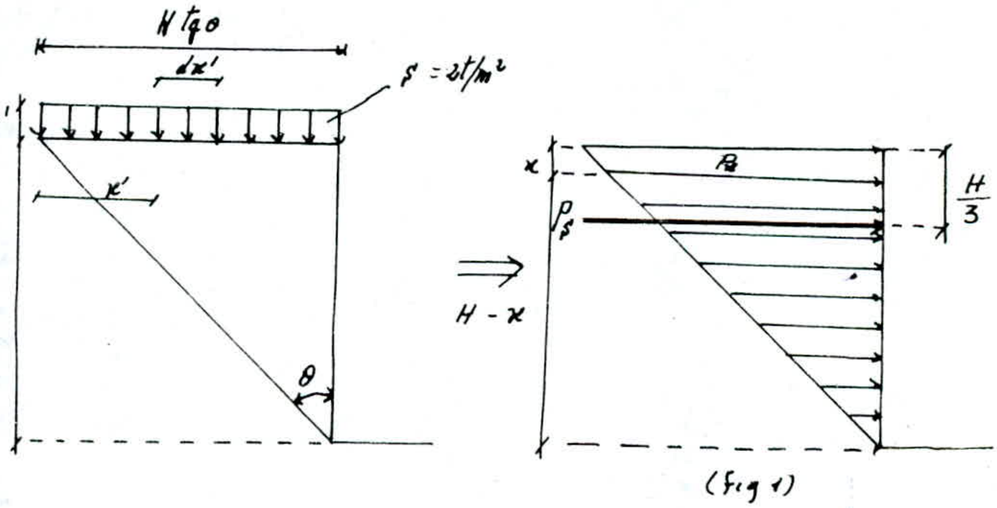
en faisant varier x de 0 à 5 on obtient les valeurs du moment suivantes :

x (m)	0	0.5	1,25	2,25	2,75	3,75	4,25	4,75	5
M_{s_1} (kg m/m)	-326,25	-104,15	43,75	75,95	80,55	108,17	109,32	61	2,87

b/ La poussée créé par la surcharge, est repartie linéairement sur la paroi selon MARCEL REIMBERT et ANDRE REIMBERT

la poussée exercée sur la paroi verticale retenant un massif pulvérulent surchargé uniformément à pour diagramme des composantes horizontales de poussée P_s dûes à la surcharge uniforme s par unité de surface est linéaire avec manifestation de poussée maximale en tête de la paroi et nulle en pied de celle-ci.

Il y a donc inversion du phénomène de poussée, selon qu'il s'agit de l'équilibre interne du massif proprement dit, sous son propre poids ou de la sollicitation extérieure au massif, représentée par la surcharge s il s'ensuit donc que la poussée du massif seule avec résultante au tiers inférieur de la hauteur de la paroi, doit être distinguée de la poussée réactive dûe à la surcharge "s" et dont la résultante est située ainsi que le détermine REIMBERT au tiers supérieur de cette hauteur.



(fig 1)

La surcharge peut etre representée par une hauteur h' de matiere pulverulente rehaussant le massif $\delta = \gamma h'$
une surcharge élémentaire $\gamma h' dx$ provoque une poussée egale à :

$$P_x = \gamma h' dx \, tg^2\theta \, \frac{H tg\theta - x'}{H}$$

la poussée dûe à la surcharge totale :

$$P_\delta = \int_0^{H tg\theta} \gamma h' \, tg^2\theta \, \frac{H tg\theta - x'}{H} \, dx'$$

aprés integration on trouve $P_\delta = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\delta}{\gamma H} tg^4\theta$

par identification de K_a la poussée dûe à la surcharge devient :
resultante total : $P_\delta = K_a \frac{\delta H}{2}$
son point d'application est à $\frac{2H}{3}$ de la base de la paroi.

la poussée en un point x situe sur la paroi comme le montre la (fig 1) est egale à :

$$P_x = \frac{3 P_\delta}{2H} (H - x)$$

pour le calcul du moment flechissant dû à cette repartition de la poussée
on revient à l'integration de l'équation generale de flexion des cylindres charges symetriquement par rapport à leurs axes longitudinaux lorsque l'epaisseur est constante

$$\frac{d^4 z}{dx^4} + 4\beta^4 z = \frac{P}{D} \quad \dots \text{(1)}$$

avec $P = P_x = \frac{3 P_\delta}{2H} (H - x)$

Comme precedement la solution generale de l'equation (1) avec second membre elle est de la forme :

$$z = e^{\beta x}[c_1 \cos\beta x + c_2 \sin\beta x] + e^{-\beta x}[c_3 \cos\beta x + \sin\beta x] + f(x)$$

$f(x)$ est une solution particulière egale à :

$$f(x) = \frac{\frac{3P_s}{2H}(H-x)\, r^2}{E h}$$

avec P_s : resultante de la poussée

les autres parametres sont determines precedement

$P_s = K_a \frac{\delta H}{2}$ $\qquad P_s = 1650\ kg$

ce qui fait

$$f(x) = 0,5491.10^{-4}(H-x)$$

à partir des conditions aux limites deja citées on determine c_1, c_2, c_3 et c_4

comme

$$M_{s_1} = -D \frac{d^2 z}{dx^2}$$

son expression finale est la suivante :

$$M_{s_1} = 57,54\left[e^{\beta x}(0,005\cos\beta x + 0,001\sin\beta x) + e^{-\beta x}(27,455 \sin\beta x - 26,840 \cos\beta x)\right]$$

en faisant varie x de 0 à 5 on obtient les valeurs de $M_{s_1}(x)$ ci dessous :

$x(m)$	0	0.5	1,25	2,25	2,75	3,75	4,25	4,75	5
M_{s_1} (kgm/ml)	-1500	-462	237	283	195	53	33	3	1

Calcul des aciers longitudinaux

on divise la paroi cylindrique en tranche annulaire, chaque tranche est soumise a un effort normal N (qui varie avec la hauteur du reservoir) et un moment de flexion M du à la poussée exterieur ou interieur de l'eau selon le cas defavorable cette section est calculée en flexion composée:

le calcul des armatures se fera selon la methode de Pierre CHARON :

elle nous permet de determiner la section d'acier en fonction des coefficient (μ, K, ε) donnés le tableau 5 p 287

soit $e = \frac{M}{N} > \frac{h_t}{6} \longrightarrow M_f = M + N\left(\frac{h_t}{2} - d\right)$

$$\mu = \frac{15\, M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} \longrightarrow \begin{cases} K \\ \varepsilon \end{cases}$$

le calcul de ces armatures se fera par metre lineaire.

pour la verification de la section d'acier on procedra de la façon :

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} \quad \text{qui sera comparer à } \bar{\sigma}_b'$$

verification à la fissuration :

on doit verifier la condition :

$$\bar{\sigma}_a \leq \begin{cases} 2/3\, \sigma_{en} \\ \max(\sigma_1 ; \sigma_2) \end{cases}$$

σ_1 et σ_2 ont été deja calculées dans le chapitre caracteristique des materiaux.

