الجـمـهـوريـة الجـزائـريـة الـديـمقراطية الشعبيـة
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

54/86

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT **Génie civil**

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE ET CONCEPTION D'UN RESERVOIR D'EAU 5000m³

2 PLANCHES

Proposé par :
DHWA

Etudié par :
Mr CHETTAH . S
" MADI - A

Dirigé par :
Mr HAMOUTENE

PROMOTION :

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

Remerciements

Nous tenons vivement à exprimer notre sincère reconnaissance et toute notre gratitude à tous ceux qui ont contribué de pres ou de loin à notre formation.

Nos vifs remerciements aux membres du jury, qui nous fait l'honneur de juger notre travail.

Que notre promoteur Mr HAMOUTENE trouve ici nos vifs remerciements pour ses conseils à chacune de nos entrevues et son aide si efficace.

Nous sommes trés réconnaissants envers :

Mr AMEUR

Mr BELAZOUGUI

Mr SENDJANI

Mr CHAKER

Mr BARAKA

Mr TZINOV.

Mr KIRATI.

DEDICACES

Je dedie ce modeste travail à :

- mes parents, ensigne de reconnaissance pour tous les sacrifices concentis à mon égard.
- mes frères : BOUZID, AISSA, AEK, N.édine et mes soeurs.
- mes amis : Rabie, A.Abdehmane, S. Abderahmane, Brahim Med, Messaoud Med, Jafar et Ali.
- mes professeurs.
- et tous ceux qui aimeraient que ce travail leur soit dedie.

A. MADI.

Je dedie ce modeste travail à :

- mes parents en signe de reconnaissance pour tous les sacrifices concentis à mon égard.
- mes frères et soeurs, ainsi que toute ma famille.
- La mémoire des chouhadas parmis eux mon père et son frère Abdelkader.
- tous ceux à qui cette terre leur est chère.
- mes professeurs
- mes chers amis (es) à qui je dois mes plus doux souvenirs.

S. CHETTAH :

SOMMAIRE

INTRODUCTION

ET

GENERALITES

Généralités.

I.1: Introduction :

Suite à la lettre de commande émanant de la direction de l'hydraulique de la wilaya d'Alger dattée du 8 mai 1984, le laboratoire national des travaux publics (L.N.T.P) a entrepris l'etude du sol pour un réservoir d'eau potable de 5000 m³ au Sahel. Le site du Sahel est situé dans une dépréssion comprise entre la rue de la Fontaine fraiche et la rue Tarik-Ibnou Ziad. D'aprés le rapport du sol donné par le L.N.T.P, nous donnons dans cet ouvrage la conception et l'etude de ce réservoir.

I.1.1: Déf :

Un réservoir est une enveloppe contenant un liquide. Ce liquide est généralement de l'eau, soit potable (réservoir de distribution publiques), soit usé (eau d'égout).

I.1.2: Utilité du réservoir d'eau :

Le réservoir est absolument indispensable pour pouvoir restituer l'eau au moment des heures de pointes, dans le cas des adductions gravitaires qui transitent quotidiennement un débit sensiblement constant. Il est aussi indispensable pour régulariser les variations de la consommation selon les besoins et les periodes. Il doit contenir en tout temps une réserve suffisante et ce pour faire face à une interruption imprevue des installations de refoulement.

De plus il permet de combattre éfficassement les incendiés.

I.1.3: Classification des réservoirs:

Les réservoirs peuvent être classés en fonction des critères differents.

a/. D'aprés la nature des materiaux de construction on distingue: _ Réservoirs metalliques.

- Réservoirs en maçonnerie
- Réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.

b/ D'aprés les situations des lieux, ils peuvent être:

- Enterrés
- Semi-enterés
- Sur élevés, sur tour, ...

c/ D'aprés la forme de la cuve:

- cylindrique
- carrée
- réctangulaire, ...

d/ D'aprés le volume de contenance:

- Grand-réservoir
- Moyen-réservoir
- Petit-réservoir.

e/ D'aprés le liquide contenu:

Eau (potable, usée), vins, hydrocarbures (essences...).

I.1.4: Caractéristiques d'un réservoir :

a/ Resistance :

L'ouvrage doit équilibrer les efforts auxquels il est soumis, poids propre, poids de l'eau, surcharges d'exploitation, éfforts dûs aux vents et au séisme, retrait, fluage,...

b/ Durabilité :

Le materiau qui constitue le réservoir doit réserver toutes ses proprietés initiales et ce pour aprés le contact permanent avec l'eau.

c/ Etanchiété :

Le réservoir doit présenter une etanchiété absolue et parfaite, afin de préserver la cuve contre toute fissures.

I.2: Concéption :

a/. Choix de la forme en plan du réservoir :

La forme en plan d'un réservoir peut être quelconque. Cependant la plus part des temps, les petits réservoirs sont carrés ou réctangulaires, bien que la forme circulaire soit la moins coûteuse pour les deux raisons suivantes:

- A volume et hauteur donnés, donc à surface en plan "S" donnée, le développement de paroi le plus faible conduira au réservoir le moins coûteux.

or le périmetre d'un carré de surface S, est :

$$p = 4.\sqrt{S}$$

, celui d'un cercle est :

$$p' = \sqrt{4\pi . S} = 3.57.\sqrt{S}$$

, celui d'un réctangle de côtés a et $b = K.a$ avec :
$K > 1.00$ est :

$$p'' = \frac{2.(K+1).\sqrt{K}}{K}.\sqrt{S} = \alpha.\sqrt{S}.$$

- soit pour :

K	=	1	2	3	4
α	=	4	4,23	4,61	5,00.

- Les réservoirs sont soumis à la préssion hydraustatique du liquide contenu, et on sait que la figure d'equilibre des préssions radiales uniformes est un cercle.

Un réservoir circulaire ne sera donc soumis qu'a un éffort normal de traction.

- si p est la préssion uniforme, l'effort normal sera :

$$F = p.\frac{d}{2}$$

Mais : $$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = 1,13.\sqrt{S}$$

d'où : $$F = 0.565.p.\sqrt{S}.$$

- Dans un réservoir carré de côté $a = \sqrt{S}$ l'effort normal est :

$$F' = \frac{p.a}{2} = \frac{p.\sqrt{S}}{2} = 0.500.p.\sqrt{S}$$

Il est légèrement plus petit que dans le cas du réservoir circulaire, mais par contre, la paroi sera soumise à un important moment de fléxion :

$$M = \frac{p.a^2}{12} = \frac{p.S}{12}$$

qui nécessitera beaucoup plus de béton et d'acier.

- L'avantage des cuves cylindriques, on doit noter qu'à égalité de contenance, la surface est plus petite, donc les dépenses de revetement des parois seront plus faibles.
- Tandis que la forme réctangulaire ā, en éffet, l'inconvenient d'introduire de grandes déform-ations de fléxion, donc des risques de fuites et de désordres. On pourait certes diminuer cette fléxibilité à l'aide de nervures, mais celles-ci gênent le néttoyage des cuves si elles sont en radier, ou l'evacuation de l'air au remplissage si elles sont en plafond.

• Finalement, on voit bien que le réservoir carré (ou réctangulaire) est beaucoup plus coûteux tant en béton qu'en acier, en coffrage, en étanchéité et en simplicité de construction.

b/. Choix du type de réservoir:

Sera bien entendu, une question d'espèce pour chaque cas. Cependant, à chaque fois que cela sera possible, il sera préférable d'avoir recours au réservoirs enterrés, semi-enterrés ou, au plus, élévation au-dessus du sol avec radier légèrement enterré.

Ces types de réservoirs, les deux premiers principalement, présentent par rapport au réservoir sur tour, les avantages suivants:

1. Economie sur les frais de construction
2. Etude architecturale très simplifiée et moins sujette à critiqués.
3. Étanchéité plus facile à réaliser.
4. conservation à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

Ces types de réservoirs s'imposeront, d'ailleurs dès que la capacité deviendra importante.

Conclusion:

Suite à cette analyse, nous adopterions la forme cylindrique circulaire, type semi-enterré et ce pour des raisons citées ci-dessus.

I.3. Présentation de l'ouvrage:

I.3.1: Caractéristiques du réservoir:

L'ouvrage qui nous a été proposé d'étudier est caractérisé par:

- Sa forme géométrique: cylindrique circulaire.
- Sa capacité: 5000 m^3.
- Sa hauteur utile d'eau: $h = 6,70$ m.
- Son diamètre interieur: $D = 31,00$ m.
- Site: ALGER
- Taux de travail: $\bar{\sigma}_s = 1$ bar.
- Materiaux utilisé: Béton armé.

I.3.2: Déscription du réservoir:

Notre réservoir est composé d'une cuve cylindrique de capacité de 5000 m^3, de diamètre interieur $\tau = 31$ m et de hauteur d'eau: $h = 6,700$ m.
La couverture est assurée par une coupole d'épaisseur "$e = 8$ cm" et de flèche de 3,5 m $(\sim \frac{1}{9} D)$, possedant des Cheminées et une ouverture d'eventuelles réparations. La fondation est assurée par un radier de 70 cm d'épaisseur.

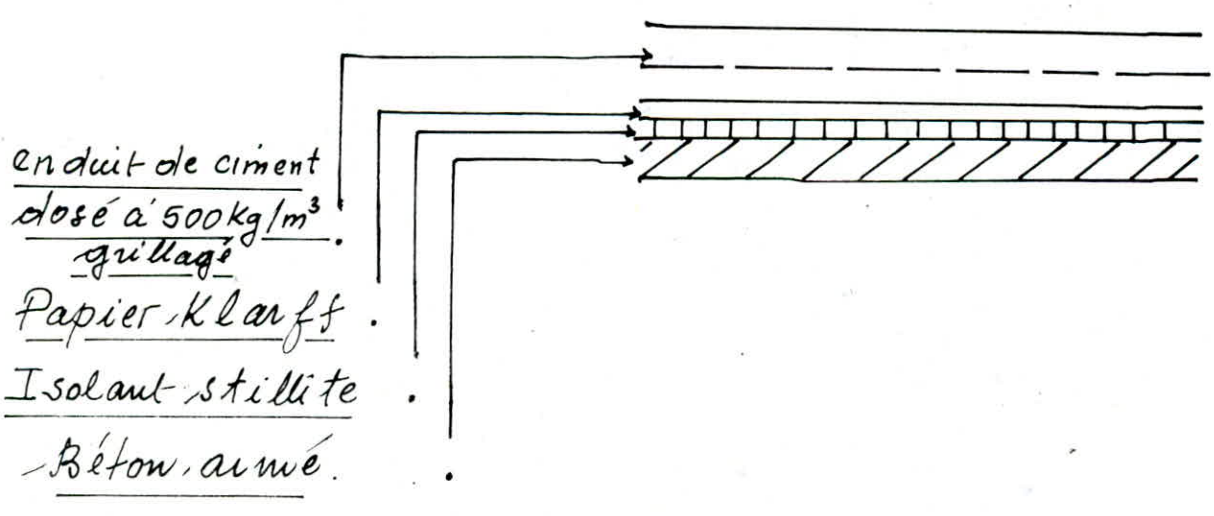
I.3.3: Principe de construction:

- Le réservoir doit être construit en materiaux durables. Il doit être couvert, à l'abri des contaminations, des eaux souterraines d'infiltration,

des pluis et des poussières. Il doit être aéré tout en restant à l'abri du froid et de la chaleur et, de plus, visitable. Il sera bon de prévoir un compartimentage pour faciliter les néttoyages.
Enfin pour éviter les risques de reprise du betonnage, nous utiliserons le coffrage metallique glinant.
Les régles imposées par l'hygiène, nous imposent des revêtements interieurs et exterieurs.

a/. Pour la coupole :

Comme le réservoir sera implanté à Alger, on bénificiera de son climat tempéré, doux, qui ne comporte pas de gronds écarts thermiques. Nous nous contenterons donc d'un revêtement d'étanchiété pour la coupole de couverture comme le montre le detail suivant :



b/. Pour les parois:

L'expérience que dans le cas des grands réservoirs, l'inertie thermique de la masse d'eau d'une part et de la masse du béton d'autre part, sont telles que les variations de températures de l'eau sont relativement faibles de l'été à l'hiver, et que notre réservoir, est semi-enterré donc conserve une température constante de l'eau ainsi emmagasinée et que par suite toute isolation thermique est dans ce cas superflue.

Donc il n'est pas nécessaire de prévoir un système d'isolation thermique.

-par contre pour l'étanchéité on prévoit des enduits pour améliorer l'imperméabilité des parois et de les protéger. Ces enduits seront en mortier de ciment et en deux couches en principe dosé à 500kg/m³ de sable sec sur couche d'accrochage (dosé à 400kg/m³).

- La première couche forme le dégrossi
- La seconde couche forme l'enduit proprement dit.

Remarque:

Il est conseillé d'éviter des ciments de fabrication récente (ciment chauds) dont le retrait serait préjudiciable à l'étanchéité.

CARACTERISTIQUES

DES

MATERIAUX

II- Materiaux utilisés :

1. Bêton :

Nous utiliserons un béton très étanche. pour cela le dosage porté à 400 kg/m³ de C.P.A. 325 avec un controle atténué.

1.1 : contrainte de compréssion admissible : notée : $\bar{\sigma}_b'$

on a : $\bar{\sigma}_b' = f_b' \cdot \sigma_n'$ avec :

- σ_n' = contrainte d'ecrasement du béton (resistance nominale) aprés 28 jours.
- f_b' = coef = fraction de résistance nominale

$f_b' = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon$.

- α : dépent de la classe du ciment utilisé. CPA 325 $\Rightarrow \alpha = 1$
- β : Coefficient tenant compte de l'efficacité du controle excersé sur la qualité du béton mis en oeuvre :
  - $\beta = 5/6$: controle atténué
  - $\beta = 1$: controle stricte.
- γ : dépend des épaisseurs relatives hm, des élements de construction et des dimensions des granulats, cg
  - $\gamma = 1$ si $hm > 4\,cg$
  - $\gamma = \frac{hm}{4cg}$ si $hm \leq 4\,cg$

  $\Rightarrow \gamma = 1$.
- δ : dépent de la nature des sollicitations :
  - compression simple : $\delta = 0{,}3$
  - fléxions simple et composée : $\delta = 0{,}6$, quand N est une traction
    $\delta = 0{,}3\left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right)$ quand N est une compression. N = effort normal.

e_0 : excentricité de la force extérieur par rapport au C.d.g de la section complète du béton seul.

e_1 : rayon vecteur de même signe que e_0 du noyau central.

pour une section annulaire de faible épaisseur, de diamètre moyen D, on aura alors : $e_1 = \frac{D}{4}$.

d'où pour : $0 < e_0 \leq 0.75D$ Nous aurons $\delta = 0,3\left(1 + \frac{1.33 . e_0}{D}\right)$.

pour : $e_0 > 0.75D$ Nous aurons $\delta = 0.60$

- ε : Dépend de la nature de la sollicitation et de la forme de la section. Elle est toujours comprise : $0.5 < \varepsilon \leq 1$.

on prendra : $\varepsilon = 1$ - compression simple et dans tous les autres cas.

En conclusion nous obtiendrons :

a/. Sous - SP1 : 1er genre de sollicitation :

- compression simple : $\overline{\sigma}'_{b_0} = 1 . \frac{5}{6} . 1 . 0,3 . 300 = 75$ bars

- fléxion simple : $\overline{\sigma}'_b = 1 . \frac{5}{6} . 1 . 0,6 . 300 = 150$ bars.

b/ sous SP2 - 2ème genre de sollicitation

- compréssion simple : $\overline{\sigma}'_{b_0} = 1,5 . \overline{\sigma}'_{b_0}(SP1) = 112,5$ b

- fléxion simple : $\overline{\sigma}'_b = 1,5 . \overline{\sigma}'_b(SP1) = 225$ b.

<u>1.2 : Contrainte de traction référence : notée $\overline{\sigma}_b$</u>

on a : $\overline{\sigma}_b = f_b . \sigma'_{28}$, avec : $f_b = \alpha . \beta . \gamma . \theta$ ou

- α, β et γ sont les mêmes coefficients que pour $\overline{\sigma}'_b$

- $\theta = 0,018 + \frac{2.1}{\sigma'_n}$ avec $\sigma'_n = 300$ bars $= \sigma'_{28}$.

$\Rightarrow \theta = 0,018 + \frac{2,1}{300} = 0,025$

finalement on aura : $\overline{\sigma}_b = f_b . \sigma'_{28} = 1 . \frac{5}{6} . 1 . 0,025 . 300 = 6,25$ b

Remarque : 1). Le fait de définir une contrainte de traction de référence n'entraine pas, l'obligation de limiter à cette valeur la contrainte de traction de béton calculée en prenant en considération les sections tendues (B + nA).

2). Etant faible est difficile à représenter, le nouveau texte du cahier des charges applicables à la construction des réservoirs et cuves en béton armé établit en 1966 prévoit une contrainte admissible de traction de béton $\overline{\sigma}_b$ égale au produit du coefficient θ par la contrainte limite de rupture en traction à 28 jours : σ_{28}

$$\overline{\sigma}_b = \theta . \sigma_{28} \quad , \quad \sigma_{28} \leq 22 \text{ bars} \quad , \quad \theta \geq 1$$

$\theta = 1 \Rightarrow$ traction simple , $\theta = 1 + \frac{2e_0}{3h} \Rightarrow$ fléxion composée

$\theta = 5/3 \Rightarrow$ fléxion simple.

Compte tenu du dosage choisis et selon ce reglement nous limitons $\overline{\sigma}_b$ à 22 bars : $\overline{\sigma}_b = 22$ bars.

1.3: Contrainte de cisaillement admissible notée : $\overline{\tau}_b$

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

$$\tau_b \leq 3.5 . \overline{\sigma}_b \quad si \quad \sigma_b' \leq \overline{\sigma}_{b_0}'$$

$$\tau_b \leq \left(4.5 - \frac{\sigma_b'}{\overline{\sigma}_{b_0}'}\right) . \overline{\sigma}_b \quad si \quad \overline{\sigma}_{b_0}' < \sigma_b' \leq 2\overline{\sigma}_{b_0}'.$$

2. ACIERS : Nous utiliserons deux types d'aciers

1. aciers doux Fe24 avec $\sigma_{en} = 2400$ Kg/cm².
2. aciers haute adhérence (tors) FeE40 avec : $\sigma_{en} = 4200 \frac{Kg}{cm^2}$ pour $\phi \leq 20$

$\sigma_{en} = 4000 \frac{Kg}{cm^2}$ pour $\phi > 20$

2.1 : Contrainte admissible de traction notée : $\overline{\sigma}_a$.

En réspectant les conditions de non fissurations éxposées dans le C.C.B.A 68 Art 49.22, la valeur mascimale de la contrainte de traction admissible doit verifier l'inegalité suivante :

$$\bar{\sigma}_a \leqslant \begin{cases} \sigma_{a1} = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \ \text{tq:} \end{cases}$$

- σ_1 : contrainte de fissuration systimatique.
- σ_2 : contrainte de fissuration accidentelle.
- Elements autres que les parois du réservoir (pas en contact avec l'eau)

$$\sigma_1 = \frac{K.\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f}$$

$$\sigma_2 = 2.4\sqrt{\frac{n.K.\bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

- ϕ : diametre nominal de la plus grosse barre tendue.
- η : coefficient de fissuration $\begin{cases} -\eta = 1 \Rightarrow \text{pour les ronds lisses} \\ -\eta = 1.6 \Rightarrow \text{pour les H. adhérences.} \end{cases}$
- K : coefficient dépendant des conséquences de fissuration.