Le tableau suivant donne l'ensemble des efforts (M et N) sur la paroi tandis que pour l'effort tranchant les valeurs ne figurent pas sur le tableau "ils sont de moindre importance" pour le calcul.

x(m)	M_e (t.m/m)	1,2 M_e	$M_t = K_a \frac{\gamma_t}{\gamma} M_e$	M_{s_1} (t.m/m)	M_{s_2} (t.m/m)	1,2 M_{s_2}	$M = M_t + 1,2 M_{s_2}$	N (t/m)
0	2,48	2,976	-1,637	-0,326	-1,50	1,80	3,437	9,11
0.5	0,56	0,672	-0,370	-0,104	-0,460	0,552	0,922	8,47
1,25	0,545	0,654	-0,360	0,044	0,230	0,276	0,636	7,51
2,25	-0,594	-0,713	0,392	0,075	0,280	0,336	0,728	6,23
2,75	-0,371	-0,445	0,245	0,080	0,195	0,234	0,479	5,59
3,75	-0,123	-0,148	0,081	0,108	0,053	0,064	0,145	4,31
4,25	0,05	0,06	-0,033	0,101	0,033	0,040	0,073	3,67
4,50	0,025	0,03	-0,016	0.062	0,019	0,023	0,040	3,35
4,75	0	0	0	0,061	0,003	0,004	0,004	3,03
5	0,026	0,031	-0,017	0,002	0,001	0,001	0.018	2,71

Ferraillage longitudinale de la paroi

x(m)	1,2 M_e (t.m/m)	M (t.m/m)	N (t/ml)	A" choisie côté extérieur de la paroi	A" choisie côté intérieur de la paroi	σ'_b (kg/cm²)	σ_a
0	2,976	3,437	9,11	5T16/ml	5T16/ml	60	1870
0.5	0,672	0,922	8,47	5T16/ml	5T16/ml	–	–
1,25	0,654	0,636	7,51	5T16/ml	5T16/ml	–	–
2,25	0,713	0,728	6,23	5T12/ml	5T12/ml	–	–
2,75	0,445	0,479	5,59	"	"	–	–
3,75	0,147	0,145	4,31	"	"	–	–
4,25	0,06	0,073	3,67	"	"	–	–
4,50	0.03	0,040	3,35	"	"	–	–
4,75	0	0,004	3,03	"	"	–	–
5	0,031	0,018	2,71	"	"	–	–

Etude hydrodynamique

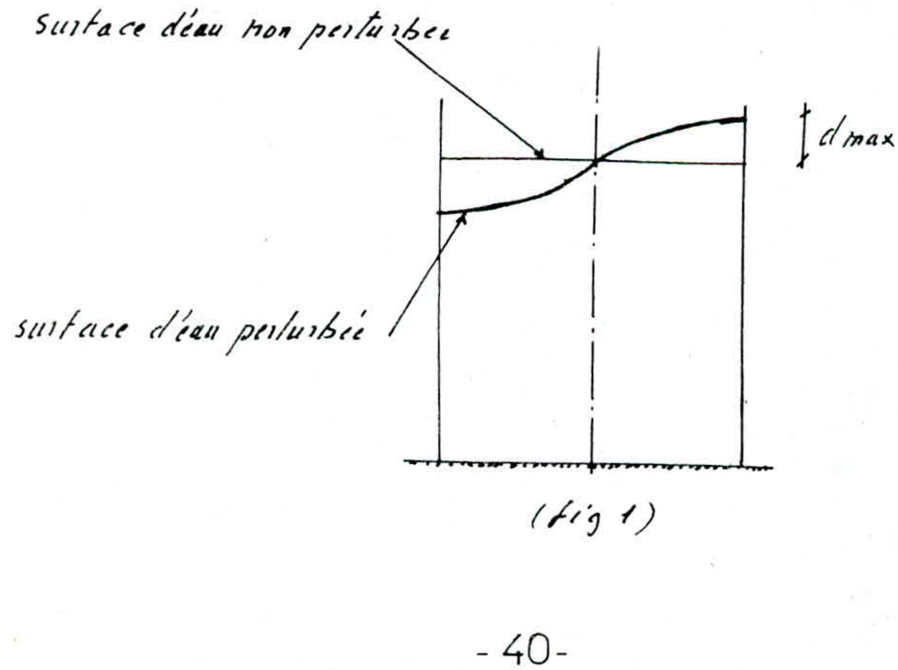
1/ EFFET hydrodynamique

1.1 Introduction :

Le Probleme que pose les lois de l'hydrodynamique dans la conception sismique des installations comme les reservoirs se compose essentiellement de deux parties l'une l'effet du fluide sur la vibration des structures immergees dans un fluide confine, la seconde partie du probleme est l'effet du fluide animé d'un effet de vague sous la reaction du reservoir c'est ce que nous allons etudier ici.
Lors de l'ebranlement de la structure sous l'effet d'une impulsion l'eau ne se comporte pas comme rigidement liee à la cuve, mais une partie de l'eau oscille independemment de la vibration du reservoir.

1.2 Concepts fondamentaux

Il est possible de decrire le comportement general du fluide vibrant d'apres les resultats experimentaux et analytiques. Le fluide que contient le reservoir se repartit en gros en deux zones (fig 1)



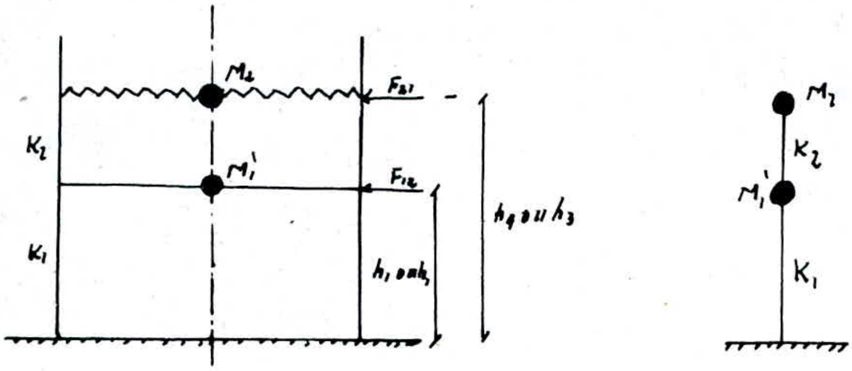
(fig 1)

La zone interieur du fluide represente une masse soumise à des contraintes qui tend à se deplacer comme un corps rigide en suivant les mouvements du reservoir.
La zone superieur du fluide represente une masse qui tend à se deplacer avec un mouvement de vague.
Pour les reservoirs de faible hauteur ($\frac{H}{r} < 1,5$) la plus grande partie de l'eau tend à se deplacer avec le reservoir.
Nous presenterons ici une procedure de cette étude hydrodynamique.

1.3 METHODE de calcul approche d'aprés HOUSNER

Cette methode aboutit à des expressions relativement simple.
L'action du liquide est decomposee en deux actions, passive provoquant des efforts d'impulsions et une autre action active provoquant des efforts d'oscillation.
- Les efforts d'impulsion proviennent de ce qu'une partie de la masse de l'eau dite masse passive reagit par inertie à la translation des parois du reservoir.

Son systeme mecanique équivalent est obtenu en considerant une masse M_1 liee rigidement au reservoir à une hauteur h_2 telle qu'elle exerce sur la paroi les mêmes effets horizontaux que la masse d'eau equivalente.
Quant aux efforts d'oscillation ils proviennent de ce qu'une autre partie de la masse de l'eau dite masse active se met en mouvement d'oscillation sous l'action du seisme son equivalent mecanique s'obtient en considerant une masse M_2 appliquee au niveau h_2.)
Dans le modele adopte la masse M_2 est reliée à la structure par une tige de même redeur K_2 formant un couplage direct avec M_1 tandis que M_1 est reliee par une tige representant le support de la structure (voir fig 2) et de constant de rappel K_1



(fig 2)

M_2 : masse d'eau oscillante

M_1' : masse d'eau inerte

x : rayon du cylindre.

K_1 : raideur de la structure

K_2 : raideur de couplage.

Sur la "figure 2" est representé le modele dynamique du reservoir c'est un systeme à deux degres de liberte.

$\alpha = \frac{H}{x} = \frac{5}{9,8} = 0,51 < 1,5$ donc c'est reservoir de faible hauteur

soit M_{res} : poids du reservoir au dessus du radier

$M_{res} = 327,66\,t$

1.31 Determination des hauteurs h_i

$h_1 = 10\, C_5 H$

$h_2 = 0,375 H$

$h_3 = 10\, C_7 H$

$h_4 = C_8 H$

Les valeurs des hauteurs h_i sont données en fonction des c_i.
Les c_i sont calculées d'après des abaques des "Règles actuelles d'étude sismique"
Pour un réservoir de forme cylindrique on a les valeurs suivantes

$c_1 = 1,36$ $\qquad$ $c_5 = 0.16$

$c_2 = 1,14$ $\qquad$ $c_6 = 0,66$

$c_3 = 0,57$ $\qquad$ $c_7 = 0.15$

$c_4 = 0.38$ $\qquad$ $c_8 = 0.54$

d'où les valeurs des h_i :

$h_1 = 8\,m$, $h_2 = 1,875$, $h_3 = 7,5$; $h_4 = 2,7\,m$.

Les valeurs des hauteurs h_1, h_2, h_3, h_4 permettent de localiser les forces F_{12} et F_{21}

1.3.2 calcul des masses d'eau :

$M = M'_1 + M_2 = 1500\,t$ masse d'eau.

$$M'_1 = \frac{M\, th(\sqrt{3}\,x/h)}{\sqrt{3}\,x/h} \qquad M'_1 = M\,\frac{th\,3,395}{3,395} = 0,294\,M$$

$M'_1 = 441\,t$

$M_2 = 1059\,t$

M_1 : masse d'eau inerte + la masse du réservoir.

$M_1 = M'_1 + M_{res} \longrightarrow M_1 = 768,66\,t$

soit ω_0 pulsation de la masse oscillante :

$$\omega_0^2 = 1,84\; g/x\; th(1,84\; h/x)$$

$$\omega_0^2 = 1,353\left(\frac{\pi}{s}\right)^2$$

1.3.3 Calcul des raideurs :

soit K_1 la raideur de la structure

$K_1 = \frac{3 E I_x}{h_2^3}$ avec E : module d'elasticite du beton

I_x : moment d'inertie

$E = 21000 \sqrt{\sigma'_j}$ $\sigma'_j = 1,2\,\sigma'_{28}$

$E = 21000 \sqrt{1,2 \times 300 \cdot 10} = 4,025\,10^6\, t/m^2$

$I_x = \frac{\pi}{64}(d_1^4 - d_2^4)$ $I_x = 672,71\ m^4$

d'ou

$$K_1 = \frac{3 \cdot 4,025 \cdot 10^6 \times 672,71}{(1,875)^3} = 12,11 \cdot 10^{11}\ N/m$$

soit K_2 raideur de couplage

$K_2 = M_2 \omega_0^2$ $K_2 = 1,059 \cdot 10^6 \cdot 1,353 = 1,433 \cdot 10^6\ N/m$

La matrice de rigidite du systeme est definie par :

$$K = \begin{vmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{vmatrix}$$

Les termes de cette matrice étant definie par

$K_{11} = K_2 + K_1$ $K_{11} = 12100\,1,4 \cdot 10^6\ N/m.$

$K_{22} = K_2 = 1,433 \cdot 10^6\ N/m$

$K_{12} = K_{21} = -K_2 = -1,433 \cdot 10^6\ N/m$

la resolution de l'equation caracteristique

$\| K - \omega^2 M \| = 0$

donne les pulsations ω_1 et ω_2 en ($rd\ s^{-1}$) suivantes.

$$\omega_{1,2}^2 = \frac{1}{2}\left[\frac{K_{11}}{M_1} + \frac{K_{22}}{M_2} \pm \sqrt{\left(\frac{K_{11}}{M_1} - \frac{K_{22}}{M_2}\right)^2 + 4\,\frac{K_{12}\cdot K_{21}}{M_1 M_2}}\right]$$

$$\omega_1^2 = \frac{1}{2}\left[(14770025 + 1{,}353) - \sqrt{(14770025)^2 + 10{,}1}\right]$$

$$\omega_1^2 = 1{,}353\ (rd/s)^2$$

$$\omega_2^2 = \frac{1}{2}\left[(14770025 + 1{,}353) + \sqrt{(14770025)^2 + (10{,}1)}\right]$$

$$\omega_2^2 = 1{,}61\ 10^5\ rd/s^2$$

premier mode : $\omega_1 = 1{,}163\ rd/s$
deuxieme mode : $\omega_2 = 400{,}78\ rd/s$

1.3.4 Calcul des periodes de vibration

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

a/ première periode : $T_1 = 5{,}4\ s$

b/ deuxieme periode : $T_2 = 0.016\ s$

Remarque

pour le premier mode on a une grande periode ceci est du au mouvement de la masse d'eau active qui est en phase avec l'oscillation.