  $K = 0.5.10^6$ (fissuration très préjudiciables).
- $\bar{\omega}_f$: % de fissuration défini par le rapport : A/B_f avec
- A : section total des armatures tendues, - B_f : section du béton tendu ayant même centre de gravité que les armatures tendues.

- Valeur de $\bar{\sigma}_{a1}$: - Pour les aciers doux : $\bar{\sigma}_{a1} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600$ Kg/cm² $= (1570$ bars$)$

  - Pour les aciers H.A : $\bar{\sigma}_{a1} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800$ Kg/cm² $= (2750$ bars$)$.

d'où : $\bar{\sigma}_{a1} = \begin{cases} - 2670 \text{ Kg/cm}^2 \ (2610 \text{ bars}) \ ; \ \phi > 20 \\ - 2800 \text{ Kg/cm}^2 \ (2750 \text{ bars}) \ ; \ \phi \leqslant 20. \end{cases}$

* Dans le tableau suivant on donne les valeurs de $\bar{\sigma}_a$ après comparaison : $(\bar{\sigma}_{a1}, \bar{\sigma}_2)$

$\bar{\sigma}_a$ \ ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
A.dx	1600	1600	1530	1368	1249	1156	1081	967	865	765
A.H.A	2448	2234	1935	1731	1580	1463	1368	1224	1094	967

Remarque : $\sigma_2 > \sigma_1$ en général donc on ne considère que les valeurs de σ_2.

- Pour les parois du réservoir, partie intérieure (élément en contact avec l'eau). Les contraintes σ_1 et σ_2 seront majorées de 300η dans le cas où l'élément est constament en contact avec l'eau, car le gonflement du béton réduit la largeur des fissures et ce pour l'absence du retrait on aura donc :

$$\sigma_1 = \frac{K.n}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} + 300\eta.$$

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

d'où les valeurs de $\bar{\sigma}_a$:

$\bar{\sigma}_a$ \ ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
Adx	1600	1600	1600	1600	1549	1456	1381	1267	1165	1065
A.H.A	2800	2714	2415	2215	2060	1943	1848	1704	1574	1447

2.2 Contrainte admissible de compréssion notée : $\bar{\sigma}_b'$

Dans le cas des pièces soumises à la compréssion simple pour lesquels l'acier utilisé serait tel-que : $\sigma en < 3300\ Kg/cm^2$, la valeur de de la contrainte admissible de compréssion ($\bar{\sigma}_a'$) sera réduite à $2/3 . \sigma en / 3340$:

$$A.H.A : \quad \bar{\sigma}_a' = \frac{2}{3} \cdot \frac{\sigma en}{3340} = \begin{cases} \text{à } 2800\ Kg/cm^2\ (2750\ \text{bars}) \text{ pour } \phi \leq 20 \\ \text{a } 2670\ Kg/cm^2\ (2610\ \text{bars}) \text{ pour } \phi > 20 \end{cases}$$

$$A.dx : \quad \bar{\sigma}_a' = 1150\ Kg/cm^2.$$

2.3 : Contrainte admissible d'adhérence notée : $\bar{\tau}_d$

La contrainte admissible d'adhérence sera donnée suivant deux zones :

- Zone d'ancrage normale : $\bar{\tau}_d = 1,25\,\psi_d^2 . \bar{\sigma}_b$.
- Zone d'ancrage plein masse : $\bar{\tau}_d = 2\,\psi_d^2 . \bar{\sigma}_b$.

Avec: $\psi_d = \begin{cases} 1 : \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ \frac{1,6}{\sqrt{2}} \cdot \eta_r : \text{pour les aciers : H. A.} \end{cases}$

ψ_d = coefficient de scellement droit.

η_r = Valeur du coefficient de scellement égale à $\sqrt{2}$.

Les valeurs de $\overline{\tau}_d$ seront dans le tableau ci-dessous:

$\overline{\tau}_d$: Kg/cm² / Aciers		Z.A. NORMALE	Z.A.P. MASSE
Adx		7,81	12,50
A.H.A		28,12	12,50

<u>2.4: Recouvrement des armatures droites et longueur de scellement:</u>

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

on a: $l_r = \begin{cases} -l_d \quad \text{si } d \leq 5\phi \\ -l_d + d \quad \text{si } d > 5\phi \end{cases}$ ou

d = distance entre-axe des barres.

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

$$l_d = \begin{cases} -\dfrac{\phi}{4} \cdot \dfrac{\overline{\sigma}_a}{\overline{\tau}_d} & \text{en traction} \\[2ex] -\dfrac{\phi}{4} \cdot \dfrac{\overline{\sigma}'_a}{\overline{\tau}_d} & \text{en Compression} \end{cases}$$

ou: ϕ : Le diamètre nominale de la barre.

- Théorie de la membrane:

Introduction:

Dans le calcul des constructions de génie civil de toute nature, on cherche à simplifier les solides à trois dimensions avec lesquels on a toujours affaire, au moyen d'une idéalisation qui rend possible d'avoir un aperçu de l'essentiel de l'état de leur contraintes. Les poutres et les piliers, et essentiellement tout ce que l'on peut constituer à partir de profilés, peuvent, de point de vue de leur fonctionnement statique, être décrit au moyen de la fiction d'une ligne, donc les déformations élastiques (allongement, variation de courbure, torsion) et la grandeur de certaines forces sont proportionnels aux forces élastiques appliquées dans les sections (forces longitudinales, Moment fléchissant, moment de torsion).

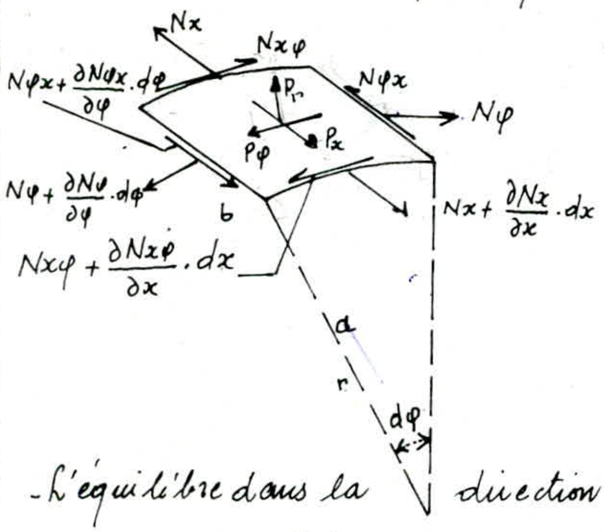
La paroi d'un réservoir, la membrane d'un baromètre anéroïde, l'enveloppe d'un ballon, sont des éléments de construction qui ne se laissent representer par des lignes. Le desire d'y suivre le jeu des forces conduit à la representation par des solides continus à deux dimensions, par des surfaces materialisées qui puissent supporter des forces et subir des déformations, ce qui se traduit par une certaine loi d'élasticité. on les appelles des surfaces porteuses et dont les surfaces courbes sont appellées coque.

A partir de la théorie de la membranes pour les coques cylindriques dans son ouvrage intitulé : Théorie des plaques et coques.

FLÜGGE est arriver à étudier l'equilibre d'une coque soumise à des préssions éxterieures, et ce à partir des déplacements des.../...

...des éléments de coque.

- Soit l'élément de coque représenté par la figure ci-dessous :



coordonnées et forces élastiques de la coque cylindrique.

- L'équilibre dans la direction des x, exige que :

① .... $\frac{\partial N_x}{\partial x}.dx.r.d\varphi+\frac{\partial N_{\varphi x}}{\partial \varphi}.d\varphi.dx+p_x.dx.r.d\varphi=0.$

- Les forces dirigées suivant la tangente à la section normale fournissent l'équation :

② .... $\frac{\partial N_\varphi}{\partial \varphi}d\varphi dx+\frac{\partial N_{x\varphi}}{\partial x}dx\,r\,d\varphi+p_\varphi dx\,r\,d\varphi=0.$

- Dans la direction normale de la coque, n'agit, en dehors de la composante : $p_r dx\,d\varphi$ de la charge, que la résultante $N_\varphi dx\,d\varphi$ des deux forces longitudinales $N_\varphi dx$. La troisième équation d'équilibre s'écrit :

③ .... $N_\varphi dx\,d\varphi - p_r\,dx\,r\,d\varphi=0$

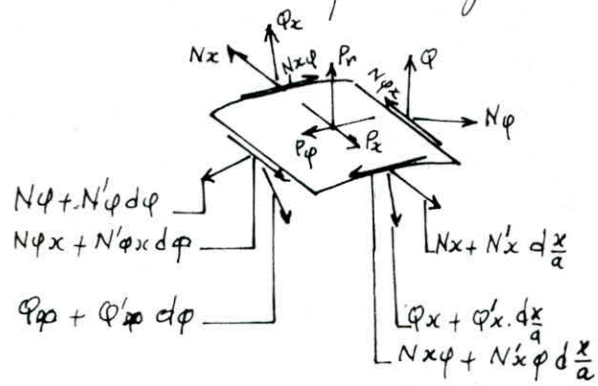
- Si l'on divise par $dx\,d\varphi$ les trois équations, on obtient finalement, les trois équations d'équilibre des forces de membrane d'une coque cylindrique :

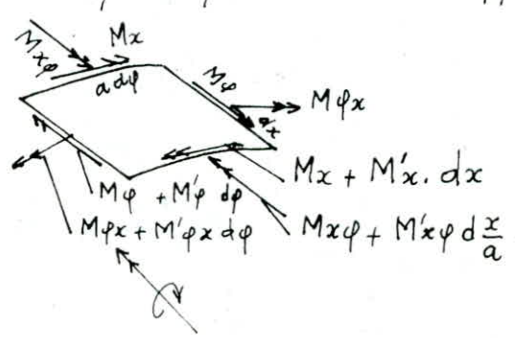
$$\boxed{\begin{array}{ll} 1\ \ldots\ldots & N_\varphi - P_r.r=0 \\ 2\ \ldots\ldots & \frac{\partial N_\varphi}{\partial \varphi}+\frac{\partial N_{x\varphi}}{\partial x}.r+P_\varphi.r=0 \\ 3\ \ldots\ldots & \frac{\partial N_x}{\partial x}.r+\frac{\partial N_{\varphi x}}{\partial \varphi}.+P_x.r=0 \end{array}}$$

Théorie des flexions:

Pour calculer un réservoir cylindrique à liquide, on peut partir de la théorie générale pour la coque à cylindre de revolution.

- Soit l'élement de surface de coque, défini par le choix de ses coordonnées, ainsi que les forces élastiques qui lui sont appliquées.





- Les six équations d'équilibre de ce système dans l'espace forment le point de départ pour le calcul des contraintes.

1°/ L'équilibre des forces agissant sur l'élement se traduit par :

(1) .... $N'x + N'\varphi x + a\,px = 0$

(2) .... $N'\varphi + N'x\varphi - Q\varphi + a.p\varphi = 0$

(3) .... $Q'\varphi + Q'x - N\varphi - a.pr = 0$

2°/ L'équilibre des moments par rapport aux deux tangentes, et à la normale s'écrit :

(4) .... $M'\varphi + M'x\varphi - a.\,Q\varphi = 0$

(5) .... $M'x + M'\varphi x - a.\,\varphi x = 0$

(6) .... $a.Nx\varphi - a.N\varphi x + M\varphi x = 0$

Avec : a : rayon de la surface médiane.

x, φ : Les coordonnées qui définissent la position d'un point dans un élément de surface de la coque.

$N'x$, $N'\varphi x$, $N'x\varphi$, $M'x$, $M'\varphi x$, $M'x\varphi$ et $M'\varphi$: sont des derivées ./.

... par rapport à φ et par rapport à $\frac{x}{a}$.

Dans un réservoir, la force transversale annulaire $Q\varphi$, les efforts tranchants, et les moments torsions sont nuls. D'ailleurs nous pouvons, puisque la pression du liquide est la seule charge nous intéressant, poser aussi $P_x = P_y = 0$, et donc les dérivées par rapports à φ sont nulles d'où :

$$① \Rightarrow N'x + N'\varphi x + a\,px = 0 \Rightarrow N'x = 0$$

$N'x$: force longitudinale (indépendante des autres forces élastiques).

pour nos calculs nous poserons $Nx = 0$ il vient donc :

$$② \Rightarrow Q'\varphi + N'x\varphi - Q\varphi + a\,p\varphi = 0 \Rightarrow Q\varphi = 0$$

$$③ \Rightarrow Q'\varphi + Q'x + N\varphi - a\,pr = 0 \Rightarrow Q'x + N\varphi = a.pr$$

$$④ \Rightarrow M'x + M'\varphi x - a.Qx = 0 \Rightarrow M'x\varphi = 0$$

$$⑤ \Rightarrow M'\varphi + M'x\varphi - a.Q\varphi = 0 \Rightarrow M'x + a.Qx = 0$$

$$⑥ \Rightarrow a.Nx\varphi - a.N\varphi x + M\varphi = 0 \Rightarrow M\varphi = 0$$

d'ou les deux équations suivantes :

$$\text{(I)} \ldots\ldots\ Q'x + N\varphi = a.pr$$

$$\text{(II)} \ldots\ldots\ M'x - a.Qx = 0 \Rightarrow Qx = \frac{M'x}{a}$$

En introduisant $Q'x$ dans (I) on aboutit à : $\Rightarrow Q' = \frac{M''x}{a}$.

$$Q'x + N\varphi = a.pr \Leftrightarrow \frac{M''x}{a} + N\varphi = a.pr$$

d'ou :

$$\text{(III)} \ldots\ldots M''x + a.N\varphi = a^2.pr.$$

– à partir de la théorie de la membrane pour les coques cylindriques, FLüGGE est arrivé à donner les relations entre le déplacement et les éléments de réduction qui sont :

. $D = \frac{E.t}{1-\nu^2}$: Résistance à la dilatation

. $K = \frac{E.t^3}{12(1-\nu^2)}$: Résistance à la fléxion.

. $N\varphi = \frac{D(1-\nu^2)}{a}.w$, $Mx = \frac{K}{a}.w''$.

où : t : épaisseur de la paroi

a : rayon interne du réservoir

ν : coéfficient de poisson

$N\varphi$: poussée radiale sur l'élement de paroi.

Mx : Moment fléchissant sur l'élement de paroi.

. Comme on a : $Mx = \frac{K}{a}.w'' \Rightarrow M''x = \frac{K}{a^2}.w^{IV}$

et enfin en remplaçant $M''x$ et $N\varphi$ par leurs valeurs dans l'équation III il vient :

$$M''x + a.N\varphi = a^2.pr \Rightarrow$$

$$\frac{K}{a^2}.w^{IV} + a.\frac{D(1-\nu^2)}{a}.w = a^2.pr \Rightarrow$$

$$K.w^{IV} + a^2.D(1-\nu^2).w = a^4.pr$$

En fin :

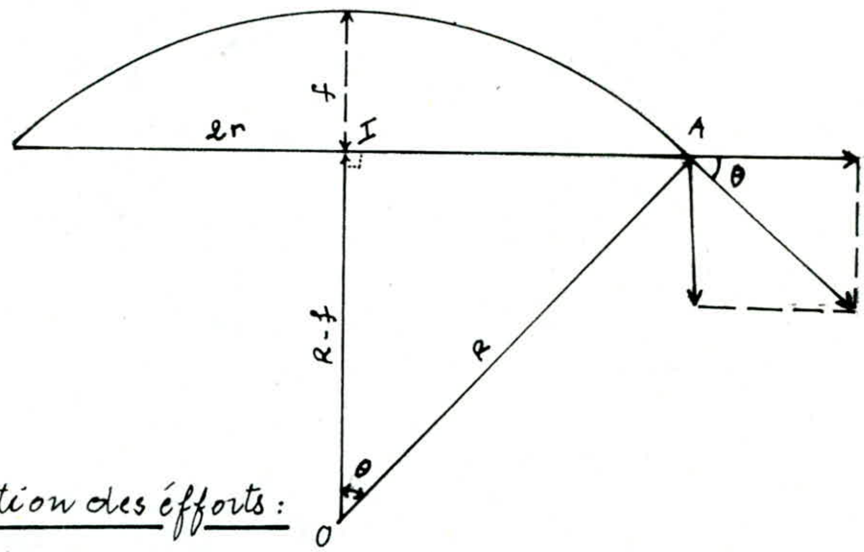
$$\boxed{K.w^{IV} + a^2.D(1-\nu^2).w = a^4.pr}$$

. Cette équation est dite équation générale des RESERVOIRS

ETUDE

DE LA COUPOLE

Etude de la coupole.



- Détermination des éfforts :

P' : Composante verticale de l'effort de compréssion aux retombées.

H' : Composoasante horizontale de l'effort de compréssion aux retombées.

$N\theta = \sqrt{H'^2 + P'^2}$: effort de compréssion meridien.

a/. Charges permanentes :

Notre coupole est de surface : $S = 2\pi R f$ ou :

R = rayon de la sphère

f = la flèche $\left(f \sim 1/_9 \cdot 2r \right)$.

Le poids total de la sphère est : $P_p = S \cdot p = 2\pi R f \cdot p$.

p : densité surfacique du complexe [charge en daN/m²]

- Le poids par mètre de pourtour sera donc :

$$P'_p = \frac{P_p}{2\pi r} = \frac{2\pi R f \cdot p}{2\pi r} = \frac{R \cdot f}{r} \cdot p$$

or : Le triangle rectangle OIA nous donne :

$$r^2 + (R-f)^2 = R^2 \quad \Rightarrow \quad r^2 + R^2 - 2Rf + f^2 = R^2 \quad \Rightarrow$$

$$R = \frac{r^2 + f^2}{2f}$$

d'où : $P'_p = p \cdot \dfrac{r^2+f^2}{2f} \cdot \dfrac{f}{r} = p \cdot \dfrac{r^2+f^2}{2r}$

Sachant que les triangles OIA et (H', $N\theta$, P'_p) sont semblables nous pouvons ecrire la relation suivante :

$$\frac{r}{R-f} = \frac{P'_p}{H'} \Rightarrow H' = \frac{P'_p}{r}\cdot(R-f) \quad \text{où} \quad R = \frac{r^2+f^2}{2f} \Rightarrow$$

$$R-f = \frac{r^2+f^2-2f^2}{2f} = \frac{r^2-f^2}{2f} \Rightarrow H' = \frac{p\cdot f(r^2+f^2)}{2f\cdot r}\cdot\frac{r^2-f^2}{2f} = p\cdot\frac{r^4-f^4}{4\cdot f\cdot r}$$

$$\Rightarrow H' = \frac{r^4-f^4}{4 f r}\cdot p$$

b/ Surcharges : Si nous considerons une surcharg q par mètre carré de projection horizontale, nous calculerons de même

$$P_q = S.q = \pi . r^2 q \quad , \pi r^2 = \text{surface de la base du réservoir}$$

Par mètre de pourtour (contour)

$$P'_q = \frac{P_q}{2\pi r} = \frac{\pi r^2 . q}{2\pi r} = \frac{q.r}{2}$$

$$H'_q = P'_q \cdot \frac{R.r}{f} = \frac{q.r}{2}\cdot\frac{R.r}{r} = \frac{q}{2}\cdot\frac{r^2-f^2}{2f} \Rightarrow H'_q = \frac{r^2-f^2}{4.f}\cdot q$$

Pratiquement on fait les calculs avec la formule de H'_p c'est à dire pour les surcharges on aura :

$H'_q = q.\frac{r^4-f^4}{4fr^2}$ au lieu de $H'_q = q.\frac{r^2-f^2}{4r}$ ce qui donne un résultat dans le sens de securité, car :

$$H'_q = q.\frac{r^4-f^4}{4fr^2} = q.\frac{r^2-f^2}{4f}\cdot\frac{r^2+f^2}{r^2} = q\cdot\frac{r^2-f^2}{4f}\cdot\left(1+\frac{f^2}{r^2}\right) \Rightarrow$$

$$H'_q = q.\frac{r^2-f^2}{4f}\cdot\left(1+O\left(\frac{f}{r}\right)\right) > q.\frac{r^2-f^2}{4f}.$$

d'ou $P'_q = \frac{q.r}{2}$, $H'_q = q.\frac{r^4-f^4}{4fr^2}$, $N\theta = \sqrt{H'^2 + P'^2}$

L'effort de compression dans les méridiens $N\theta$ sert à verifier la contrainte de compréssion du béton : σ'_b.

$$\sigma'_b = \frac{N\theta}{b,e} = \frac{N\theta}{100.e} \quad , [b = 1m].$$

c/ Calcul de la ceinture :

Avec l'effort H' ainsi déterminé, on calculera l'effort de traction T dans la ceinture.