1.3.5 Calcul des formes propres

a/ premier mode :

$$\phi_{11} = \frac{-K_{12}/M_1}{K_{11}/M_1 - \omega_1^2} \qquad \phi_{11} = 1{,}185.10^{-6}$$

b/ deuxieme mode

$$\phi_{12} = \frac{-K_{12}/M_1}{K_{11}/M_1 - \omega_2^2} \qquad \phi_{12} = \infty$$

1.3.6 Calcul des facteurs de contribution modales

$$\gamma_1 = \frac{M_1 \Phi_{11} + M_2}{M \Phi_{11}^2 + M_2} \simeq \frac{M_2}{M_2} = 1$$

et

$$\gamma_2 = \frac{M_1 \Phi_{12} + M_2}{M_1 \Phi_{12}^2 + M_2} \simeq \frac{\Phi_{12}}{\Phi_{12}^2} \simeq 0$$

1.3.7 Calcul des accelerations

a/ premier mode :

Coefficient d'amortissement $\beta = 10\%$

$T_1 = 5,4\, s$

sol meuble

soit A_1 l'acceleration :

$$A_1 = A\, D\, B/_{0,7} \cdot Q \quad \text{avec}$$

$(A\, D\, \frac{B}{0,7})$: spectre de reponse élasto-plastique des accelerations.

$A \cdot D$: spectre de reponse elastique des acceleration.

A : coefficient d'acceleration de zone " art 3.3.1.1"

$A \Rightarrow \begin{cases} \text{groupe d'usage I} \\ \text{zone II} \end{cases} \Rightarrow A = 0,25$

D : coefficient d'amplification dynamique moyen (Art 3.3.1.2 RPA)
Ce coefficient est fonction de la periode d'oscillation, de la nature du sol et de l'amortissement.

$D = 1$

B : facteur de comportement de la structure (art 3.3.1.3)
$B = 1/3$ exprime la capacite de la structure à entree dans le domaine plastique.

Q : facteur de qualite

exprime le niveau de confiance de la valeur de l'acceleration de domnage A_D que l'on a prise dans le calcul

car $Q = 1 + \Sigma P_q$

ou P_q est la penalite qui depend de l'observation ou non du critere de qualite P_q

on a uniquement le critere :

controle de la qualite de la construction qui n'est pas observe donc

$P_q = 0,1$

d'ou

$$Q = 1 + 0,1 = 1,1$$

on aura donc

$$A_1 = 0,25 \cdot 1 \cdot 1/3 \cdot 1/0,7 \cdot 1,1 = 0,13\, g$$

$$A_1 = 1,28\ m/s^2$$

b/ deuxieme mode

$\beta = 10\%$

$T_2 = 0,016\ s$

sol meuble

$D = 2$ coefficient d amplification dynamique moyen.

l'acceleration A_2 est donnee par

$$A_2 = \frac{A\,D\,Q}{\sqrt{\frac{1,4}{B} - 1}}$$

$A = 0,25$

$D = 2$

$Q = 1,1$

$B = 1/3$

$$A_2 = 3,01\ m/s^2$$

1.3.8 Evaluation des forces sismique de calcul pour chaque mode.

a) Premier mode

$F_{ki} = M_k \gamma_i A_i \phi_{ki}$

i : rang du mode

k : indice de hauteur (position de la force)

$F_{11} = M_1 \gamma_1 A_1 \phi_{11}$

$F_{11} = 0,768 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 1,28 \cdot 1,195 \cdot 10^{-6} = 1,16\ N$

$F_{11} = 1,16\ N$

$F_{21} = M_2 \cdot \gamma_1 \cdot A_1\ \phi_{21}$

$F_{21} = 1,059 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 1,28 = 1,36 \cdot 10^6\ N$

b) deuxieme mode :

de la même façon que pour le mode 1

$F_{12} = M_1 \gamma_2 \cdot A_2 \phi_{12} = M_1 A_2$ car $\gamma_2 \phi_{12} \simeq 1$

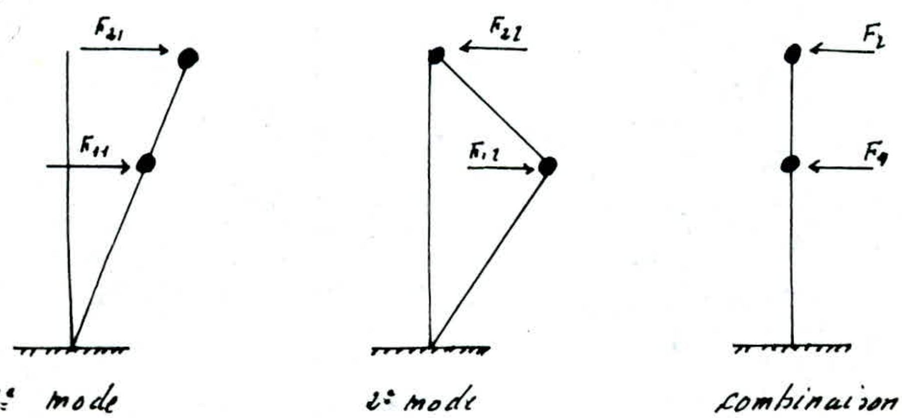
$F_{12} = 0,768 \cdot 10^6 \times 3,01 = 2,31 \cdot 10^6\ N$

$F_{12} = 2,31 \cdot 10^6\ N$

$F_{22} = M_2\ \gamma_2\ A_2\ \phi_{22}$

$F_{22} = 0$

d'où la modelisation de la structure :



- Combinaison des effets

$$F_1 = \sqrt{F_{11}^2 + F_{12}^2} = \sqrt{\overline{1{,}24}^2 + \overline{2{,}31 \cdot 10^6}^2}$$

$$F_1 = 2{,}31 \cdot 10^6 \ N$$

$$F_2 = \sqrt{F_{21}^2 + F_{22}^2} = \sqrt{\overline{1{,}36 \cdot 10^6}^2 + 0}$$

$$F_2 = 1{,}36 \cdot 10^6 \ N$$

L'effort tranchant à la base est donne par :

$$V_{max} = F_1 + F_2$$

$$V_{max} = (2{,}31 + 1{,}36) \cdot 10^6 N = 3{,}67 \cdot 10^6 N$$

$$V_{max} = 374{,}11 t$$

Le moment de flexion maximal situe juste au dessus de la base

$$M_{fl}^{max} = F_{12} \cdot h_2 + F_{21} \cdot h_4$$

$$h_2 = 1{,}875 \ m$$

$$h_4 = 2{,}7 \ m$$

$$M_{fl}^{max} = 2{,}31 \cdot 10^6 \cdot 1{,}875 + 1{,}36 \cdot 10^6 \cdot 2{,}7$$

$$M_{fl}^{max} = 8{,}00325 \cdot 10^6 N \cdot m \longrightarrow M_{fl}^{max} = 815{,}825 \ t.m$$