$T = H'.r = p.\dfrac{r^4 - f^4}{4fr^2}.r = p.\dfrac{r^4-f^4}{4fr}$, et la section d'acier :
$A = \dfrac{T}{\bar{\sigma}_a}$

La contrainte de traction dans la ceinture est :

$$\sigma_b = \frac{T}{B_0} = \frac{T}{B + nA}$$ où : B_0 = Section homogene.

Application numerique :

n : coef d'equivalence.

$r = 15,625\ m$, $f = 3,50\ m$

$e = 0,08\ m$, $h = 6,70\ m$

$$R = \frac{r^2+f^2}{2f} = \frac{\overline{15,625}^2 + \overline{3,5}^2}{2 \times 3,5} = 36,63\ m$$

$$S = 2\pi R f = 2\pi . 36,63 . 3,5 = 805,6\ m^2 \simeq 806\ m^2.$$

1°/ cas des charges :

. Poids propre : $P_p = 2500 \times 0,08 = 200\ daN/m^2$.

. Etanchieté isolation : $P_e = 40\ daN/m^2$

Total : $P = P_p + P_e = 240\ daN/m^2$

2°/ Cas des surcharges :

. Surcharge d'exploitation : $q = 100\ daN/m^2$.

3°/ Calcul des éfforts :

Charges et surcharges par metre de pourtour.

- Charges : $P'_p = \dfrac{p.S}{2\pi r} = \dfrac{240 . 806}{2\pi . 15,625} = 1970,4\ daN/m_p$.
- Surcharges : $P'_q = \dfrac{q.r}{2} = \dfrac{100 . 15,625}{2} = 781,25\ daN/mp$.

$\Rightarrow P' = P'_p + 1,2\,P'_q = 1970,4 + 1,2 . 781,25 = 2908\ daN/mp$.

- Poussée horizontale : on a : $H' = p'.\dfrac{r^4-f^4}{4fr^2}$ avec :

$p' = p + 1,2\,q = 240 + 1,2 . 100 = 360\ daN/m^2$.

d'où : $H' = 360 . \dfrac{\overline{15,625}^4 - \overline{3,5}^4}{4 . 3,5 . \overline{15,625}^2} = 6262,1\ daN/m$.

- effort de compression dans les meridiens :

$$N\theta = \sqrt{H'^2 + P'^2} = \sqrt{\overline{6262,1}^2 + \overline{2908}^2} = 6904,4\ \frac{daN}{m}$$

4°/ Calcul des contraintes:

- Contrainte de compression du béton :

$$\sigma_b' = \frac{N\theta}{100 \cdot e} = \frac{6904{,}4}{100 \cdot 8{,}0} = 8{,}63 < \bar{\sigma}_b'.$$

- Contrainte de cisaillement:

$$\tau_b = \frac{P'}{100 \cdot e} = \frac{2908}{100 \cdot 8} = 3{,}635 < \bar{\tau}_b$$

5°/ Calcul des armatures:

Le taux de travail du béton n'est pas dépassé, donc à lui seul suffit, mais on mettra un ferraillage destiné à résister aux éfforts des éfforts déssymétriques.

- Suivant les méridiens: $A_m = 0{,}3 \cdot e = 0{,}3 \cdot 8 = 2{,}4\ cm^2$

$A_m = 5HA8/ml = 2{,}51\ cm^2$.

- Suivant les parallèles : $A_p = \frac{A_m}{3} = \frac{2{,}4}{3} = 0{,}8\ cm^2$

$A_p = 4HA6/ml = 1{,}13\ cm^2$

6°/ Vérification de la coupole au poinçonnement:

on vérifiera la coupole au poinçonnement causé par une charge de 150 kg répartie sur une surface de 40x40 cm².

$$1{,}5 \cdot \frac{P}{P_c \cdot h_t} \leqslant 1{,}2 \cdot \bar{\sigma}_b \qquad \text{avec:}$$

h_t = épaisseur de la coupole $= e = 8\ cm$

p = Charge de 150 kg

P_c = Perimètre dans le plan moyen de la coupole.

En tenant compte de la diffusion :

$$P_c = 40 \cdot \left(40 + 2 \cdot \frac{h_t}{2}\right) = 40 \cdot (40 + 8) = 1920\ cm.$$

d'où: $$1{,}5 \cdot \frac{P}{P_c \cdot h_t} = 1{,}5 \cdot \frac{150}{1920 \cdot 8} = 0{,}015\ Kg/cm^2 \ll 1{,}2\ \bar{\sigma}_b.$$

Calcul de la ceinture:

$T = H' \cdot r = 6262{,}1 \cdot 15{,}625 = 97845{,}3$ daN

La section d'acier est :

. En choisissant des HA20 $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1224$ kg/cm²

$$A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{97845{,}3}{1224} = 79{,}94 \text{ cm}^2$$

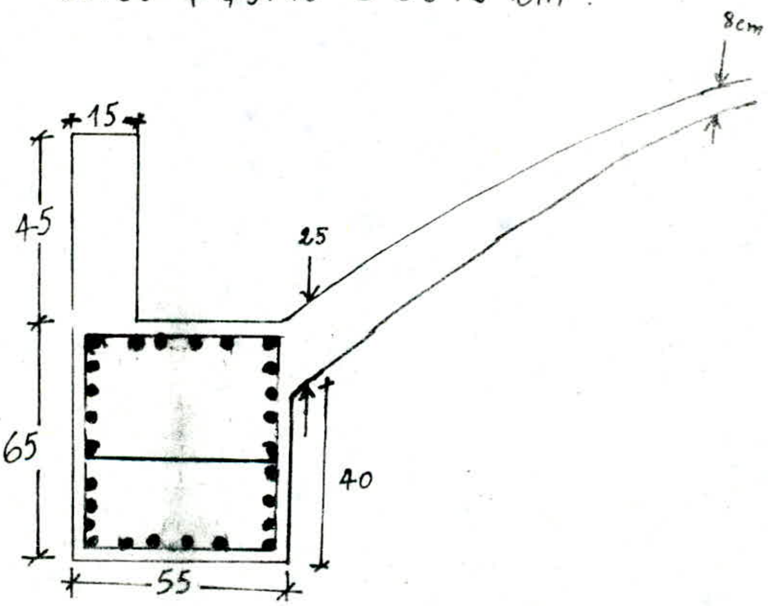
$$\Rightarrow A = 26 \text{ HA } 20 = 81{,}68 \text{ cm}^2.$$

La section du béton nécéssaire en limitant la contrainte de traction du béton à 19 bars.

$$B = \frac{T}{\bar{\sigma}_a} - nA = \frac{97845{,}3}{19} - 15 \cdot 79{,}94 = 3950{,}7 \text{ cm}^2.$$

or la section de la ceinture est :

$$65 \cdot 55 + 45 \cdot 15 = 3975 \text{ cm}^2.$$



Verification de la ceinture:

a/. à la condition de fragilité.

. $\omega_f = \frac{A}{B} > \frac{3\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \Rightarrow \bar{A} \geq \frac{3 \cdot \bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot B = \frac{3 \cdot 6{,}25}{4200} \cdot 3975 = 17{,}75 \text{ cm}^2$

. $A = 81{,}68 \text{ cm}^2 > \bar{A} = 17{,}75 \text{ cm}^2 \rightarrow$ verifie.

b/ à la condition de fissuration:

$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\omega f}{1 + 10\omega f}$, $\omega f = \frac{A}{B} = \frac{81,68}{3975} = 0,021.$

$K = 0,5 \cdot 10^6$

$\eta = 1,6$, $\phi = 20 \Rightarrow \sigma_1 = 0,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{20} \cdot \frac{0,021}{1 + 10 \cdot 0,021} = 694,21 \frac{kg}{cm^2}$

$694,21 \ kg/cm^2 < \sigma_2.$

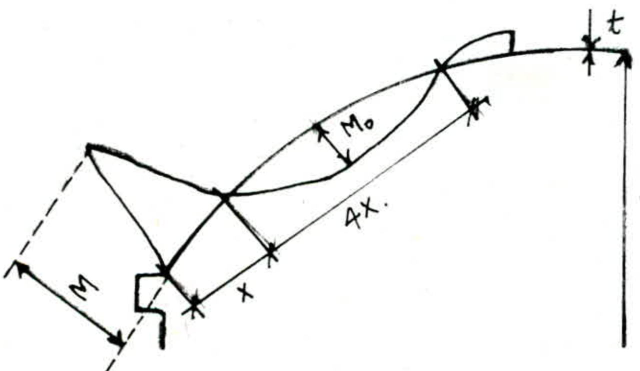
$\Rightarrow$ verifie car: $\bar{\sigma}_a = Min \begin{cases} \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = 2800 \\ max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2. \end{cases}$

$$\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{97845,3}{81,68} = 1197,9 = 1198 \ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 1224 \frac{Kg}{cm^2}.$$

Armatures transversales de la ceinture:

c/ Verification à la torsion:

on note l'existance d'un moment de faible valeur dans la partie inferieure de la coupole qui est donné par le DESIGN OF THIN SHELL STRUCTURES.



t : épaisseur de la coupole

$t = 0,08 \ m$

R : rayon de la sphère

$R = 36,63 \ m.$

on a : $x = 0,6\sqrt{R \cdot t} = 0,6\sqrt{36,63 \cdot 0,08} = 1,027 \ m$

$4x = 4 \cdot 1,027 = 4,108 \ m.$

Le Moment M est donné par la relation :

$$M = P' \cdot \frac{x^2}{2} = 2908 \cdot \frac{1,027^2}{2} = 1533,6 \ Kg.m$$
$$= 1,534 \ t.m.$$

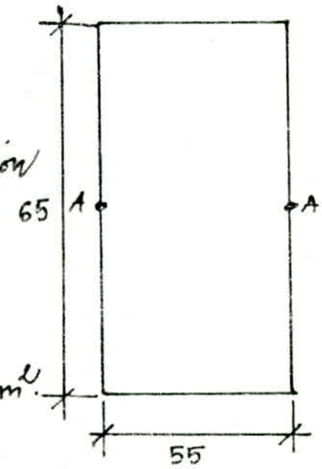
Le moment Mo est donné par :

$$M_o = \frac{M}{7,5} = \frac{1,534}{7,5} = 0,204 \ t.m$$

L'existance de ce moment introduit une torsion dans la ceinture qui engendre des contraintes de cisaillement. Pour une section rectangulaire, la contrainte tangente est maximale au milieu des grands cotés (points A).

si nous appellons b le grand coté de la section, la valeur de τ_{bm} est donnée par:

$$\tau_{bm} = \frac{K \cdot M_t}{a^2 \cdot b}$$



ou, les valeurs de K seront prises d'un tableau, en fonction de $\frac{b}{a}$.

M_t = Moment de torsion agissant sur la section

$\frac{b}{a} = \frac{65}{55} = 1,2 \Rightarrow K = 4,62.$

d'ou:

$$\tau_{bm} = \frac{4,62 \cdot 1,534 \cdot 10^5}{55^2 \cdot 65} = 3,604 \text{ Kg/cm}^2.$$

Et comme: $\frac{b}{a} = 1,2 < 3,5 \Rightarrow$ les règles CCBA68 donnent le pourcentage d'armatures transversales par:

$$\tilde{\omega}_t = \frac{a+b}{3b} \cdot \frac{\tau_{bm}}{\bar{\sigma}_a}, \text{ En prenant } \bar{\sigma}_a = 1470 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tilde{\omega}_t = \frac{55+65}{3 \cdot 65} \cdot \frac{3,604}{1470} = 0,0015$$

- La séction du beton sera donc:

$$B = 55 \times 65 = 3575 \text{ cm}^2$$

- Volume par centimètre $= 0,0015 \cdot 3575 \cdot 1 = 5,36 \text{ cm}^3$.

Avec les cadres en $\phi 10$ (HA10) (section d'1 HA10 = 0,78 cm²)

Le volume d'un cadre a pour valeur:

$2 \cdot 0,78\,(61 + 51) = 174,72 \text{ cm}^3$.

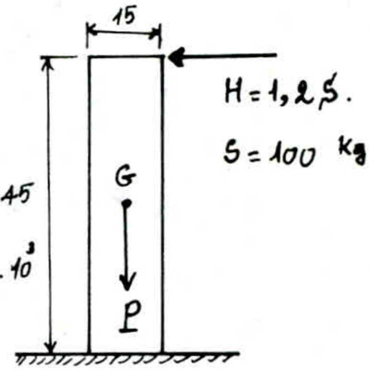
- d'où l'écartement des cadres :

$$t_0 = \frac{174,72}{5,36} = 32,597 \simeq 32,6 < a = 55\,cm.$$

"voir section de la ceinture".

Calcul de l'acrotère :

On suppose que l'acrotère est encastrée à la base. Elle sera donc calculée en fléxion composée.



1°) Determination des éfforts :

- L'effort normal : N, $N = P = 0,45 \cdot 0,15 \cdot 2,5 \cdot 10^3$

$\Rightarrow \quad N = 168,75\,Kg/ml.$

- Le Moment fléchissant à la base :

$\cdot\ M = 0,45 \cdot (1,2 \cdot 100) = 54\ Kg.m/ml.$

- L'excentricité : $e_0 = \dfrac{M}{N} = \dfrac{5400}{168,75} = 32\,cm.$

$e_1 = \dfrac{h_t}{6} = \dfrac{15}{6} = 2,5\,cm.$

$\Rightarrow e_0 > e_1 \Rightarrow$ Séction partiellement comprimée.

En prenant : $\cdot\ \bar{\sigma}_b' = 150\,Kg/cm^2$

$\cdot\ \bar{\sigma}_a = 1731\ Kg/cm^2$ (HA10).

2°) Calcul des Moments : M_f et M_{rb}

- Moment fictif : M_f, $\cdot\ M_f = N \cdot f$ avec f = flèche

$\cdot\ f = e_0 + \dfrac{h_t}{2} - d = 32 + 7,5 - 3 = 36,5\,cm$

$\Rightarrow M_f = 168,75 \cdot 36,5 = 61,6\ kg.m/ml.$

- Moment résistant du béton : M_{rb},

$\cdot\ M_{rb} = \dfrac{1}{2} \cdot \bar{\sigma}_b' \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\gamma} \cdot b \cdot h^2 \quad , \ h = h_t - d.$

$\cdot\ \bar{\alpha} = \dfrac{n\bar{\sigma}_b'}{n\bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = \dfrac{15 \cdot 150}{15 \cdot 150 + 1731} = 0,565$

. $\bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 1 - \frac{0,565}{3} = 0,812$

d'où : $M_{rb} = 0,5 \cdot 150 \cdot 0,565 \cdot 0,812 \cdot 100 \cdot \overline{12}^2 = 4954,8$ Kg.m/ml

$\Rightarrow M_{rb} > M_f \Rightarrow$ le béton seul peut équilibrer l'effort $M_{ext} \Rightarrow A' = 0$ (Armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

3°) Détermination des armatures :

Pour la détermination de la section d'acier, nous utiliserons la méthode de Pierre. Charron en calculant :

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot M_f}{\bar{\sigma}a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 61,6 \cdot 10^2}{1731 \cdot 100 \cdot \overline{12}^2} = 3,706 \cdot 10^{-3}$$
$$= 0,0037.$$

du tableau $\Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9721 \\ K = 164. \end{cases}$

- La section d'acier sera donc :

$$A_{fs} = \frac{M}{\bar{\sigma}a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{6160}{1731 \cdot 0,9721 \cdot 12} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\bar{\sigma}a} = 0,31 - \frac{168,75}{1731} = 0,21 \text{ cm}^2$$

Comme la section d'acier est très faible, nous prendrons la section donnée par la condition de non fragilité qui vérifie :

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}a}{\sigma en} \cdot b \cdot h = 0,69 \cdot \frac{6,25}{4200} \cdot 100 \cdot 10 = 1,02 \text{ cm}^2$$

on prendra donc : $5HA8/ml \Rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2$.

4°/ Vérification des contraintes :

- $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}a}{K} = \frac{1731}{164} = 10,55$ Kg/cm² $<< \bar{\sigma}'_b$.

- A l'encastrement (appui) :

$T = 1,2\, S = 1,2 \cdot 100 = 120$ Kg

$A = 2,51$ cm², $\bar{\sigma}a = 1731$ Kg/cm², $z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 10 = 8,75$ cm.

donc : $A \cdot \bar{\sigma}a = 2,51 \cdot 1731 = 4345$ Kg.

$$T + \frac{M}{z} = 120 + \frac{5400}{8,75} = 737,14 \text{ kg} \Rightarrow A.\bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}.$$

- au Séisme local:

L'effort sismique horizontal F_p est donné par:

$$F_p = Z_I . C_p . W/p$$

. $Z_I = 1,19$ (Zone II, groupe d'usage 1)

. $C_p = 0,8$ (Element de console).

. $W/p = 75$ Kg/ml.

$\Rightarrow$ $F_p = 1,19 . 0,8 . 75 = 71,5$ Kg/ml

$F_p < 1,25 = 120$ Kg/ml.

★ Ouvertures de la coupole:

Notre coupole comporte deux sortes d'ouverture:

1°/. ouverture sur chaque rayon de 60 % au cheminée

- Rôle: l'aération.

2°/ ouverture de 0,5 m de diamètre pour le nettoyage.

Ces deux sortes d'ouvertures sont soumises seulement à la compression et comme le béton vérifie la compression nous adopterons un ferraillage de principe qui consistera à relever le ferraillage méridien de la coupole.

Remarques:

- L'acrotère a été dimensionnée avec un effort supérieur à la force sismique et donc elle est vérifié au séisme local.
- On laissera 5HA8/ml en attente à partir de la poutre afin d'assurer l'encastrement de l'acrotère.

ETUDE

DES PAROIS

Etude de la paroi.

Notre réservoir étant semi-enterré, le niveau des terres est inferieur à celui de l'eau, donc la paroi du réservoir est soumise à deux poussées.

1°- La poussée de l'eau qui sollicite un effort de traction dans la paroi.

2°- La poussée des terres qui crée une sollicitation de compression dans la paroi.

Les deux poussées sont réspectivement interieures et exterieures au réservoir et de sens contraire.

- 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.

on etudie donc la paroi sous deux cas:

1er cas: cas ou le réservoir est plein, donc il est soumis à la poussée de l'eau. Pour une question securitaire on négligera la poussée des terres dans ce cas.

2e cas: cas où le réservoir est vide donc il est soumis à l'action des terres seulement, on supposera que le réservoir est completement enterré (jusqu'a la base de la ceinture).

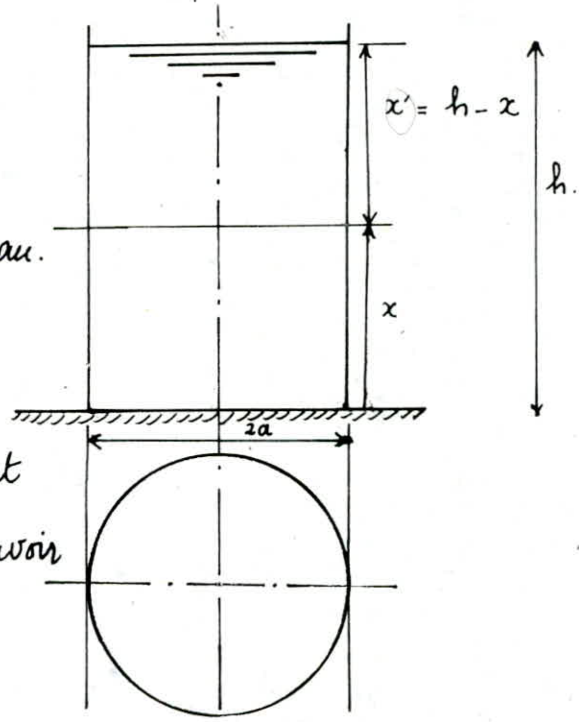
à partir de l'équation générale des réservoirs, nous calculons la solution pour un réservoir à épaisseur constante ($t = cste$).

a : rayon intérieur du réservoir

h : hauteur utile de l'eau.

nous comptons x positivement vers le haut en partant de la base du réservoir

on a alors :



$pr = \gamma . (h - x)$

pr = pression de l'eau , γ : masse volumique de l'eau.

en prenant une résistance à la flexion constante, l'équation différentielle s'écrit :

$$K w^{IV} + D . a^2 . (1 - \nu^2) . w = \gamma . a^4 . (h - x) \ldots \text{(I)}$$

où : D , K , déjà définis. (théorie de flexion).

- Les relations entre le déplacement et les les éléments de réduction sont :

- $N\varphi = \dfrac{D(1-\nu^2)}{a} . w$: poussée radiale sur l'élément de paroi
- $M_x = K . w''$: Moment fléchissant sur l'élément de paroi
- $T_x = \dfrac{\partial M_x}{\partial x} = K . \dfrac{\partial w''}{\partial x} = K . w'''$: effort tranchant sur l'élément de paroi.

- L'état de membrane $N\varphi = \gamma a (h - x)$ donne immédiatement une solution particulière pour l'équation (I) :

$$\omega = \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} \cdot (h-x)$$

pour calculer l'equation générale nous utiliserons l'equation homogène qui doit contenir quatre constantes. Par l'hypothèse de solution exponentielle : $\omega = C.\, e^{x \cdot \frac{\alpha}{a}}$ qui par remplacement fournit l'equation caractéristique:

$$\lambda^4 + 4\alpha^4 = 0$$

Avec l'observation :

$$\alpha^4 = \frac{D a^2 (1-\nu^2)}{4K} = 3\frac{a^2}{t^2}(1-\nu^2)$$

$$\Rightarrow \alpha = \sqrt[4]{\frac{3a^2(1-\nu^2)}{t^2}}$$

si l'on porte la racine : $\lambda = \pm(i \pm i)$ dans l'hypothèse de solution on peut de nouveau remplacer les fonctions exponentielles à exposants imaginaires par des fonctions circulaires et on obtient pour la solution homogène :

$$\omega = e^{-\frac{\alpha}{a}\cdot x}\left(C_1 \cdot \cos\frac{\alpha}{a}\cdot x + C_2 \cdot \sin\frac{\alpha}{a} x\right) + e^{-\frac{\alpha}{a}\cdot x'}\left(C_3 \cos\frac{\alpha}{a} x + C_4 \sin\frac{\alpha}{a} x\right)$$

avec : $x' = h - x$.

Comme α est un terme de grande valeur alors les fonctions $e^{+\alpha x}$ et $e^{+\alpha x'}$ croissent très vite en faisant varier x ou x' à partir de zéro. Contrairement les fonctions $e^{-\alpha x}$ et $e^{-\alpha x'}$ décroissent rapidement et auront des valeurs très faibles d'un bord à l'autre.

d'ou au bord inferieur on aura comme solution homogène

$$\omega = e^{-\frac{\alpha}{a}\cdot x}\left(C_1 \cdot \cos\frac{\alpha}{a}\cdot x + C_2 \cdot \sin\frac{\alpha}{a}\cdot x\right).$$

et la solution générale de l'equation non homogène sera :

$$\cdot\ \omega = \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)}\cdot(h-x) + e^{-\frac{\alpha}{a}\cdot x}\left(C_1\cdot\cos\frac{\alpha}{a}\cdot x + C_2\cdot\sin\frac{\alpha}{a}\cdot x\right)$$

Calcul des dérivées : ω', ω'', et ω''' :

$$\cdot\ \omega' = \frac{\partial\omega}{\partial x} = -\frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} + \frac{\alpha}{a}\cdot e^{-\frac{\alpha}{a}\cdot x}\left[(C_2-C_1)\cos\frac{\alpha}{a}\cdot x + (C_1+C_2)\sin\frac{\alpha}{a}x\right]$$

$$\cdot\ \omega'' = -2\cdot\frac{\alpha^2}{a^2}\cdot e^{-\frac{\alpha}{a}\cdot x}\left[C_2\cdot\cos\frac{\alpha}{a}\cdot x - C_1\cdot\sin\frac{\alpha}{a}\cdot x\right]$$

$$\cdot\ \omega''' = \frac{\partial^3\omega}{\partial x^3} = +2\cdot\frac{\alpha^3}{a^3}\cdot e^{-\frac{\alpha}{a}\cdot x}\left[(C_1+C_2)\cdot\cos\frac{\alpha}{a}\cdot x - (C_1-C_2)\sin\frac{\alpha}{a}\cdot x\right]$$

Détermination des constantes d'intégration C_1 et C_2 :

Puisque le réservoir est supposé encastré à la base sur le radier ω et $\frac{\partial\omega}{\partial x}$ doivent s'annuler pour $x=0$.

d'où :

$$\begin{cases} \omega(x=0) = 0 & \cdots\cdots\ (1) \\ \dfrac{\partial\omega}{\partial x}(x=0) = 0 & \cdots\cdots\ (2) \end{cases}$$

$$(1) \Rightarrow C_1 + \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)}\cdot h = 0 \Rightarrow C_1 = -\frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)}\cdot h$$

$$(2) \Rightarrow -\frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} + \frac{\alpha}{a}(C_2 - C_1) = 0\,.$$

$$\Rightarrow C_2 = \frac{a}{\alpha}\cdot\frac{\alpha}{a}\cdot\frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)}\cdot h + \frac{\gamma\cdot a^2}{D(1-\nu^2)}\cdot\frac{a}{\alpha}$$

$$= \frac{\gamma a^3}{\alpha D(1-\nu^2)} - \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)}\cdot h$$

$$\Rightarrow C_2 = \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)}\cdot\left(\frac{a}{\alpha} - h\right)$$

En remplaçant les constantes C_1 et C_2 par leurs valeurs dans les expressions de ω, ω'' et ω''', nous obtiendrons donc :

$$\omega = e^{-\frac{\alpha}{a}\cdot x}\left[-\frac{\gamma a^2 h}{D(1-\nu^2)}\cdot\cos\frac{\alpha}{a}\cdot x + \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)}\cdot\sin\frac{\alpha}{a}\cdot x\right] + \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)}\cdot(h-x)$$

$$\omega'' = -\frac{2\gamma\alpha^2}{D(1-\nu^2)}\cdot e^{-\frac{\alpha}{a}\cdot x}\left[\left(\frac{a}{\alpha}-h\right)\cos\frac{\alpha}{a}\cdot x + h\sin\frac{\alpha}{a}\cdot x\right]$$

d'ou :

$N\varphi$ = effort annulaire dans la paroi.

$$N\varphi = \gamma a\, e^{-\frac{\alpha}{a}\cdot x}\left[-h.\cos\frac{\alpha}{a}.x + \left(\frac{a}{\alpha}-h\right)\sin\frac{\alpha}{a}.x\right] + \gamma a(h-x)$$

M_x = Moment fléchissant.

$$M_x = -\frac{\gamma\alpha^2 t^2}{6(1-\nu^2)}.e^{-\frac{\alpha}{a}\cdot x}\left[\left(\frac{a}{\alpha}-h\right).\cos\frac{\alpha}{a}.x + h\sin\frac{\alpha}{a}.x\right]$$

T_x = Effort tranchant.

$$T_x = -\frac{\gamma\alpha^3.t^2}{6(1-\nu^2).a}.e^{-\frac{\alpha}{a}\cdot x}\left[\left(2h-\frac{a}{\alpha}\right).\cos\frac{\alpha}{a}.x - \frac{a}{\alpha}\sin\frac{\alpha}{a}.x\right]$$

Remarque: Le cahier des charges fixe le poids volumique de l'eau (γ) à 1200 Kg/m³ au lieu de 1000 Kg/m³ pour le calcul des réservoirs.

Application numerique:

$t = 25\,cm \quad , \quad h = 6,70\,m \quad , \quad a = 15,5\,m$

$\nu = [0,15 , 0,30] = 0,15$ (P.C. Page 36).

1. $\alpha = \sqrt[4]{\dfrac{3.a^2.(1-\nu^2)}{t^2}} = \sqrt[4]{\dfrac{3.\overline{15,5}^2.(1-\overline{0,15}^2)}{(0,25)^2}} = 10,304.$

$\Rightarrow \dfrac{\alpha}{a} = \dfrac{10,304}{15,500} = 0,665 \quad \Rightarrow \dfrac{a}{\alpha} = 1,504$

2. $\gamma = 1200\,Kg/m^3 \Rightarrow \gamma a = 18600\,Kg/m^2.$

3. $\dfrac{a}{\alpha} - h = 1,504 - 6,70 = -5,196\,m$

4. $2h - \dfrac{a}{\alpha} = 2.6,70 - 1,504 = 11,896\,m.$

5. $\dfrac{\gamma\alpha^2t^2}{6(1-\nu^2)} = \dfrac{1200.\overline{10,304}^2.\overline{0,25}^2}{6(1-\overline{0,15}^2)} = 1357,704.$

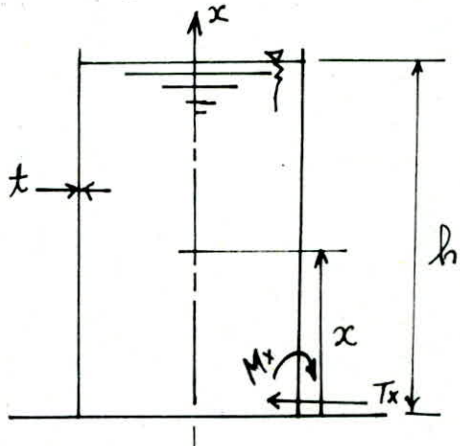
6. $\dfrac{\gamma\alpha^3t^2}{6(1-\nu^2).a} = \dfrac{1200.\overline{10,304}^3.\overline{0,25}^2}{6(1-\overline{0,15}^2).15,5} = 902,57.$

– Les expressions de $N\varphi$, M_x et T_x seront donc :

$$\bullet\ N\varphi = 18600 \cdot e^{-0,665 \cdot x}\left[-6,7 \cdot \cos 0,665 \cdot x - 5,196 \sin 0,665 \cdot x\right]$$

$$\bullet\ M_x = -1357,704 \cdot e^{-0,665x} \cdot \left[-5,196 \cdot \cos 0,665 \cdot x + 6,70 \sin 0,665 x\right]$$

$$\bullet\ T_x = -902,57 \cdot e^{-0,665 \cdot x}\left[11,896 \cdot \cos 0,665 - 1,504 \sin 0,665 \cdot x\right]$$



N.B : Tous les résultats des calculs seront dressés dans le tableau suivant.

efforts / cotes: x [m]	N_φ [t/ml]	M_x [t.m/ml]	T_x [t/ml].
0,00	0,00	7,05	- 10,76
0,50	8,82	2,65	- 6,96
1,00	22,03	- 0,03	- 3,91
1,50	39,85	- 1,41	- 1,73
2,00	54,75	- 1,89	- 3,28
2,50	62,03	- 1,84	+ 0,44
3,00	63,81	- 1,52	+ 0,77
3,50	61,00	- 0,93	+ 0,82
4,00	54,81	- 0,63	+ 0,71
4,50	46,39	- 0,38	+ 0,54
5,00	36,67	- 0,19	+ 0,37
5,50	26,35	- 0,06	+ 0,22
6,00	15,89	+ 0,01	+ 0,11
6,50	5,54	+ 0,05	+ 0,04
6,70 .	0,00.	0,00.	+ 0,00.

- La paroi étant divisée en virole de 0,50m.
- Les valeurs de N_φ, M_x et T_x sont données dans le 1er cas :

- cas du réservoir plein -

Cas. II : cas où le réservoir est vide :

Quand le réservoir est vide sa paroi n'est soumise qu'à la poussée des terres. On supposera que le réservoir est entièrement enterré, jusqu'à la base de la ceinture.

d'après le rapport du sol nous avons constater que, ces terres sont constituées d'un remblai Argilo-graveleuse dont les caractéristiques sont :

- γ_t = poids spécifique = 1700 à 2000 daN/m^3
- C = cohésion = 0,1 à 0,3 K.daN/m^2
- φ = angle de frottement = 25° à 40°

et comme nous n'avons pas les valeurs exactes nous prendrons des valeurs sécurisantes, c'est à dire :

$$\gamma_1 = 2000 \text{ daN/m}^3$$

$$C = 0$$

$$\varphi = 30°$$

Nous calculons les éléments de réduction de la même façon que pour le cas "calcul de la poussée de l'eau" avec :

$$M_{x_t} = - Ka . \frac{\gamma_t}{\gamma} . M_{xe}.$$

avec : Ka = Coefficient de la poussée horizontale.

on à d'après RESAL ; $Ka = f(\varphi, \theta) = f(30°, 0)$

où : θ : Inclinaison de la paroi. $= 0,270$

$\theta = 0°$

φ = angle de frottement ; $\varphi = 30°$

γ_t : densité des terres ; $\gamma_t = 2000$ daN/m^3.

Dans ce cas h sera la hauteur totale du réservoir, nous prendrons, en plus de la hauteur utile d'eau la hauteur des vagues augmentée d'une marge de securité.

d'ou: $h = 8{,}00\,m$ au lieu de $6{,}700\,m$.

et r sera le rayon moyen du réservoir : $r = 15{,}75\,m$

<u>calcul:</u>

$$a = 15{,}75\,m \;,\quad h = 8\,m \;,\quad t = 0{,}25\,m \quad \Rightarrow$$

1. $\alpha = \sqrt{\dfrac{3 \cdot \overline{15{,}75}^2 \cdot (1 - 0{,}15^2)}{\overline{0{,}25}^2}} = 10{,}387$

2. $\dfrac{\alpha}{a} = \dfrac{10{,}387}{15{,}75} = 0{,}659 \quad \Rightarrow \dfrac{a}{\alpha} = 1{,}517$

3. $Ka \cdot \gamma_t = 0{,}27 \cdot 2000 = 540\ Kg/m^3 \Rightarrow Ka \cdot \gamma_t \cdot a = 8505\ Kg/m^2$

4. $\dfrac{a}{\alpha} - h = 1{,}517 - 8 = -6{,}483$

5. $2h - \dfrac{a}{\alpha} = 16 - 1{,}517 = 14{,}483$

6. $\dfrac{Ka \cdot \gamma_t \cdot t^2 \cdot \alpha^2}{6(1 - \nu^2)} = \dfrac{540 \cdot \overline{10{,}387}^2 \cdot \overline{0{,}25}^2}{6(1 - \overline{0{,}15}^2)} = 620{,}85$

7. $\dfrac{Ka \cdot \gamma_t \cdot t^2 \cdot \alpha^3}{6(1 - \nu^2) \cdot a} = 620{,}85 \cdot 0{,}659 = 409{,}45.$

d'ou:

* $N\varphi_t = -8505 \cdot e^{-0{,}659x}\left[-8\cos 0{,}659x - 6{,}483 \sin 0{,}659x\right] + 8505 \cdot (8 - x)$

* $Mx_t = +620{,}85\, e^{-0{,}659x}\left[-6{,}483 \cos 0{,}659x + 8 \sin 0{,}659x\right].$

<u>Remarque:</u>

Les poussées de l'eau et des terres, sont de part et d'autre de la paroi et de sens opposé.

efforts / cotes x (m)	$N\varphi_t$ [t/ml]	M_{xt} [t.m/ml]
0,00	0,00	- 4,02
0,50	- 4,65	- 1,58
1,00	- 14,24	- 0,07
1,50	- 24,22	0,72
2,00	- 32,19	1,02
2,50	- 35,19	1,01
3,00	- 39,23	0,85
3,50	- 38,75	0,63
4,00	- 36,37	0,42
4,50	- 32,72	0,24
5,00	- 28,32	0,12
5,50	- 23,55	0,03
6,00	- 18,67	- 0,02
6,50	- 13,84	- 0,04
7,00	- 9,12	- 0,05
7,50	- 4,55	- 0,04
8,00	0,00	0,00

$N\varphi t$: P.R. dû à la poussée des terres.