Le moment de renversement maximal :

$$M_r^{max} = F_{12} \cdot h_1 + F_{21} \cdot h_3$$

$$h_1 = 8 \ m$$

$$h_3 = 7{,}5 \ m$$

$$M_r^{max} = 2{,}31 \cdot 10^6 \times 8 + 1{,}36 \cdot 10^6 \cdot 7{,}5$$

$$M_r^{max} = 28{,}68 \cdot 10^6 \cdot N.m = 2923{,}55 \ t.m.$$

1.3.9 Calcul du deplacement maximal de l'eau

a/ premier mode

soit d_{1max} le deplacement maximal correspondant au premier mode d'après : "Les regles actuelles d'étude sismique"

d_{1max} est donné par :

$$d_{1max} = \frac{C_3 X}{1/Q - 1} \qquad \text{avec} \quad Q = A_1 (1 - \Phi_{11}) C_2$$

A partir des abaques on peut avoir

$C_3 = 0{,}57$ $\qquad C_2 = 1{,}14$

X = rayon du reservoir

$A_1 = 0{,}13\,g$ acceleration

Φ_{11} : forme propre

$$Q = 0{,}13\,g\,(1 - 1{,}185 \cdot 10^{-6}) \cdot 1{,}14$$

$$Q = 0{,}14$$

$$d_{1max} = \frac{0{,}57 \cdot 9{,}8}{1/0{,}14 - 1} \Rightarrow d_{1max} = 0{,}91\,m.$$

b/ deuxieme mode :

soit d_{2max} le deplacement maximal correspondant au deuxieme mode

ce deplacement est donne d'apres "R.A.E.S" document du CTC par la relation

$$d_{2max} = \frac{1}{\omega_2^2} A_2 \cdot \gamma_2 (1 - \Phi_{12}) C_2$$

les parametres ω_2, A_2, γ_1, Φ_1 et la constante C_2 sont definis precedement.

avec la pulsation $\omega_2^2 = 147700\ell,5\ (rd/s)^2$

l'acceleration $A_2 = 0,307g$

Le facteur de contribution modale : γ_2

apres determination de ces parametres on peut avoir

$$d_{2max} = 0$$

d'ou la combinaison suivante

$$d_{max} = \sqrt{d_{1max}^2 + d_{2max}^2}$$

$d_{max} = 0,91\ m$.

-**Conclusion** :

Il faut noter que le modele dynamique est un systeme à 2 degres de liberte, le second mode contribue en generale fort peut à l'effet de vague du liquide, c'est à dire $d_{2max} = 0$ et $F_{22} \ll F_{21}$

En consequence, la periode du second mode T_2 peut etre calculée approximativement en envisageant un systeme à un seul degre de liberte.

Là encore le premier mode implique presque entierement l'effet de vague du liquide.

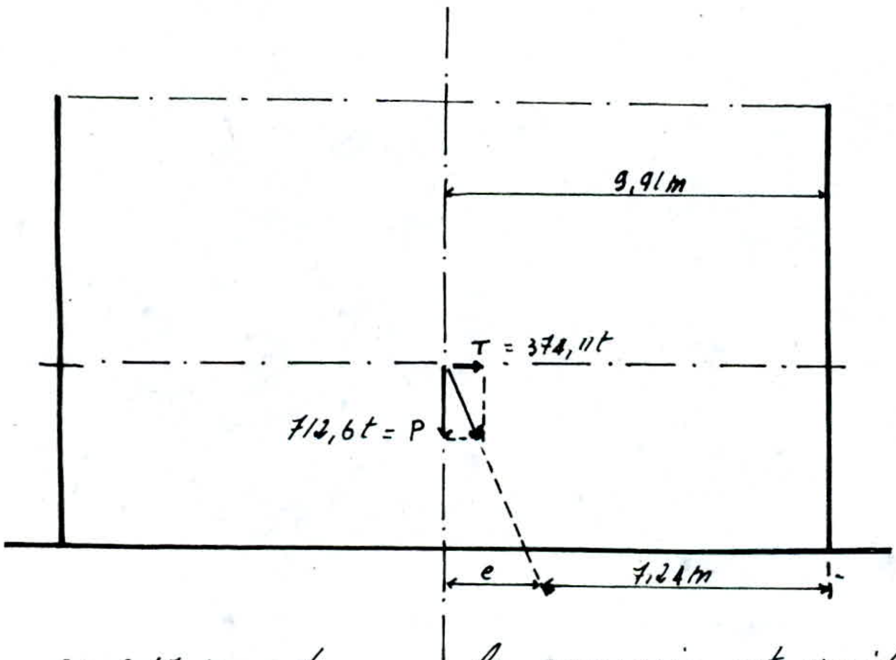
Les équations presentées dans cette etude permettent d'effectuer une analyse dynamique faisant intervenir les effets des lois de l'hydrodynamique l'experience à montree que l'on ne peut negliger l'effet de vague si l'on ne prevoit pas une hauteur libre suffisante pour amortir l'effet de vague calcule.

a/ vérification de la stabilité

pour que la stabilité de l'ensemble de la construction soit assurée, il est necessaire que la resultante des forces dues aux poids propre et à l'effort tranchant du au seisme tombe dans le tiers central de la distance "d" diametre du reservoir.
l'hypothese la plus defavorable à envisager sera celle du reservoir vide soumis à l'effet du seisme

P : Poids du reservoir vide.

T : effort tranchant du au seisme.



$e = 2,67\ m < \frac{d}{6}$ le reservoir est verifier à la stabilite.

b/ vérification de la section d'encastrement paroi - radier.
selon l'article 4.3.2.2 du RPA 81 version 83
La vérification de la résistance aux sollicitations d'effort tranchant doit être effectuée avec

$\bar{T}$ = 1,4 fois l'effort tranchant de calcul.

$\bar{\tau} = 0,12\ \sigma'_{28}$

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

l'effort tranchant de calcul $T = 374,10\,t$

$$\tau_b = \frac{1,4\,T}{S} \qquad S = \frac{\pi}{4}(D^2 - d^2)$$

D : diamètre extérieur du réservoir.

d : diamètre intérieur du réservoir au niveau du gousset

$S = 25,89\ m^2$

$\tau_b = 20,23\ t/m^2$

$\bar{\tau}_b = 0,12 \cdot 300 = 36$ bars

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

vérification des armatures de répartition au niveau de l'encastrement :

$$\sigma_{at} = \frac{1,4\,T}{z\,A_t}$$

S_A : section des armatures.

on dispose de 10T16 $\rightarrow A_t = 20,10\ cm^2$.