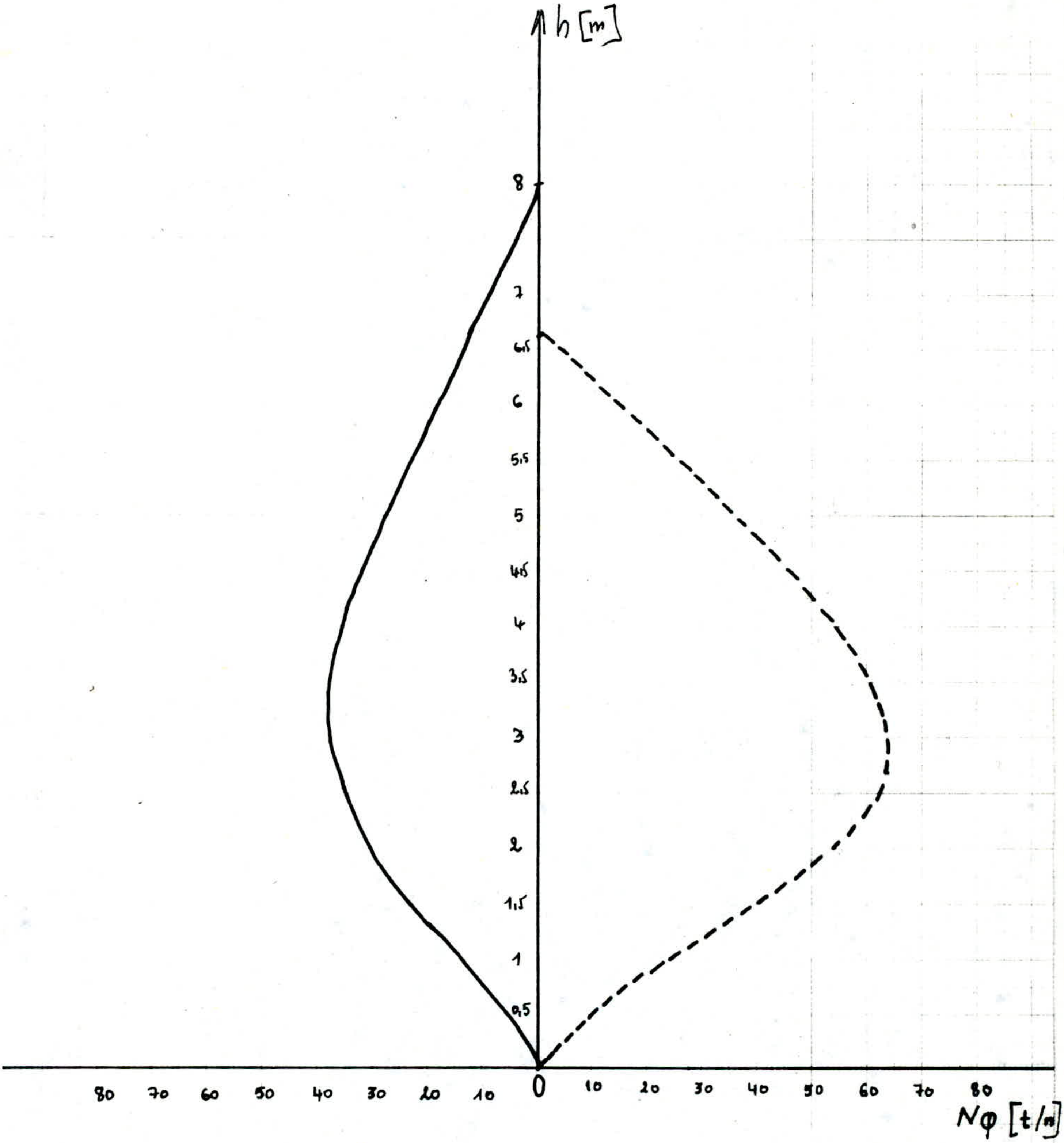
Mxt : Moment fléchissant dû à la poussée des terres

Remarque:

Les poussées de l'eau et des terres sont de part et d'autre de la paroi du réservoir donc de sens opposé.

* **Diagrammes des éléments de réduction :**

dans la page suivante ; ⇒



- - $N\varphi_e$ [t/mp] ; h: hauteur = 6,70m (utile de l'eau).

— $N\varphi_t$ [t/mp] , h: hauteur = 8m (hauteur de la toiture).

* $N\varphi_e$ max = 63,81 t/mp
* $N\varphi_t$ max = 39,23 t/mp.

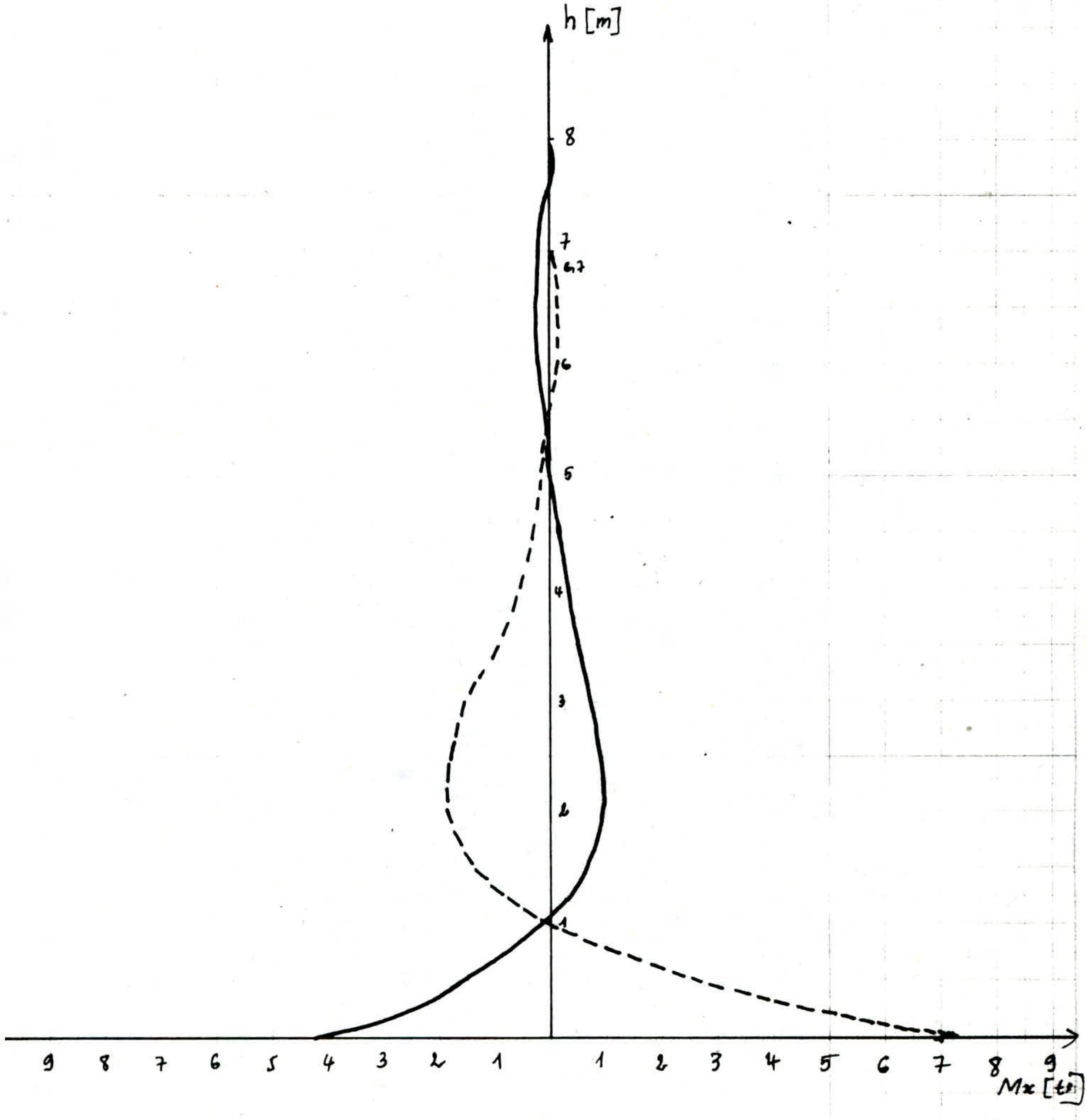
Diagramme des Moments.

. M_x dû à la poussée des eaux.

. $M_{x_e} max = +7,05$ t.m/mp.

. M_{x_t} dû à la poussée des terres

. M_{xt} max $= -4,02$ t.m/mp.



Ferraillage horizontale des viroles "Armatures en cerces"

. Pour chaque virole on calcul un ferraillage approprié.
. Nous prenons les barres d'acier de diametre 12mm de haute adhérence soit donc : $\bar{\sigma}_a = 2060\ Kg/cm^2$ et des barres de diametre de 16mm ; $\bar{\sigma}_a = 1848\ Kg/cm^2$.
. Comme l'effort radial N_φ se developpe à mi-épaisseur de la paroi le nombre d'armature trouvé par le calcul sera divisé entre les côtes interieur et exterieur de la paroi.
. Nous prendrons la contrainte admissible de la traction du béton égale à 22 bars : "$\bar{\sigma}_{bM} = 22$ bars"
. Tout les resultats de calcul seront dressés sur le tableau récapitulatif suivant :

VIROLES	h [m]	$F_i = \frac{N\varphi_i + N\varphi_{i+1}}{2}$ [t]	$A_i = \frac{F_i}{\bar{\sigma}_a}$ [cm²]	A : choisie [cm²]	Espacement [cm]	$\sigma_{bM_i} = \frac{F_i}{100e + 15 \cdot A_i}$ [kg/cm²]
1	$0 \leq h \leq 0,5$	$F_1 = \frac{0,00 + 8,22}{2} = 4,11$	$A_1 = \frac{4110}{2211} =$	3T10 + 3T10 = 4,71	3 x 16	$\frac{4110}{100 \cdot 25 + 15 \cdot 4,71} = 1,60 < 22b$
2	$0,5 \leq h \leq 1,0$	$F_2 = \frac{8,22 + 22,03}{2} = 15,13$	$A_2 = \frac{15130}{2060} = 7,34$	5T12 + 5T12 = 11,31	5 x 10	$\frac{15130}{100 \cdot 25 + 15 \cdot 11,31} = 5,67 < 22$
3	$1,0 \leq h \leq 1,5$	$F_3 = \frac{22,03 + 39,85}{2} = 30,94$	$A_3 = \frac{30940}{1848} = 16,74$	5T16 + 5T16 = 20,10	5 x 10	$\frac{30940}{100 \cdot 25 + 15 \cdot 20,1} = 11,04 < 22$
4	$1,5 \leq h \leq 2,0$	$F_4 = \frac{39,85 + 54,75}{2} = 47,30$	$A_4 = \frac{47300}{1848} = 25,60$	7T16 + 7T16 = 28,15	7 x 8	$\frac{47300}{100 \cdot 25 + 15 \cdot 28,15} = 16,2 < 22$
5	$2,0 \leq h \leq 2,5$	$F_5 = \frac{54,75 + 62,03}{2} = 58,39$	$A_5 = \frac{58390}{1848} = 31,59$	8T16 + 8T16 = 32,16	8 x 6	$\frac{58390}{100 \cdot 25 + 15 \cdot 32,16} = 19,60 < 22$
6	$2,5 \leq h \leq 3,0$	$F_6 = \frac{62,03 + 63,81}{2} = 62,92$	$A_6 = \frac{62920}{1848} = 34,04$	9T16 + 9T16 = 36,18	9 x 6	$\frac{62920}{100 \cdot 25 + 15 \cdot 34,04} = 20,60 < 22$
7	$3,0 \leq h \leq 3,5$	$F_7 = \frac{63,81 + 61,00}{2} = 62,41$	$A_7 = \frac{62410}{1848} = 33,77$	9T16 + 9T16 = 36,18	9 x 6	$\frac{62410}{100 \cdot 25 + 15 \cdot 34,04} = 20,51 < 22$
8	$3,5 \leq h \leq 4,0$	$F_8 = \frac{61,00 + 54,81}{2} = 57,91$	$A_8 = \frac{57910}{1848} = 31,34$	8T16 + 8T16 = 32,16	8 x 6	$\frac{57910}{100 \cdot 25 + 15 \cdot 32,16} = 19,42 < 22$
9	$4,0 \leq h \leq 4,5$	$F_9 = \frac{54,81 + 46,39}{2} = 50,60$	$A_9 = \frac{50600}{1848} = 27,38$	7T16 + 7T16 = 28,15	7 x 8	$\frac{50600}{100 \cdot 25 + 15 \cdot 28,15} = 17,32 < 22$
10	$4,5 \leq h \leq 5,0$	$F_{10} = \frac{46,39 + 36,67}{2} = 41,53$	$A_{10} = \frac{41530}{1848} = 22,47$	6T16 + 6T16 = 24,12	6 x 8	$\frac{41530}{100 \cdot 25 + 15 \cdot 24,12} = 14,51 < 22$
11	$5,0 \leq h \leq 5,5$	$F_{11} = \frac{36,67 + 26,35}{2} = 31,51$	$A_{11} = \frac{31510}{1848} = 17,06$	5T10 + 5T10 = 20,1	5 x 10	$\frac{31510}{100 \cdot 25 + 15 \cdot 20,1} = 11,25 < 22$
12	$5,5 \leq h \leq 6,0$	$F_{12} = \frac{26,35 + 15,89}{2} = 21,12$	$A_{12} = \frac{21120}{1848} = 11,43$	3T16 + 3T16 = 12,06	3 x 16	$\frac{21120}{100 \cdot 25 + 15 \cdot 12,06} = 7,88 < 22$
13	$6,0 \leq h \leq 6,5$	$F_{13} = \frac{15,89 + 5,54}{2} = 10,72$	$A_{13} = \frac{10720}{2060} = 5,20$	3T12 + 3T12 = 6,78	3 x 16	$\frac{10720}{100 \cdot 25 + 15 \cdot 6,78} = 4,12 < 22$
14	$6,5 \leq h \leq 6,7$	$F_{14} = \frac{5,54 + 0,00}{2} = 2,77$	$A_{14} = \frac{27700}{2211} = 1,25$	2T10 + 2T10 = 3,14	2 x 25	$\frac{27700}{100 \cdot 25 + 15 \cdot 3,14} = 1,09 < 22$

Verification des contraintes de compréssion dans les viroles:

Comme la paroi est sollicitée par un éffort de compréssion sous l'effet de la poussé totale dûe au remblai (poussé des terres) on verifie si le béton suffit pour reprendre ces éfforts:

E / V	x [m]	$F_i' = \frac{N\varphi_i + N\varphi_{i+1}}{}$ [kg]	$\sigma_b' = \frac{F_i}{100 \cdot e}$ [kg/cm²]
1	0,00	$\frac{0{,}00 + 0{,}00}{2} = 0{,}00$	$\frac{0{,}00}{2500} = 0$
2	0,50	$\frac{0{,}00 + 4650}{2} = 2325$	$\frac{2325}{2500} = 0{,}93$
3	1,00	$\frac{4650 + 14250}{2} = 9445$	$\frac{9445}{2500} = 3{,}78$
4	1,50	$\frac{14250 + 24220}{2} = 19230$	$\frac{19230}{2500} = 7{,}69$
5	2,00	$\frac{24220 + 32190}{2} = 28205$	$\frac{28205}{2500} = 11{,}28$
6	2,50	$\frac{32190 + 35190}{2} = 33690$	$\frac{33690}{2500} = 13{,}48$
7	3,00	$\frac{35190 + 38750}{2} = 36970$	$\frac{36970}{2500} = 14{,}79$
8	3,50	$\frac{38750 + 36370}{2} = 37560$	$\frac{37560}{2500} = 15{,}02$
9	4,00	$\frac{36370 + 32720}{2} = 34545$	$\frac{34545}{2500} = 13{,}82$
10	4,50	$\frac{32720 + 28320}{2} = 30520$	$\frac{30520}{2500} = 12{,}21$
11	5,00	$\frac{28320 + 23550}{2} = 25935$	$\frac{25935}{2500} = 10{,}37$
12	5,50	$\frac{23550 + 18670}{2} = 21110$	$\frac{21110}{2500} = 8{,}44$
13	6,00	$\frac{18670 + 13840}{2} = 16255$	$\frac{16255}{2500} = 6{,}50$
14	6,50	$\frac{13840 + 9120}{2} = 11480$	$\frac{11480}{2500} = 4{,}59$
15	7,00	$\frac{9120 + 4550}{2} = 6835$	$\frac{6835}{2500} = 2{,}73$
16	7,50	$\frac{4550 + 0{,}00}{2} = 2275$	$\frac{2275}{2500} = 0{,}91$
17	8,00	$\frac{0{,}00 + 0{,}00}{2} = 0{,}00$	$\frac{0{,}00}{2500} = 0{,}00$

Féraillage vertical:

1°/ Moments maximaux:

M^{ts} max	Poussée de l'eau	Poussée des terres
M. Positif	+ 7,05	+ 1,02
M. Négatif	- 1,89	- 4,02.

2°/ éffort normal max:

$$N' = \frac{W_r + W_w}{P_c}$$

. W_r : poids de la coupole et celui de la ceinture.

W_w : poids des parois (B.A + enduit)

P_c : Périmètre

$$\Rightarrow N' = \frac{374{,}09 + 585{,}1}{2\pi \cdot 15{,}75} = 9{,}69\ t\ /ml.(p).$$

$$* \ N' = 9{,}7\ t/m_p.$$

Une séction élémentaire de la paroi sera donc sollicitée par

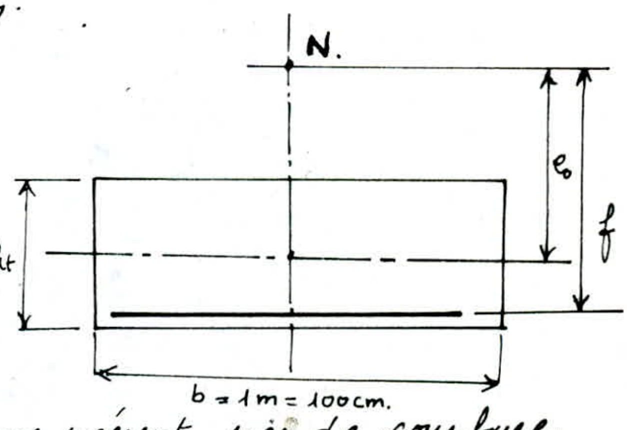
$$M_{ex} = M^{+}_{max} = +7{,}05\ t.m/ml.$$

$$N' = N'_{max} = 9{,}7\ t\ /m_p$$

Nous calculons le féraillage de cette séction sous l'effet de la fléxion composée, en appliquant la méthode de "Pierre Charron"

on a : $M = 7{,}05\ t.m.$

$N = 9{,}7\ t$



. e_0 = excentricité

. f = flèche

. h_t = 25cm (épaisseur de la paroi)

. b = 1m = 100 cm.

N.B: on considerera que la séction ne présente pas de courbure.

Calcul du ferraillage :

1. $e_o = \frac{M}{N} = \frac{7{,}05}{9{,}7} = 0{,}727 \text{ m} \simeq 73 \text{cm}.$

2. $e = \frac{ht}{6} = \frac{25}{6} = 4{,}17 \simeq 4{,}2 \text{ cm}.$

$\Rightarrow e_o > e \Rightarrow$ La séction est partiellement comprimée

3. calcul de $\bar{\sigma}'_b$:

. Comme $e_o > e = \frac{ht}{6}$ on aura : $\bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{bo} = 2.75 = 150 \text{ Kg/cm}^2$

4. calcul de la flèche :

$$f = e_o + \frac{ht}{2} - d = 73 + 12{,}5 - 4 = 81{,}5 \text{ cm}.$$

5. calculons la section comme si elle était soumise à la fléxion simple avec un moment fictif : $\mathcal{M}_f = N.f.$

$\mathcal{M}_f = N.f = 9{,}7 \cdot 0{,}815 = 7{,}906 = 7{,}91 \text{ t.m}.$

6. nous utiliserons les aciers haute adhérence de $\phi 20$ donc $\bar{\sigma}_a = 1704 \text{ Kgf/cm}^2$.