$A_t = S'_A = 2\pi R (A/ml)$

$S'_A = 2\pi \times 991 \times 20,1 = 125200\ cm^2$

$\sigma_{at} = 1570\ kg/cm^2$

Nous considérons un anneau circulaire situé au niveau du radier soumis à un effort normal p :

p = poids propre de la paroi + coupole ceinture et surcharge et un moment de flexion dû au séisme

Un calcul de la section annulaire en flexion Composée, nous conduit à calculer les contraintes σ_1 et σ_2 produisent dans la paroi, ces contraintes seront comparées aux contraintes admissibles soit

S = section de l'anneau $= \pi(\bar{R}_1^2 - \bar{R}_2^2)$

tel que R_1 = rayon extérieur du reservoir.

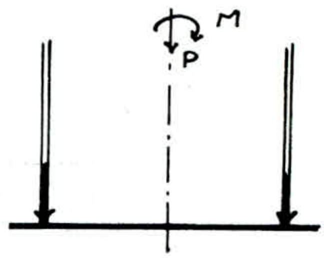
R_2 : rayon interne du reservoir.

$S = 13,7\ m^2$

Moment d'inertie de la section : $J = \frac{\pi}{64}(D^4 - d^4)$

$J = 672,8\ m^4$

$W = \frac{J}{R} \rightarrow W = 67,15\ m^3$



$\sigma_{12} = \frac{P}{S} \pm \frac{M}{W}$ $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 4,4\ kg/cm^2 \\ \sigma_2 = 2\ kg/cm^2 \end{array} \right.$

σ_1 et σ_2 sont admissibles.

$M = 815,825$ t.m.

$P = 436,60$ t.m.

Nous avons une section entierement comprimée, les contraintes σ_1 et σ_2 sont inferieur à la contrainte admissible $\bar{\sigma}_b'$.

L'armature et la section du beton choisies sont largement suffisante pour reprendre les efforts des deux genres de sollicitations.

Etude du radier

Il y a deux types principaux de radiers :

- radier repartisseur de charge du fait de la faible capacite portante du sol.
- radier formant un cuvelage etanche dans le cas de sous sol innondable le radier doit donc assurer le passage des charges determinées à l'avance, dans le sol, Il est plus ou moins defavorable par rapport au sol sous jacent.

L'étude du radier est difficile, cette difficulté reside dans la determination du diagramme approche des reactions du sol car cela depend des coefficients d'elasticite relatifs de la structure du radier et du sol.

Pour cela on choisit un diagramme des reactions du sol le plus souvent lineaire et uniforme.

En s'assurant de la rigidite du radier et en verifiant que les elements de reductions associes à ce diagramme redonne bien l'aplomb de chaque point porteur, une reaction d'intensite egale et de sens opposé à la charge provenant de la superstructure on realise cela en utilisant la "methode des planchers"

un radier se presente comme un plancher renverse soumis au diagramme des reactions du sol diminue du poids propre du radier.

Deux cas de charges à considerer:

Reservoir vide

Dans ce cas le radier est soumis à la reaction du sol diminue de son poids propre, les parois du reservoir representant des points d'appuis.
en plus il faut tenir compte du Moment M de la poussée des terres et surcharge sur le terre plein, au bord du radier.

Reservoir plein:

Dans ce cas le radier est soumis à la reaction du sol diminueé de son poids propre et des surcharges de l'eau.
De meme les parois representent les points d'appuis et en plus il faut tenir compte de la difference des Moments M et Me au bord du radier
Il est evident que le cas de charge le plus defavorable est celui qui corespond au reservoir vide, etudions le reservoir dans ce cas.

pour le calcul du radier considerons le cas le plus defavorable c'a'd "Reservoir vide"

charge sur le radier par unite de surface:

- coupole : $2500 \times 0{,}1 = 250\ kg/m^2$
- Etanchéite : $40\ kg/m^2$

$\Big\}\ p = 290\ kg/m^2$

- surcharge de la neige : $75\ kg/m^2$
- surcharge d'explotation $100\ kg/m^2$

$\Big\}\ q = 175\ kg/m^2$

$$p + q = 465\ kg/m^2.$$

- coupole : $465 \times 341 \cdot 10^{-3} = 158{,}565\,t$

- ceinture : $2400 \times 10^{-4} \times \pi \times 20{,}24 \times 2500 \cdot 10^{-3} = 38{,}15\,t$

- paroi : $0{,}22 \times \pi \times 19{,}82 \times 2500 \times 6 \cdot 10^{-3} = 205{,}5\,t$

- Enduit sur la paroi : $2 \times 0{,}02 \times 2300 \cdot 10^{-3} \cdot 6 \times \pi = 34{,}4\,t$

$$Q\,(\text{total}) = 436{,}61\,t$$

surface du radier :

$$S = \frac{\pi D^2}{4}$$

D : étant le diamètre extérieur du radier $D = 20{,}64$ m.

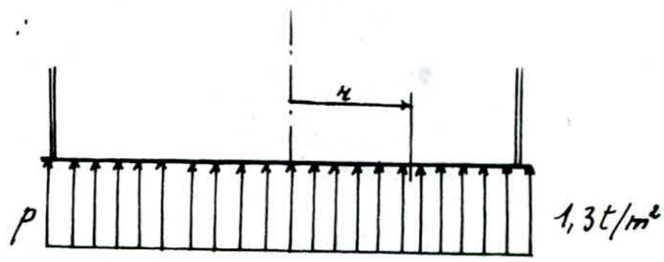
$$S = 334{,}6\ m^2$$

si la réaction du sol est uniforme on obtient une sous pression

$$P = \frac{Q}{S}$$

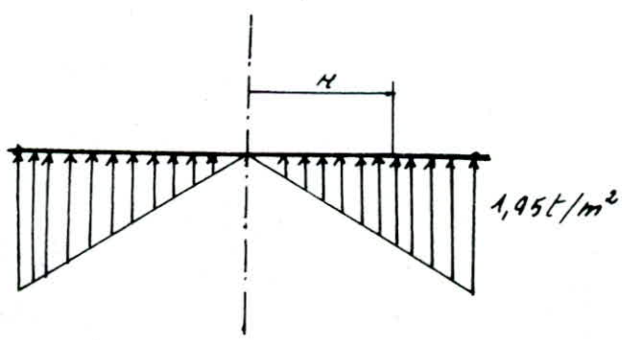
$$P = \frac{436{,}61}{334{,}6} = 1{,}3\,t/m^2.$$

dont le diagramme :



pour le calcul nous avons opté pour une répartition triangulaire, nul au centre du radier est maximum au bord de ce dernier.