7. Calcul de la séction d'acier :

$$\bar{\alpha} = \frac{n\,\bar{\sigma}'_b}{n\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15.150}{15.150 + 1704} = 0{,}57. \Rightarrow \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0{,}81$$

8. Moment resistant du béton :

$$M_{rb} = \frac{1}{2}.\bar{\sigma}'_b.\bar{\alpha}.\bar{\gamma}.b.h^2 = 0{,}5.0{,}57.0{,}81.100.\overline{21}^2 = 15{,}27 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow M_{rb} = 15{,}27 \text{ t.m}.$$

9. Le moment resistant du béton est superieur que le moment exterieur sollicitant la séction, donc : Le béton à lui seul suffit $\Rightarrow A' = 0.$

10. calcul des aciers (A_s : Acier - flexion simple) :

$$A_s = \frac{\mathcal{M}_f}{\gamma.h.\bar{\sigma}_a} = \frac{7{,}91.10^5}{0{,}81.21.1704} = 27{,}30 \text{ cm}^2$$

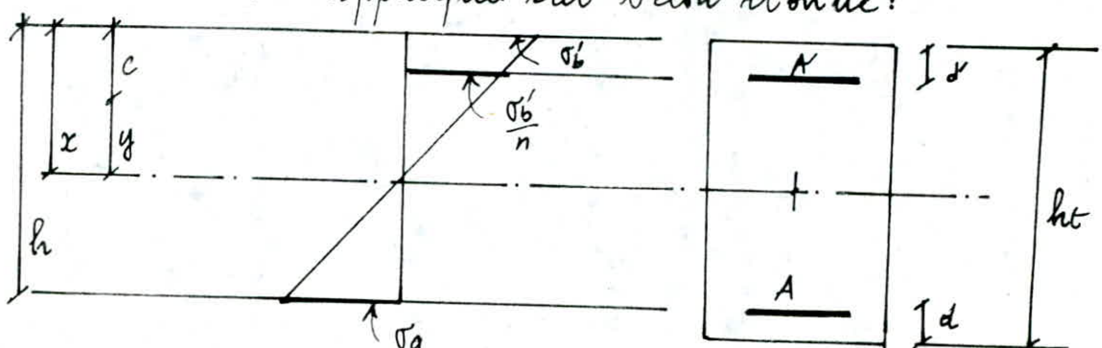
$$A_{fc} = A_s - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 27{,}30 - \frac{9{,}7.10^3}{1704} = \underline{\underline{21{,}60 \text{ cm}^2}}$$

- ferraillage et choix des aciers:

h [m]	M [t.m]	N' [t]	e_0 [cm]	f [cm]	M_f [t.m]	M_{rb} [t.m]	A [cm²]	A choisie [cm²]	A' [cm²]
0,00	7,05	9,70	73	81,5	7,91	15,27	21,60	8HA20=25,13	0
0,00	-4,02	9,70	41,44	49,94	4,84	14,92	15,21	8HA16=16,08	0
2,00	+1,02	8,45	12,07	10,55	1,74	13,81	4,51	8HA10=6,28	0
2,00	-1,89	8,45	22,36	29,86	2,12	13,81	5,49	8HA10=6,28	0

Verification des contraintes:

La methode usuelle appliqué sur béton donne:



on pose: $y = x - c \Rightarrow x = y + c$

L'équation du moment statique nous donne:

$$y^3 + \left\{-3c^2 - \frac{6n}{b}\left[A'(c-d') - A(h-c)\right]\right\} y + \left\{-2c^3 - \frac{6n}{b}\left[A'(c-d')^2 + A(h-c)^2\right]\right\} = 0$$

qui correspond à une equation du 3ème degré de la forme:

$$y^3 + py + q = 0 \quad \text{Avec:}$$

$$p = -3c^2 - \frac{6nA'}{b}(c-d') + \frac{6nA}{b}(h-c).$$

$$q = -2c^3 - \frac{6nA'}{b}(c-d')^2 - \frac{6nA}{b}(h-c)^2.$$

dont la solution est:

$$y = \left\{-\frac{q}{2} + \left[\left(\frac{q}{2}\right)^2 + \left(\frac{p}{3}\right)^3\right]^{\frac{1}{2}}\right\}^{\frac{1}{3}} + \left\{-\frac{q}{2} - \left[\left(\frac{q}{2}\right)^2 + \left(\frac{p}{3}\right)^3\right]^{\frac{1}{2}}\right\}^{\frac{1}{3}}.$$

. Le moment d'inertie sera:

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA'(x-d')^2 + nA(h-x)^2$$

. Les contraintes seront donc:

$$\sigma_b' = Kx, \quad \sigma_a' = nK(x-d') \quad \text{et} \quad \sigma_a = nK(h-x) \text{ avec } K = \frac{y \cdot N'}{I}$$

<u>Application</u> :

$$p = -9536{,}007$$

$$q = 337424{,}00$$

$$\Rightarrow \quad y^3 - 9536{,}007\, y + 337424{,}0 = 0$$

$$\Rightarrow \quad y = 45{,}585 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \quad x = 14{,}915 \text{ cm}$$

$$I = 5166{,}955 \text{ cm}^4$$

$$K = 8{,}55$$

. $\sigma_b' = K.x = 127{,}52 < \bar{\sigma}_b'$

. $\sigma_a = nK(h-x) = 309{,}72 < \bar{\sigma}_a$.

N.B :

Le RPA (Art 4.3.3.3) donne comme pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone : 0,5% on prendra donc : 8HA12/ml au lieu de 8HA10 /ml.

Verification de l'effort tranchant :

on à : $T_{max} = 10{,}74\, t$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 . z} \quad \text{avec :} \quad z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} . 21 = 18{,}375 \text{ cm}.$$

$b_0 = 100$ cm

$$\Rightarrow \tau_b = \frac{10{,}74 . 10^3}{100 . 18{,}375} = 5{,}84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 2{,}5 . \bar{\sigma}_b = 2{,}5 . 6{,}25 = 15{,}625 \text{ Kg/cm}^2$$

$\Rightarrow$ on à bien que : $\tau_b = 5{,}84 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 15{,}625 \text{ Kg/cm}^2$

* L'effort tranchant sera repris par les armatures horizontales en arcs et par les armatures en épingles de maintien.

ETUDE

HYDRODYNAMIQUE

ETUDE-HYDRAUDYNAMIQUE

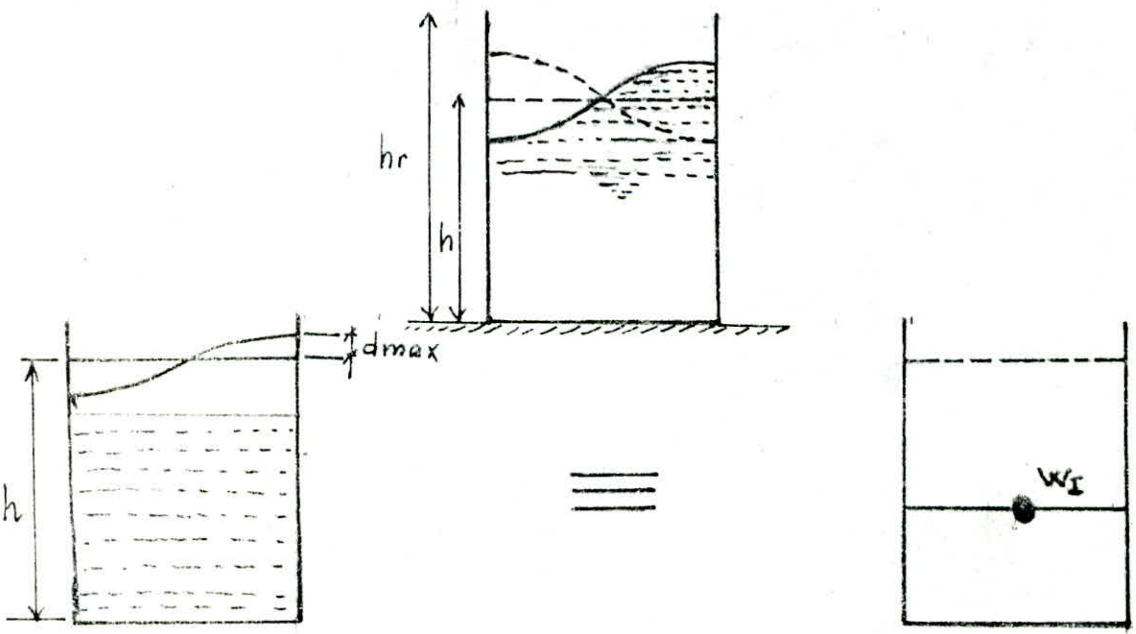
I. Généralités:

Lorsqu'un réservoir couvert est entièrement plein, il n'ya pas de mouvement relatif du fluide par rapport au réservoir à la suite d'une excitation. Du point de vue dynamique, tout se passe comme si l'ensemble fluide-réservoir constituait une masse unique. Par contre, dans les réservoirs partiellement remplis (2%) l'excitation met une partie du fluide en mouvement, ce qui conduit à la formation des vagues en surface. Ce phénomène de l'effet hydraudynamique de l'oscillation du liquide doit être considéré dans le but de réduire la masse effective et de déterminer le centroïd éffectif du liquide.

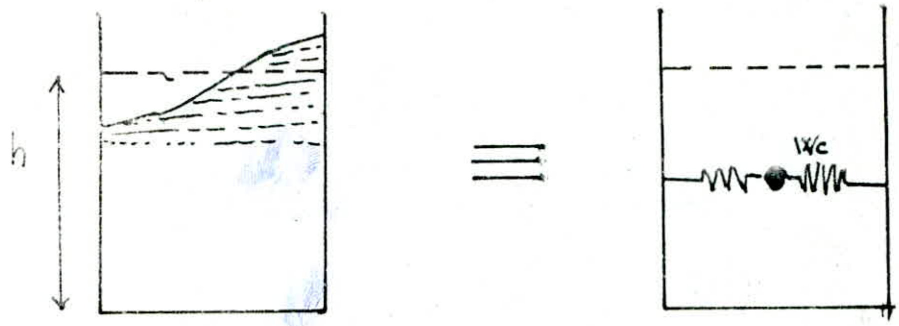
Les méthodes de calcul se basent sur des hypothèses différentes selon la dépendance de la surpression (d'oscillation, d'impulsion,..) dynamique par rapport au temps. Ainsi pour Jacobsen et AYRE, le champ de vitesse dans le réservoir est directement proportionnel à la vitesse du sol. De plus en negligeant l'influence du temps sur la surprésion, ils ne considèrent que la surprésion d'impulsion avant qui ne commence les oscillations du liquide. Cette méthode ne nous intéresse pas car elle ne prend pas en compte l'effet d'oscillation du liquide. La méthode de calcul de Hunt et Priestley en tenant compte à la fois des phénomènes d'impulsion et d'oscillation, conduit à relation entre le ../..

.../... de vitesse fonction du temps et l'accélération du sol.
Ce calcul qui a l'avantage d'être plus général introduit néanmoins dans les résultats une inconnue supplémentaire : l'accélération du sol $a(t)$. Ainsi, dans la comparaison faite avec les résultats donnés par les autres auteurs, il a fallu affecter d'une forme particulière l'accélération du réservoir. Cette méthode fait apparaître bien entendu des pressions d'oscillations tenant compte de l'ensemble des modes de vibration du fluide. Housner sépare les deux phénomènes : Impulsion et oscillation. L'action du liquide est décomposée en deux actions :

- action passive provoquant des efforts d'impulsion.
- action active provoquant des efforts d'oscillation.

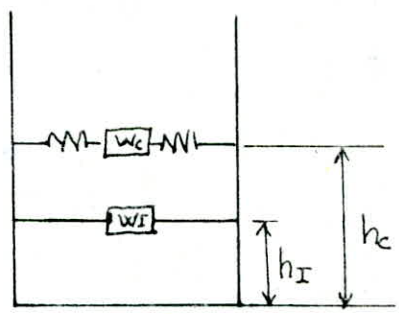


Equivalent mécanique des pressions d'impulsion



Équivalent mécanique des préssions d'oscillation
action sur les parois et sur la base.

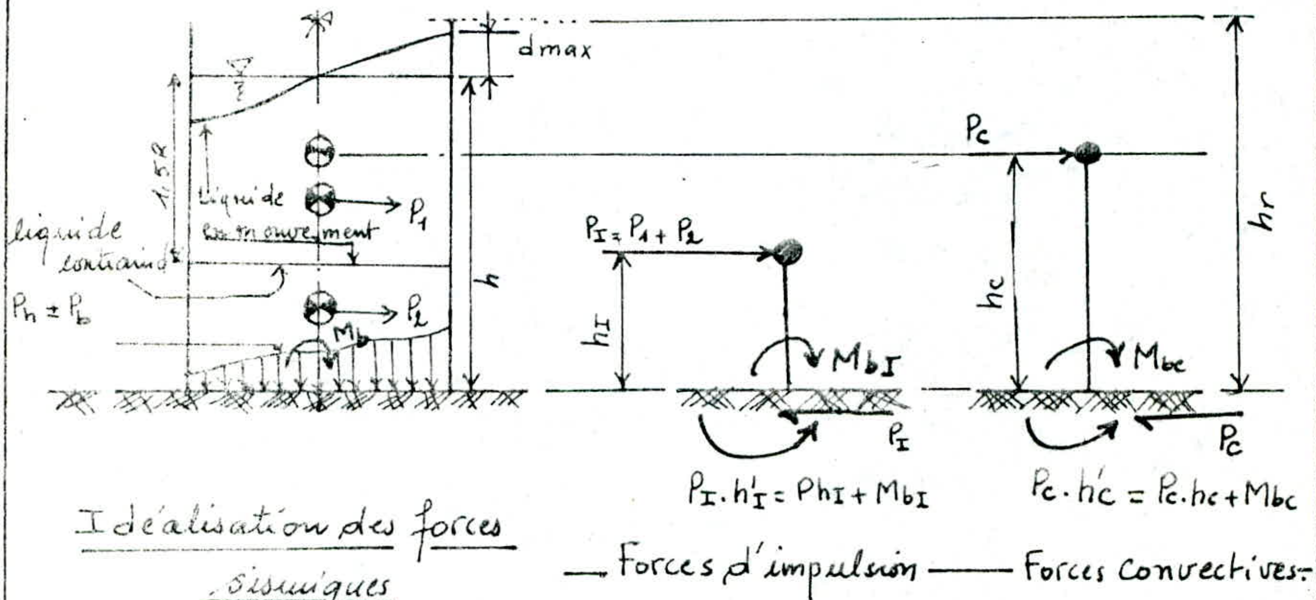
Ainsi le modèle qu'on retiendra pour l'ensemble des deux types d'actions sera celui de la figure ci-dessous:



L'effet hydraudynamique:

Durant un troublement de terre, il y a une redistribution complexe de préssions dans le réservoir. Le proceder d'étude pour la consideration des éffets hydraudynamiques est basée sur une simplification de la méthode decrite et modifiée dans les differentes publications techniques.

La distribution de la force éffective est illustrée dans la figure:



Idéalisation des forces sismiques

* pression verticale sur le fond du réservoir, P_h est la pression hydraustatique uniforme.

P_b : est la pression hydraustatique variable.

- Le couple vertical dû à P_b, resulte dans le moment M_b au fond du réservoir.

- Le liquide est divisé en deux parties, une partie passive (impulsion) et l'autre en mouvement (oscillation).

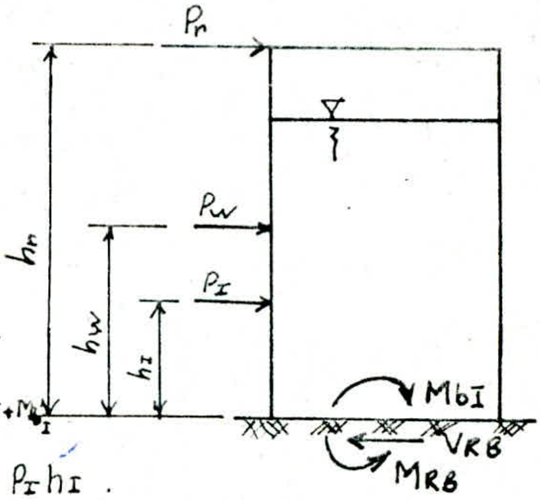
Une partie du liquide en mouvement est combinée avec une autre partie du liquide contraind pour former une masse éffective de la force impulsive : P_I ($P_I = P_1 + P_2$). Le reste reste de la partie du liquide en mouvement forme la masse pour la force convective P_c. P_I et P_c sont les forces résultantes des pressions horizontales sur les parois du réservoir.

P_I : représente la force de la masse éffective du liquide qui se déplace rigidement avec le réservoir.

M_b : représente le couple agissant dans le fond du réservoir dû

... au déséquilibre de la pression verticale.
Les moments fléchissant et de renversement sont déterminés par multiplication de P_I et P_c par les hauteurs éffectives respéctivement h_I et h_c. En régle d'introduire les éffets de M_b au dessous de la base du réservoir, les hauteurs éffectives modifiées h'_I et h'_c sont données.

Ⓐ Forces du corps regide :



- $P_r = A.B.D.Q.W_r$
- $P_W = A\,B\,D\,Q\,W_w$
- $V_{RB} = P_r + P_W + P_I$
- M_{RB} (fléchissant) $= P_r.h_r + P_w h_w + P_I h_I$.
- M_{RB} (renversement) $= P_r.h_r + P_w h_w + P_I h_I + M_{b_I}$
$= P_r h_r + P_w h_w + P_I h_I$.

où : W_r = poids de la toiture
W_w = poids des parois
W_I = poids du liquide impulsif.
h_r = hauteur de la toiture
h_w = centre de masse de la paroi du réservoir
h_I = hauteur effective du liquide impulsif
h'_I = fonction de $\frac{h_I}{h_c}$

Les forces du corps regide (RB) figure ci-dessus.

Le terme corps regide est utilisé pour denoter le liquide impulsif mouvant rigédement avec le réservoir.

Actuellement le réservoir a une fléxibilité dépendant de la grandeur et de la grosseur.

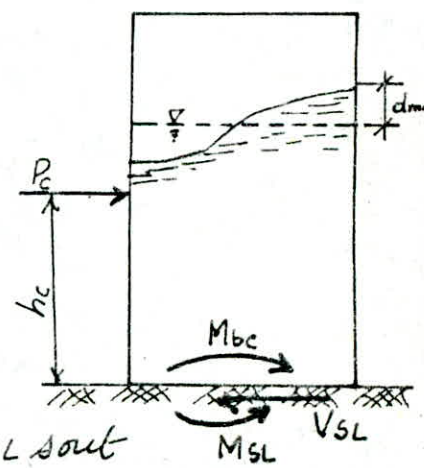
- La force horizontale du corps régide, V_{RB} sera determinée par la formule suivante :

$$V_{RB} = ABDQ\,(W_r + W_w + W_I)$$

- Le moment à la base du réservoir est determiné par :

$$M_{RB} = ABDQ\,(W_r \cdot h_r + W_w \cdot \bar{h}_w + W_I \cdot h_I)$$

B - force du liquide oscillant, (SL) :



- $P_c = ABDQ\,W_c$
- $V_{SL} = P_c$
- M_{SL} (fléchissant) $= P_c \cdot h_c$
- M_{SL} (renversement) $= P_c\, h_c + M_{bc} = P_c\, h'_c$.
- $\frac{h'_c}{h} = f\left(\alpha = \frac{h}{R}\right)$; figure 27

a). Les forces du liquide en mouvement V_{SL} sont égales à la force convective P_c, elle sera determinée par la formule

$$V_{SL} = ABDQ\,W_c \; ; \quad \frac{W_c}{W} = f\left(\alpha = \frac{h}{R}\right) \text{. figure 26}$$

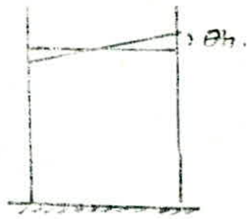
- La période d'oscillation du liquide est déterminée par la formule suivante : $T = K_T \cdot \sqrt{h}$ où : $K_T = \frac{1{,}11}{\sqrt{\alpha \cdot K_d}}$; figure 28.