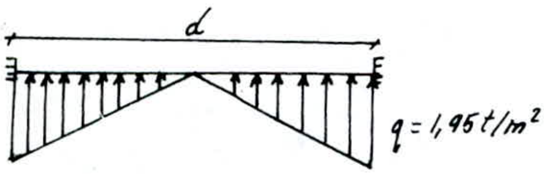
c à d $q = 0$ $r = 0$ $q = 1{,}5P$ au bord du radier $(r = R)$



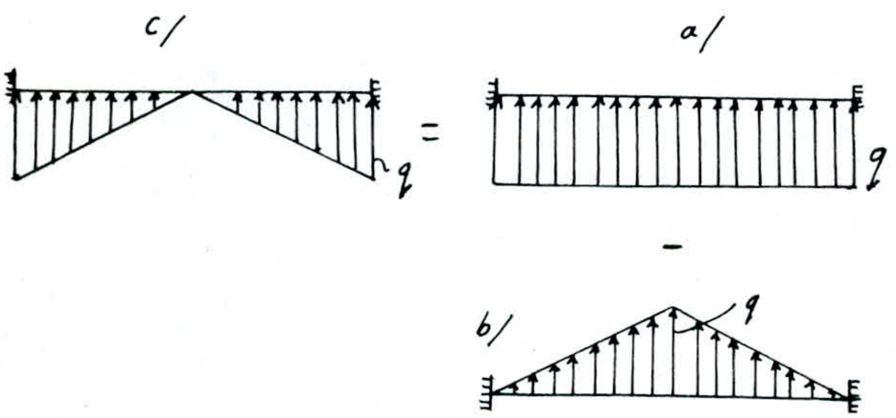
Calcul des efforts dans le radier :
on envisage pour le calcul des moments dans le radier deux cas :
premierement le radier est parfaitement encastré.
deuxiement le radier est simplement appuye sur la paroi.

on etudie les deux cas separement et ensuite on prendra les moments les plus defavorable, pour le calcul du ferraillage.

1/ radier parfaitement encastre :



selon le principe de supperposition ce cas est equivalent au deux cas de charge suivant :



Les tables pour le calcul des dalles de R. BARRES donnent pour chaque cas de charge les efforts correspondants.

on traite ces cas de charges cas par cas puis par supperposition on deduit les efforts pour le cas c/

Cas a/

$$M_r^a = (\text{moment radiale}) = \frac{qa^2}{16}\left[(1+\mu) - (3+\mu)\rho^2\right]$$

$$M_\varphi^a = (\text{moment tangentiel}) = \frac{qa^2}{16}\left[(1+\mu) - (1+3\mu)\rho^2\right]$$

dans ces formules:

a : rayon de la dalle

r, φ : coordonnées polaire d'un point de la dalle (l'origine étant le centre de la dalle).

$\rho = \frac{r}{a}$ distance relative du point étudier.

μ : coefficient de poisson,

$\mu = 0,15$ pour beton armé.

M_r : est donne par unite de longueur du cercle.

M_φ : est donne par unite de longueur du diametre.

Calcul de M_r^a et M_φ^a au centre du radier:

$r = 0$ $\qquad a = 9,91$ m.

$\rho = \frac{r}{a} \Rightarrow \rho = 0$

ce qui donne:

$$M_r^a = M_\varphi^a = \frac{qa^2}{16}(1+\mu)$$

$$M_r^a = M_\varphi^a = \frac{1,95 \cdot \overline{9,91}^2}{16}(1+0,15)$$

$$M_r^a = M_\varphi^a = 13,76 \text{ t.m/ml}$$

au bord du radier :

$r = a$

$\rho = 1$

$$M_r^a = -\frac{q a^2}{8} \qquad M_r^a = -\frac{1,95 \cdot \overline{9,91}^2}{8} = -23,94\ t.m/ml.$$

$$M_\varphi^a = -\frac{\mu q a^2}{8} \qquad M_\varphi^a = \frac{-0,15 \cdot \overline{9,91}^2\ 1,95}{8} = -3,59\ t.m.$$

cas de la charge triangulaire :

les definitions des paramètres precedentes restent valables.

\- cas de charge b/

$$M_r^b = \frac{q a^2}{720}\left[29(1+\mu) - 45(3+\mu)\rho^2 + 16(4+\mu)\rho^3\right]$$

$$M_\varphi^b = \frac{q a^2}{720}\left[29(1+\mu) - 45(1+3\mu)\rho^2 + 16(1+4\mu)\rho^3\right]$$

au centre du radier :

$r = 0$

$\rho = 0$

$$M_r^b = M_\varphi^b = \frac{29\, q\, a^2\, (1+\mu)}{720}$$

$$M_r^b = M_\varphi^b = \frac{q a^2}{21,59} = \frac{1,95 \cdot \overline{9,91}^2}{21,59} = 8,87\ t.m$$

au bord du radier :

$r = a$

$\rho = 1$

$$M_r^b = \frac{-q a^2}{17,143} \qquad M_r^b = \frac{-1,95 \cdot \overline{9,91}^2}{17,143} = -11,17\ t.m.$$

$$M_\varphi^b = \frac{-42\mu\, q a^2}{720} \qquad M_\varphi^b = \frac{-42 \cdot 0,15 \cdot 1,95 \cdot \overline{9,91}^2}{720} = -1,67\ t.m.$$

Finalement par supperposition des deux cas a/ et b/ on obtient :

au centre du radier :

$$M_\varphi^c = M_r^c = M_\varphi^a - M_\varphi^b = M_r^a - M_r^b$$

$$M_\varphi^c = M_r^c = 13,76 - 8,87 = 4,89\,t.m.$$

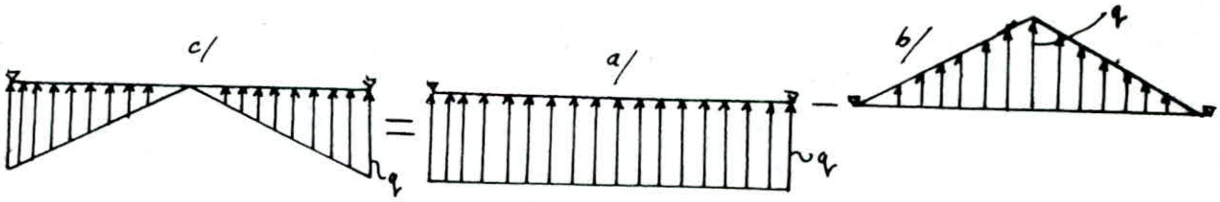
au bord du radier :