Le moment à la base du réservoir est déterminé par :

$$M_{SL} = ABDQ\,W_c\, h_c.$$

<u>Remarque</u> : Les figures 26, 27, 28 sont données dans la publication 84 de l'OPU - Conception et calcul des Structures soumises aux Seismes.

b/. La hauteur maximale des mouvements des vagues est donné par la formule :



$$d_{max} = \frac{Q}{\frac{g}{\bar{\omega}^2 \theta_h R} - 1} \; ;$$

avec : $- \; Q = \dfrac{0{,}629\, R}{\frac{R\theta_h}{A_1}}$

$$- \; \theta_h = 1{,}534 \, \frac{A_1}{R} \, th\left(1{,}84 \, \frac{h}{R}\right)$$

$$- \; \bar{\omega}^2 = \frac{1{,}84}{R} \, g \, th\left(1{,}84 \, \frac{h}{R}\right)$$

- La valeur de $\frac{R\theta_h}{A_1}$ est tirée du graphe 6.15 du : nuclear reactors and earthquarks ou tout comme elle peut être calculée directement puisque :

$$\frac{R\theta_h}{A_1} = 1{,}534 \, th\left(1{,}84 \, \frac{h}{R}\right)$$

c/. Combinaison des forces du corps régide, et des forces du liquide, en mouvement.

$$V_{total} = \sqrt{V_{RB}^2 + V_{SL}^2}$$

$$M_{total} = \sqrt{M_{RB}^2 + M_{SL}^2}$$

, Ceux ci est en accord avec la procedure de l'analyse modale ou le spectre des réponses des modes prédominant qui sont combinés par une telle manière.

II- <u>Application</u> :

- $\alpha = \frac{h}{R} = \frac{6{,}7}{15{,}5} = 0{,}43 < 1{,}5 \Rightarrow$ Réservoir à faible hauteur
  , coefficient d'accélération des zones : A.
- , C'est une fraction de g.
- Groupe d'usage I, Zone II $\Big\} \Rightarrow A = 0{,}25.$

- facteur de comportement de la structure : B

Categorie 8 $\Rightarrow$ $B = \frac{1}{2}$.

- facteur de qualité : Q

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

- contrôle de la qualité des materiaux (critère non observé) $\Rightarrow$ 0,1

- Contrôle de la qualité de la construction (critère non observé) $\Rightarrow$ 0,1

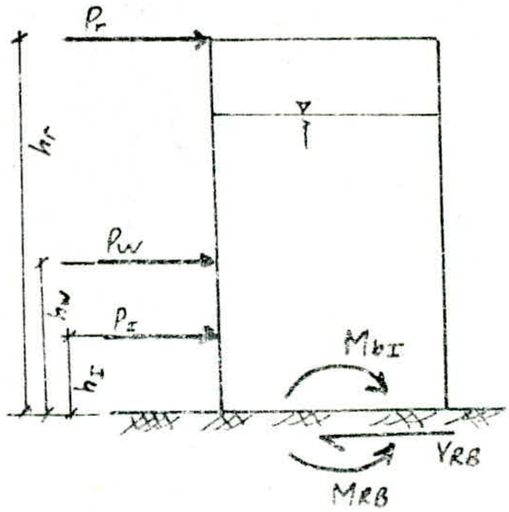
$\Rightarrow Q = 1+0+0+0+0+0{,}1+0{,}1 = 1{,}2.$

- facteur d'amplification D :

La valeur de ce coefficient diffère selon le cas des forces du corps régide ou des forces du liquide en mouvement.

<u>A - forces du corps regide:</u>

- $P_r = A B D Q W_r$
- $P_w = A B D Q W_w$
- $P_I = A B D Q W_I$
- $V_{RB} = P_r + P_w + P_I$
- M_{RB} (fléchissant) $= P_r . h_r + P_w \bar{h}_w + P_I . h_I$.
- M_{RB} (renversement) $= P_r h_r + P_w \bar{h}_w + P_I h'_I$



D : coefficient d'amplification dynamique :

Dans ce cas le réservoir vide et le liquide contiaind subissent la même accélération que celle du sol (Hypothèse d'Houzner) de ce fait on prendra la valeur maximale de D qui est égale à deux (2), valeur donnée par le RPA pour un amortissement de 10% et pour un sol meuble.

Calcul :

W_r : Comprend le poids de la coupole et celui de la ceinture.

- dallette : $\varphi_0 = 2{,}5\,(\pi \cdot 1^2 \cdot 0{,}06) = 0{,}47\ t$
- coupole : charge – $\varphi_1 = P.S = 0{,}24 \cdot 806 = 193{,}44\ t$

  surcharge – $S_1 = 0{,}1 \cdot 755 = 75{,}5\ t$

$$\varphi_I = 269{,}41\ t$$

- Acrotère $\qquad \varphi_2 = 2{,}5\,(2\pi \cdot 15{,}975 \cdot 0{,}45 \cdot 0{,}15)$

  $= 16{,}94\ t$

  $\varphi_3 = 2{,}5\,(2\pi \cdot 15{,}675 \cdot 0{,}65 \cdot 0{,}55) =$

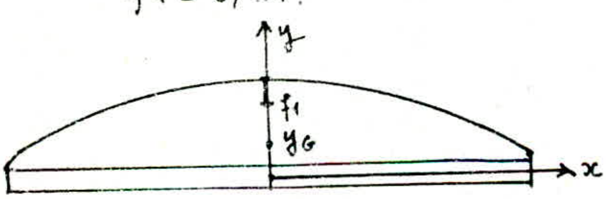
$$\varphi_{II} = 104{,}68\ t$$

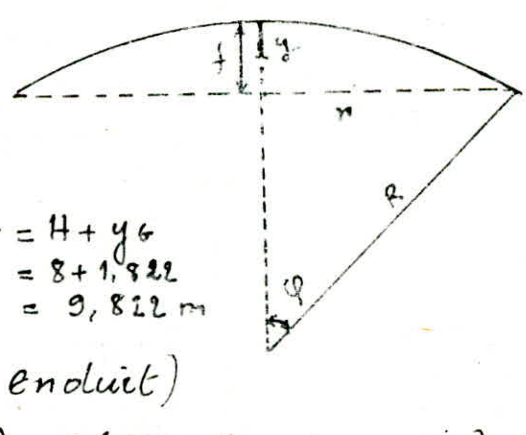
$$W_r = \varphi_I + \varphi_{II} = 374{,}09\ t$$

Détermination du barycentre de la ceinture plus coupole :

$$f_1 = R\left(1 - \frac{\sin\varphi}{\varphi}\right) \quad \text{avec } \varphi = \operatorname{Artg}\frac{r}{R} = 22°56'8{,}42''$$
$$= 0{,}4\ \text{rad}$$

$f_1 = 0{,}37$





- $y_G = \dfrac{(f - f_1)\cdot \varphi_I}{W_r} = 1{,}822 \Rightarrow h_r = H + y_G$

  $= 8 + 1{,}822$

  $= 9{,}822\ m$
- $W_r = 374{,}09\ t$; $h_r = 9{,}822\ m$.
- W_w : poids des parois (BA + enduit)

  $W_w = 2{,}5\,(2\pi \cdot 15{,}625 \cdot 0{,}25 \cdot 8) + 2\,(2\pi \cdot 15{,}625 \cdot 0{,}06 \cdot 8)$

  $W_w = 585{,}1\ t.$
- W_I = poids du liquide impulsif.

  W = poids de l'eau.

$W = 1,2 \cdot 6,70 \cdot \pi \cdot \overline{15,5}^2 = 6068,4t$

$\frac{W_I}{W} = f\left(\alpha = \frac{h}{R} = 0,43\right) = 0,27$ - figure 26 $\Rightarrow W_I = 0,27W$

$\Rightarrow \underline{W_I = 1638,5t}$

Forces:

- $P_r = ABDQ\ W_r = 0,25 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,2 \cdot 374,09 = 112,227t$
- $P_W = ABDQ\ W_W = 0,25 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,2 \cdot 585,1 = 175,53t$
- $P_I = ABDQ\ W_I = 0,25 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,2 \cdot 1638,5 = 491,55t$.

La force horizontale du corps rigide V_{RB} est:

$$V_{RB} = P_r + P_W + P_I = 112,227 + 175,53 + 491,55 = 779,307t$$

$$\underline{V_{RB} = 779,307t.}$$

Le Moments:

on a: $\bar{h}_W = \frac{H}{2} = \frac{8}{2} = 4m.$

$h_r = 9,822\ m.$

$\frac{h_I}{h} = f\left(\alpha = \frac{h}{R} = 0,43\right) = 0,38 \Rightarrow h_I = 2,546\ m$

$\frac{h'}{h} = f\left(\alpha = \frac{h}{R} = 0,43\right) = 1,6 \Rightarrow h'_I = 2,56$

Moment fléchissant M_{RB} (TANK SHELL)

$$M_{RB} = P_r h_r + P_W \bar{h}_W + P_I h_I = 112,227 \cdot 9,822 + 175,53 \cdot 4 + 491,55 \cdot 2,546$$

$$M_{RB} = 3055,9\ t.m.$$

Moment de renversement (au dessous de la base) M_{RB} (below base), $M_{RB} = P_r h_r + P_W \bar{h}_W + P_I h_I + M_{bI}$

$$= P_r h_r + P_W \bar{h}_W + P_I h'_I$$

$$= 112,227 \cdot 9,822 + 175,53 \cdot 4 + 491,55 \cdot 2,56$$

$$\Rightarrow \underline{M_{RB} = 3062,8\ t.m.}$$

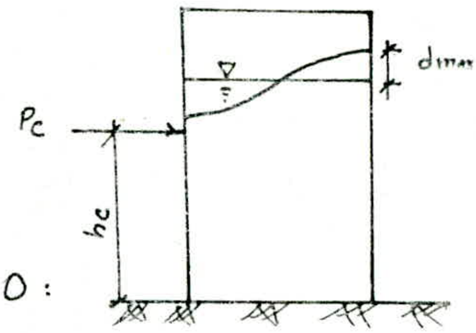
B- forces du liquide en oscillation (SL) :

$P_c = A\,B\,D\,Q\,W_c$

$V_{SL} = P_c$

M_{SL} (fléchissant) $= P_c\, h_c$

M_{SL} (renversement) $= P_c\, h_c + M_{bc} = P_c\, h'_c$.



Coefficient d'amplification dynamique D :

Vu qu'il n'y a pas de commentaire dans le RPA concernant la valeur de D pour des faibles amortissement, le coefficient d'amplification dynamique sera determiné en ponderant la valeur obtenue à partir du graphe d'amortissement de 10% pour une periode d'oscillation $T = K_T\sqrt{h}$ du liquide par un coefficient determiné par la formule par la formule de regression de N.M Newmark, WJHall.

Formule de regréssion : $S_a(\beta) = (4{,}38 - 1{,}04 \ln\beta)\,A$

pour deux valeurs differentes de β : $(\beta_1, \beta_2) \Rightarrow$

$$S_a(\beta_1) = \frac{4{,}38 - 1{,}04 \ln(\beta_1)}{4{,}38 - 1{,}04 \ln(\beta_2)} \cdot S_a(\beta_2)$$

Référence : N.M Newmark, W.J. Hall.

Earthquake spéctra anal Design. EERI 1982.

$T = K_T \cdot \sqrt{h}$ avec $K_T = \dfrac{1{,}11}{\sqrt{\alpha \cdot K_a}} = 1{,}4$

$T = 1{,}4 \cdot \sqrt{6{,}70} = 3{,}624\,s.$

$$\left.\begin{array}{l} T = 3{,}624\ s \\ \beta = 10\ \% \\ \text{Sol meuble} \end{array}\right\} \Rightarrow D = 1.$$

, on prend $\beta_2 = 0{,}5\%$ pour le liquide.

$$\Rightarrow \; Sa(0{,}5\%) = \frac{4{,}38 - 1{,}04 \ln(0{,}5\%)}{4{,}38 - 1{,}04 \ln(10\%)} Sa(10\%) = 1{,}45\, Sa(10\%)$$

$$\Rightarrow \left.\begin{array}{l} T = 3{,}624\,s \\ \beta = 0{,}5\% \\ \text{sol meuble} \end{array}\right\} \Rightarrow Sa(T, \beta_1 = 0{,}5\%) = 1{,}45\, Sa(T, \beta_2 = 10\%)$$

avec :

$$Sa(T, \ell = 0{,}5\%) = 0{,}25 \,.\, 1 \,.\, 1{,}45 = 0{,}8625$$

forces: $P_c = ABDQ\,W_c$

$$\frac{W_c}{W} = 0{,}7 = f\left(\alpha = \frac{h}{R} = 0{,}43\right) \Rightarrow W_c = 0{,}7 \cdot 6068{,}4$$

$$\Rightarrow W_c = 4247{,}88\ t.$$

$$P_c = 0{,}3625 \cdot 1{,}2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 4247{,}88 = 923{,}914\ t.$$

- l'effort à la base V_{SL} : $V_{SL} = P_c = 923{,}914\ t.$

- Moment fléchissant :

$$M_{total}\ (\text{For tank shell}) = \sqrt{3055{,}9^2 + 3095{,}112^2} = 4349{,}511\ t.m$$

- Moment de renversement :

$$M_{total}\ (\text{For below base}) = \sqrt{3062{,}8^2 + 9904{,}36^2} = 10367{,}116\ t.m$$

- D : la hauteur maximale du mouvement des vagues est déterminée par la formule :

$$d_{max} = \frac{Q}{\dfrac{g}{\omega^2 \theta_h R} - 1}, \text{ avec : } Q = \frac{0{,}629R}{\dfrac{R\theta_h}{A_1}} \quad \text{et}$$

$$\omega^2 = \frac{1{,}2g}{R} \cdot \frac{R\theta_h}{A_1}$$

on a $\frac{R}{h} = 2{,}31 \Rightarrow \frac{R\theta_h}{A_1} = 1{,}1$ fig 6.15 du nuclear reactors and Earthquaks TID - 7024. tout comme elle peut être tirée directement puisque $\frac{R\theta_h}{A_1} = 1{,}584\, Th\left(1{,}84 \frac{h}{R}\right)$.

$\Rightarrow$

$$\Phi = \frac{0,629 \cdot 15,5}{1,1} = 8,8632$$

La periode d'oscillation du liquide est fixée par

$$T = K_T \sqrt{h} = 3,624\ s$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = 1,7337.$$

$$y_{max} = A_1 = \frac{Sa\,(T,\ 0,5\%)}{\omega^2} = \frac{1,45 \cdot 0,25 \cdot 1 \times 9,81}{(1,7337)^2} = 1,183$$

A_1 est le déplacement du centre de gravité de la masse d'eau oscillante par rapport au centre de gravité de la masse d'eau qui est figée avec le réservoir vide.

$$\theta_h = 1,534 \cdot \frac{A_1}{R} \cdot th\left(1,84 \cdot \frac{h}{R}\right) = 1,534 \cdot \frac{1,183}{15,5} \cdot th\left(1,84 \cdot \frac{6,70}{15,5}\right)$$

$\Rightarrow$

$$\theta_h = 0,0773.$$

$$\tilde{\omega}^2 = \frac{1,2\,g}{R} \cdot \frac{R\,\theta_h}{A_1} = \frac{1,2 \cdot 9,81}{15,5} \cdot 1,1 = 0,835$$

Par conséquent:

$$d_{max} = \frac{\Phi}{\frac{g}{\tilde{\omega}^2 \theta_h R} - 1} = \frac{8,8632}{\frac{9,81}{0,835 \cdot 0,0773 \cdot 15,5} - 1} = 1,0065\,m$$

$\Rightarrow d_{max} = 1,0065\ m. \simeq 1,00m.$

or on à laisser au dessus du niveau d'eau une virole de paroi de 1,30 m de largeur.

c'est à dire : $d_{max} = 1,0065 < 1,30\ m.$

Vérification de la paroi à l'encastrement.

a°/ vérification au cisaillement :

La vérification de la section d'encastrement : paroi - radier est donnée selon l'Article 4.3.2.2 du RPA 81 Version 83 par :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{S} < \bar{\tau}_b \quad \text{avec:}$$

$\bar{T} = 1,4\, T_{calculé}$

$S = M^t \text{ statique} = \frac{\pi}{4}(D^2 - d^2)$ où :

D = diamètre extérieur du réservoir

d = diamètre intérieur au niveau du gousset.

$\bar{\tau}_b = 0,12 . \sigma'_{28}$ ($\sigma'_{28} = 300$ bars).

Application :

$T_{calculé} = 1208,7\, t$

$S = 53,48\ m^2$

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

$$\tau_b = \frac{1,4 . 1208,7}{53,48} = 31,64 \frac{t}{m^2} = 3,164\ Kg/cm^2$$

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

b°/ Vérification à la fléxion :

Nous considérons un anneau circulaire situé au niveau du radier soumis à un éffort normal N' et un moment M.

N' = poids propre de la paroi + coupole + surcharge.

M = Moment de fléxion dû au seisme.

Le calcul de cette section en fléxion composée nous conduit à calculer les contraintes σ_1 et σ_2 produitent dans ./..

.../... la paroi. Ces contraintes seront comparées aux contraintes admissibles.

- soit :

$$S = \pi (R_1^2 - R_2^2)$$

$$J = \frac{\pi}{64} (D^4 - d^4)$$

$$W = \frac{J}{R}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N'}{S} \pm \frac{M}{W}$$

<u>Application:</u>

$$N' = 1298{,}471 t$$

$$M = 4349{,}511 t.m.$$

$$S = 98{,}175 m^2$$

$$J = 2996{,}248 m^4$$

$$W = 190{,}238 m^3$$

$\Rightarrow$ $\sigma_1 = 3{,}609 \ Kg/cm^2$

$\sigma_2 = 1{,}0 \ Kg/cm^2$ $< \bar{\sigma}_b'$.

$\Rightarrow$ Les armatures et la section du béton choisies sont largement suffisantes pour reprendre les efforts des deux genres de sollicitations.

FONDATIONS

ETUDE DU RADIER

Generalités:

Le radier d'un réservoir cylindrique est structurellement une plaque circulaire mince. L'étude de ce radier et de ses liaisons avec la paroi necessite la prise en compte des caracteristiques du terrain.

Afin de permettre une formulation mathématique simple du probleme, on considère le terrain d'appui du radier comme parfaitement élastique.

Le radier permet d'avoir une surface maximale de répartition des charges pour un éspace donné; ce qui entraine une préssion de contact minimale et dans la plus part des cas un coefficient de sécurité maximale à la rupture.

Ce type de fondation a un en divers cas:

- Augmenter la surface de contact sur le sol.
- Éliminer les éffets de petites poches de sol mou ou compressible.
- Résister aux sous préssions dûes à une remontée de la nappe.

Un radier est généralement défini comme étant un plancher renversé avec les mêmes régles de calculs que pour les autres planchers où la représente les points d'appuis du radier.

Pour notre étude on à considerer deux cas de charges:

Cas I : Réservoir vide :

Le radier est soumis à la réaction du sol diminué ../..

.../... de son poids propre.

- Cas II : Réservoir plein :

Le radier est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre, et des surcharges de l'eau.

Pour le calcul du radier, la logique nous a conduit au cas le plus défavorable qui est le cas I, car dans le cas II, le radier est presque soumis à une compression simple.

I - Détermination de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur h_t du radier doit être choisie de manière à :

1°/ Eviter le poinçonnement

2°/ assurer la condition de non vérification du débord à l'effort tranchant.

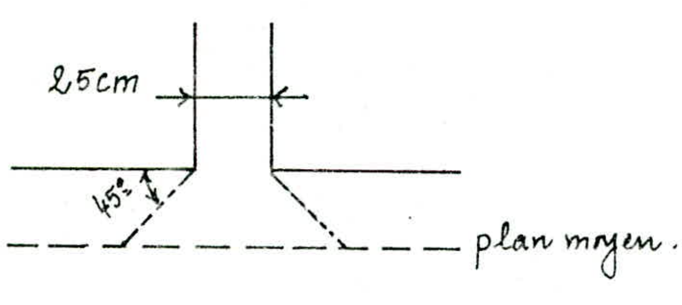
3°/ assurer la régidité du radier.