$M_r^c = M_r^a - M_r^b$ $\qquad M_r^c = 11,17 - 23,94 = -12,77\,t.m.$

$M_\varphi^c = M_\varphi^a - M_\varphi^b$ $\qquad M_\varphi^c = -3,59 - 1,67 = -1,92\,t.m.$

2/ Radier simplement appuye sur la paroi.

on represente ce cas par le shema de calcul suivant :



on procede comme precedement on calcul pour chaque cas de charge M_r et M_φ puis par supperposition on obtient M_r^c et M_φ^c.

charge uniformement repartie cas a/

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

$$M_\varphi^a = \frac{q a^2}{16}\left[(3+\mu) - (1+3\mu)\rho^2\right]$$

au centre du radier :

$r = 0$

$\rho = 0$

$$M_r^a = M_\varphi^a = \frac{q a^2}{16}(3+\mu)$$

$$M_r^a = M_\varphi^a = \frac{1,95 \cdot \overline{9,91}^2}{16} \cdot 3,15 = 37,70\,t.m$$

Au bord du radier :

$r = a$

$\rho = 1$

$M_r^a = 0$

$M_\varphi^a = \frac{q a^2}{8}(1-\mu)$ $\qquad M_\varphi^a = \frac{1,95 \cdot \overline{9,91}^2 \times 0,85}{8} = 20,34 \text{ t.m}$

charge triangulaire : cas b/

$$M_r^b = \frac{q a^2}{720}\left[71 + 29\mu - 45(3+\mu)\rho^2 + 16(4+\mu)\rho^3\right]$$

$$M_\varphi^b = \frac{q a^2}{720}\left[71 + 29\mu - 45(1+3\mu)\rho^2 + 16(1+4\mu)\rho^3\right]$$

au centre du radier :

$r = 0$

$\rho = 0$ $\qquad M_r^b = M_\varphi^b = \frac{q a^2}{720}(71 + 29\mu)$

$$M_r^b = M_\varphi^b = \frac{1,95 \cdot \overline{9,91}^2 \; (71 + 29 \cdot 0,15)}{720} = 20,02 \text{ t.m.}$$

au bord du radier :

$r = a$

$\rho = 1$ $\qquad M_r^b = 0$

$M_\varphi^b = \frac{q a^2}{17,143}(1-\mu)$ $\qquad M_\varphi^b = 9,5 \text{ t.m.}$

Finalement

Au centre : $M_r^c = M_r^a - M_r^b = M_\varphi^a - M_\varphi^b = M_\varphi^c$

$M_r^c = M_\varphi^c = 37,70 - 20,02 = 17,68 \text{ t.m.}$

au bord du radier

$M_r^c = 0$

$M_\varphi^c = 20,34 - 9,5 = 10,84 \text{ t.m.}$

En tenant compte des moments extérieurs duent à la poussée des terres et de la surcharge on obtient le tableau récapitulatif suivant :

Moments / r (m)	M_r : moment radial (t.m/m)		M_φ : moment tangentiel (t.m/m)	
	au centre du radier $r = 0$	au bord du radier $r = a$	au centre du radier $r = 0$	au bord du radier $r = a$
radier simplement appuyé	14,240	- 3,437	14,240	7,40
radier parfaitement encastré	1,453	-16,21	1,453	- 5,36

Calcul des armatures du radier :

épaisseur du radier $e_1 = 25\,cm$

" du gros béton $e_2 = 10\,cm$

épaisseur de calcul $e_t = e_1 + \frac{e_2}{2}$

on prenons $d = 3\,cm$ comme enrobage du béton.

$e_t = 30\,cm \rightarrow e = 27\,cm$.

r(m)	M(t.m/m)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm²)	A (cm²)	A choisie	espacement entre barres (cm)	σ'_b (kg/cm²)	σ_a (kg/cm²)
r = 0	$M_r = 14,24$	1574	38,29	8 T 25	12,5	97,16	1545
	$M_\varphi = 14,24$	1574	38,29	8 T 25	12,5	97,2	1545
r = a	$M_r = -16,21$	1574	43,6	9 T 25	10	110,06	1498
	$M_\varphi = 7,4$	1704	18,38	6 T 20	15	64,06	960
	$M_\varphi = -5,36$	1704	13,31	5 T 20	20	52,43	1692

Nappe supeneur du radier :

au centre :

8T 25 par metre en cerce

8T 25 par metre par developpement du cercle

au bord

8T25 par metre du developpement du cercle

6T 20 par metre en cerce

Nappe interieur du radier :

au centre :

quadrillage T 12 20 x 20

au bord

5 T 20 en cerces

9 T 25 par developpement du cercle.

Reservoir plein :

a - sollicitation du 1er genre

$N = G + 1{,}2P = 2514{,}03\ t$

$\sigma_s = \dfrac{N}{\pi R^2}$ $\qquad \sigma_s = \dfrac{2514{,}03 \cdot 10^3}{\pi (9{,}91 \cdot 10^2)^2} = 0{,}82 < \bar{\sigma}_s$

b - sollicitation du second genre :

le radier est soumis à un moment de renversement M et un effort normal N qui agissent au niveau de sa base

$M = 2923{,}55\ t.m$.

$N = G + P + P_r + P_e$ $\qquad N = 2214{,}03\ t$

$\sigma_{1,2} = \dfrac{N}{S} \pm \dfrac{Mv}{I}$

$I = \dfrac{\pi D^4}{64}$ $\qquad I = 7917{,}002\ m^4$

$v = \dfrac{D}{2} = R = 10{,}02\ m$

$\sigma_1 = 1{,}08\ kg/cm^2 < 1{,}33\bar{\sigma}_s$

CONCLUSION

on peut dire que cette etude nous a beaucoup aidé dans la mesure où on s'est attaqué à des problemes pas couramment etudiés à savoir le probleme des coupoles et le calcul hydrodynamique.
De plus on s'est un peu ecarté de l'aspect habituel des projets de batiments.

BIBLIOGRAPHIE

- Traité de Béton armé (A. GUERRIN)
- Calcul des plaques (R. BARRES)
- Calcul et vérification des ouvrage en béton armé
  (P. CHARRON)
- polycope de béton III (BELAZOUGUI)
- Règles
  - CCBA 68
  - RPA 81 (version 83)
- Conception et calcul des structures soumises au séisme
  (M^r DAOUDI - RILI - SALHI)
- HERMIT Résistance des MATERIAUX
- Mécanique des sol appliqué (MARCEL et ANDRE Reimbert)
- Document du CTC
  Résumé des règles actuelles d'étude sismique pour les installations de réacteur nucléaire
  Septembre 1967
  (John A BLUME and Associetes, ENGINEERS.)