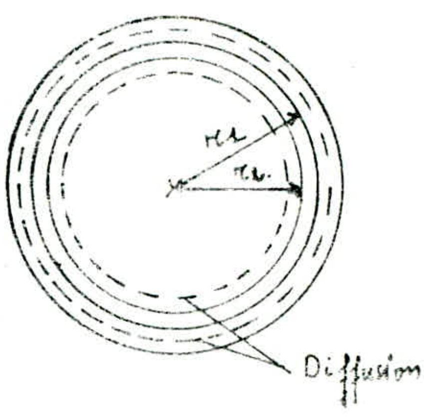
1°/ - Vérification au poinçonnement :

on doit vérifier que : $\dfrac{1{,}5\,Q}{P_c \cdot h_t} \leqslant 1{,}2\,\bar{\sigma}_b$ où :

$Q = G + P = 1792{,}886\,t$

P_c : périmètre de contour à considérer dans le plan moyen.





$$P_c = 2\pi\left[\left(r_1+\frac{b}{2}\right)+\left(r_2-\frac{h_t}{2}\right)\right] = 2\pi\,(r_1+r_2)$$

$$P_c = 2\pi\,(15{,}75+15{,}5) = 196{,}35\ m.$$

$$h_t \geq \frac{1{,}5\,N}{1{,}2\cdot\bar{\sigma}_b\cdot P_c} = \frac{1{,}5\cdot 1398{,}471\cdot 10^3}{1{,}2\cdot 6{,}25\cdot 196{,}35\cdot 10^2} = 13{,}23\,cm$$

2°/ Condition de non verification de l'effort tranchant :

$$h \geq \frac{2(b-a)-e}{4}$$

Afin de permettre l'ancrage des aciers verticaux dans le radier on laissera un débord pour le radier de 40 cm.

b = rayon du radier = 16,15 m.

a = rayon moyen du cylindre = 15,625 m.

e = épaisseur de la paroi = 0,25 m.

$$\Rightarrow h \geq \frac{2\,(16{,}15-15{,}625)-0{,}25}{4} = 0{,}2\,m$$

3°/ Regidité du radier :

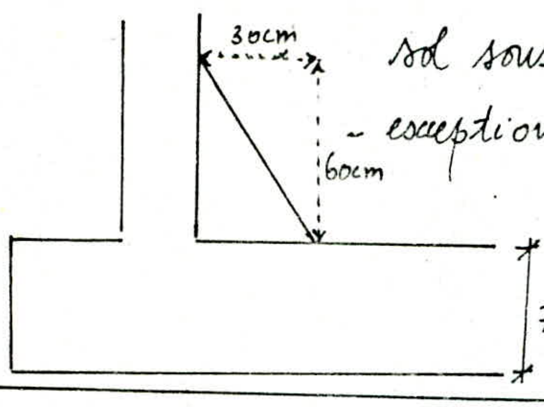
l'épaisseur du radier doit satisfaire.

a°/ resistance.

- $M_{ext} \leq M_{rb} = K.\,b.\,h^2$
- L'encastrement de la paroi dans le radier.

b°/ etanchieté :

- Une certaine regidité du radier visà vis du sol sous-jacent.
- exceptionnellement, le rôle du cuvlage.



: Gousset

1) - $M_{ext} = M_{rb} = K b h^2 \Rightarrow$

pour : $M_{ext} = 64,4\ t.m$ et $\bar{\sigma}_a = 1574\ Kgf/cm^2$, $\bar{\sigma}'_b = 150\ Kg/cm^2$

on a : $K = 35,5$ d'ou :

$$h = \frac{64,4 \cdot 10^5}{100 \cdot 35,5} = 43\ cm$$

2) Assurez l'encastrement de la paroi dans le radier, l'épaisseur du radier doit être au moins égale à deux fois celle de la paroi.

$$h_t \simeq 50\,cm.$$

II - Calcul du radier :

A. Diagramme de réaction du sol.

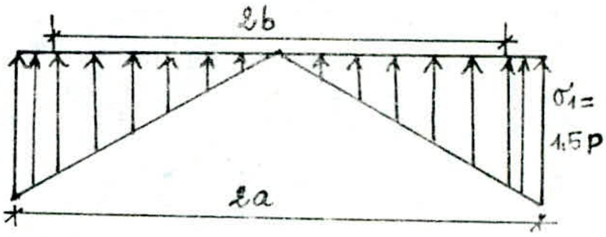
L'etude du radier est difficile, cette difficulté réside dans la determination du diagramme (approché ou exact) des réactions du terrain, car cela dépend des coefficients d'élasticité relative de la structure, du radier et du sol.

La théorie des plaques sur sol élastique est en général tellement laborieuse qu'on a presque toujours calculé les radieas en choisissant à priori un diagramme de réaction du sol (le plus souvent linéaire et uniforme) et en veillant à ce que les éléments de réduction associés à ce diagramme redonnent bien, l'aplomb de chaque point porteur, une réaction d'intensité égale et de sens opposé à la charge provenant de la superstructure.

on doit s'assurer que le diagramme ne conduit pas localement à des contraintes trop fortes sur le sol ou à des soulevements.

En fin, on considerera un diagramme de réaction du sol sur le radier de forme triangulaire: Maximum au bord et nul au centre du radier.

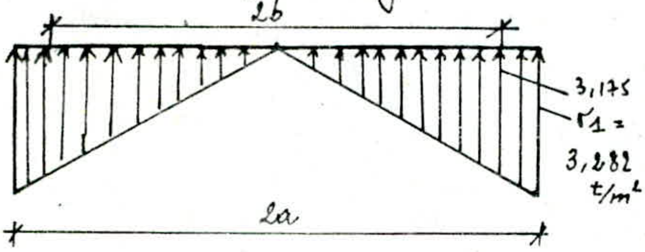
- Shéma statique :

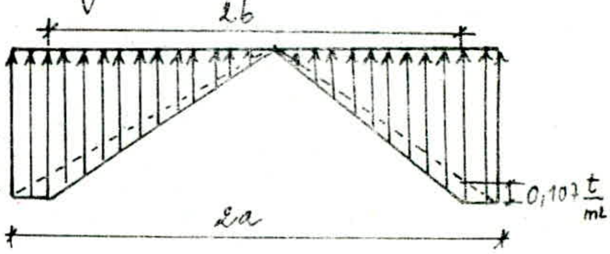


avec : $P = \dfrac{Q}{\pi a^2} = \dfrac{1298,470}{\pi \cdot \overline{16,15}^2}$
$= 1,585 \ t/m^2$

donc : $\sigma_1 = 1,5p = 2,377 \ t/m^2$

Pour pouvoir utiliser les tables de Mr Richard Barres, on doit modifier légèrement le diagramme de réaction.





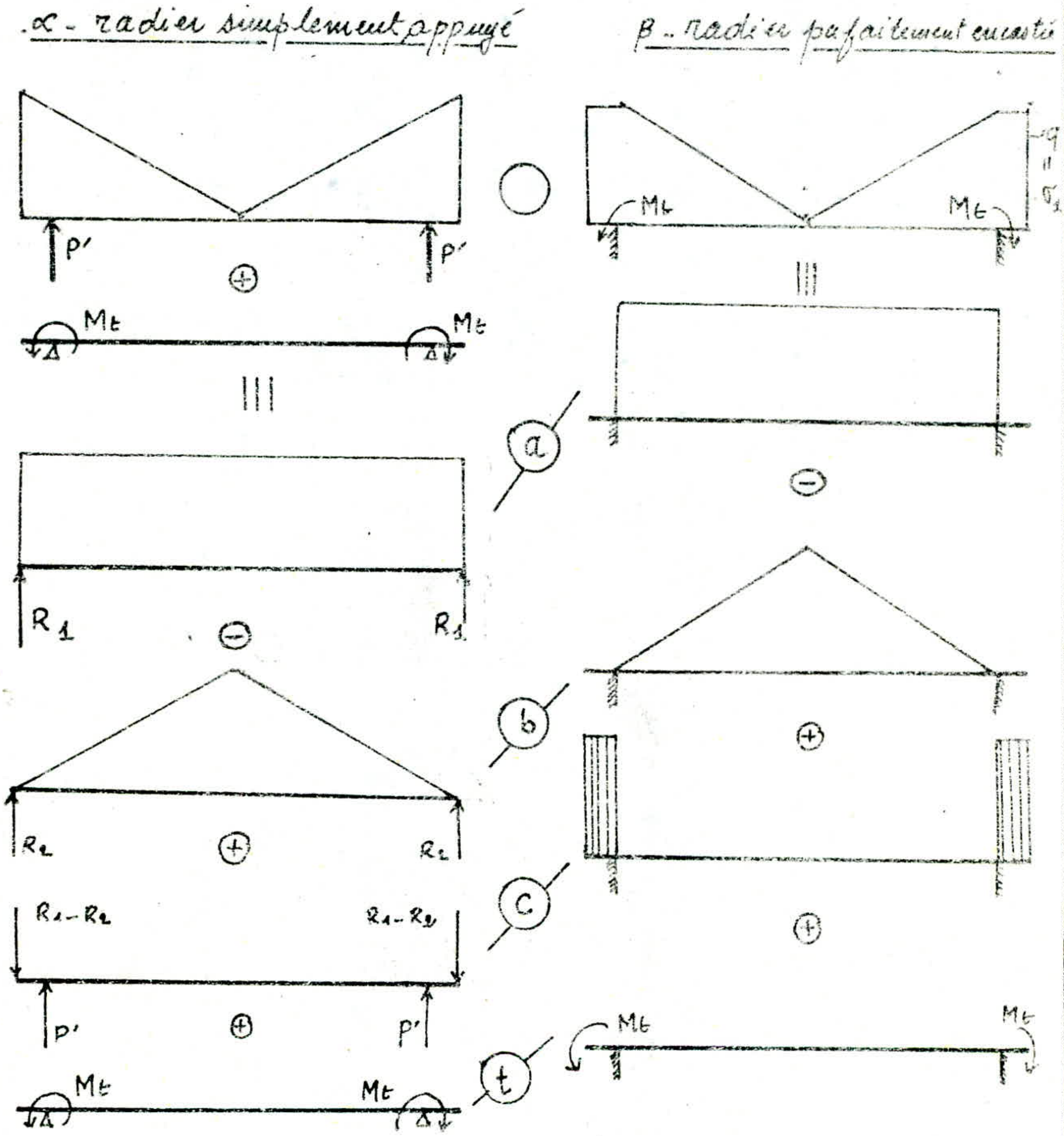
- on a deux types de liaison paroi - radier :

α - radier simplement appuyé.

β - radier parfaitement encastré.

nous étudierons les deux cas limites séparément, ensuite on prendra les moments les plus défavorables pour le calcul du ferraillage.

.../...



$$M_r = M_r^a - M_r^b + M_r^c + M_r^t$$

$$M_\varphi = M_\varphi^a - M_\varphi^b + M_\varphi^c + M_\varphi^t$$

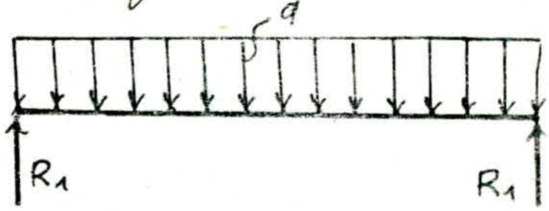
- M_r = Moments radiaux par unité de cercle.
- M_φ = Moments tangentiels par unité de longueur du diamètre.

B. Elements de réduction :

Nous appliquerons les resultats de M^{e} BARRES.

1). Radier simplement appuyé :

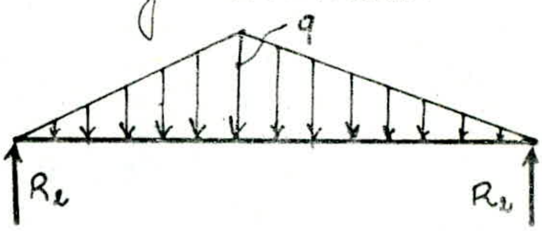
a)- plaque circulaire chargée uniformement.



$$M_r^a = \frac{qa^2}{16}(3+\mu)(1-\rho^2)$$

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

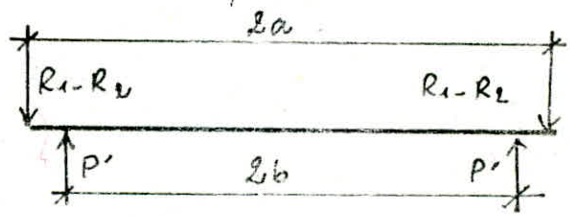
b)- plaque circulaire chargée triangulairement.



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

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

c). plaque circulaire chargée concentriquement :



$r>b$: $M_r^c = 0$

$$M_\varphi^c = \frac{P.b}{2}(1-\mu)\left(1-\frac{b^2}{a^2}\right).$$

$r<b$: $M_r^c = M_\varphi^c = \frac{\sigma}{4}\left[(1-\nu)\left(\frac{a^2-b^2}{2}\right)+b^2(1+\nu)\ln\frac{a}{b}\right]$

avec : $\sigma = \frac{w}{\pi a^2}$

t) dalle circulaire soumise à un moment concentrique :

$r\leq b$: $M_r^t = M_\varphi^t = -\frac{M}{2}\left[(1+\mu)+\frac{1}{\beta^2}(1-\mu)\right]$

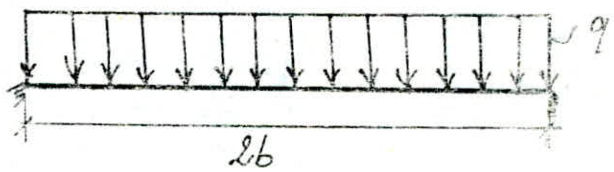
$r>b$: $M_r^t = M_\varphi^t = -\frac{M^2}{2\beta^2}(1-\mu)\left(1-\frac{\beta^2}{\rho^2}\right)$

— Recapitulation des resultats sur le tableau .../...

r	M_i	M^a [t.m]	M^b [t.m]	M^c [t.m]	M^t [t.m]	M [t.m].
0	M_r	122,058	64,882	6,7360	- 4,108	59,804
	M_φ	122,058	64,882	6,7360	- 4,108	59,804
2	M_r'	120,186	63,119	6,7360	-4,108	59,695
	M_φ	121,196	64,062	6,7360	-4,108	59,758
4	M_r	114,570	54,263	6,7360	- 4,108	58,935
	M_φ	118,611	61,770	6,7360	- 4,108	59,469
6	M_r	105,211	50,967	6,7360	- 4,108	56,872
	M_φ	114,303	58,258	6,7360	- 4,108	58,872
7	M_r	99,127	46,607	6,7360	- 4,108	55,148
	M_φ	111,502	56,122	6,7360	- 4,108	58,008
8	M_r	92,107	41,882	6,7360	- 4,108	52,853
	M_φ	108,271	53,775	6,7360	- 4,108	57,124
9	M_r	84,152	36,871	6,7360	- 4,108	49,909
	M_φ	104,609	51,248	6,7360	- 4,108	55,989
10	M_r	75,260	31,658	6,7360	- 4,108	46,230
	M_φ	100,516	48,574	6,7360	- 4,108	54,570
11	M_r	65,433	26,324	6,7360	- 4,108	41,737
	M_φ	95,992	45,782	6,7360	- 4,108	52,838
12	M_r	54,670	20,949	6,7360	- 4,108	36,349
	M_φ	91,038	42,905	6,7360	- 4,108	50,761
13	M_r	42,970	15,616	6,7360	- 4,108	29,982
	M_φ	85,652	39,974	6,7360	- 4,108	48,306
14	M_r	30,335	10,408	6,7360	- 4,108	22,558
	M_φ	79,836	37,020	6,7360	- 4,108	45,444
15,625	M_r	7,807	2,410	6,736	- 4,108	8,025
	M_φ	69,466	32,253	6,736	- 4,108	39,841
15,925	M_r	4,863	1,480	0,000	- 0,046	3,337
	M_φ	68,111	31,675	5,614	- 0,046	42,007
16,15	M_r	0,000	0,000	0,000	- 0,117	0,117
	M_φ	65,872	65,872	5,614	- 0,117	40,661

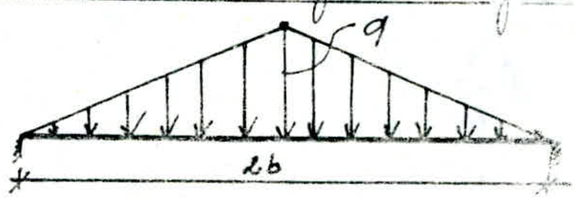
2°/ Radier parfaitement encastré :

a°/ plaque circulaire uniformement en 2b :



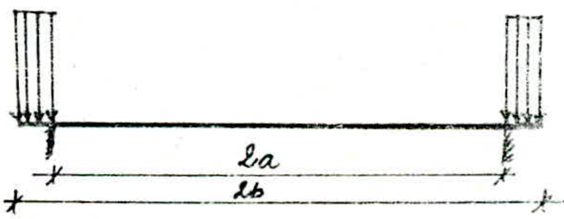
- $M_r^a = \frac{q b^2}{16} \left[(1+\mu) - (3+\mu)\rho^2 \right]$
- $M_\varphi^a = \frac{q \cdot b^2}{16} \cdot \left[(1+\mu) - (1+3\mu)\rho^2 \right]$

b/ plaque circulaire chargée triangulairement :



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

c°/ plaque circulaire chargée en couronne sur son bord :

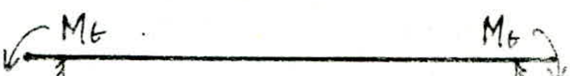


- $r < b$: $M_r^c = M_\varphi^c = 0$
- $r > b$: $M_r^c = \frac{q a^2}{16} \left[(1+\mu)(\beta^2 - K_{10}) + 4\mu - (3+\mu)\rho^2 + (1-\mu) K_{10} \cdot \frac{\beta^2}{\rho^2} + 4(1+\mu) \ln \frac{\rho}{\beta} \right]$

$$M_\varphi^c = \frac{q a^2}{16} \left[(1+\mu)(\beta^2 - K_{10}) + 4\mu - (1+3\mu)\rho^2 + (1-\mu) K_{10} \frac{\beta^2}{\rho^2} + 4(1+\mu) \ln \frac{\rho}{\beta} \right]$$

avec : $K_{10} = \frac{1 - \mu + (1+\mu)(\beta^2 - 4 \ln\beta)}{1 + \mu + (1-\mu)\beta^2}$

d°/ plaque soumise à un moment concentrique :



- $r < b$: $M_r^t = M_\varphi^t = 0$
- $r > b$: $M_r^t = -M^t \cdot K_{11} \left[1 + \mu + (1-\mu) \frac{\beta^2}{\rho^2} \right]$ avec :

$$M_\varphi^t = -M^t \cdot K_{11} \left[1 + \mu - (1-\mu) \frac{\beta^2}{\rho^2} \right] \; ; \; K_{11} = \frac{1}{1 + \mu + (1-\mu)\beta^2}$$

r	Mi	M^a [t.m]	M^b [t.m]	M^c [t.m]	M^t [t.m]	M [t.m]
1	M_r	41,711	26,880	—	—	14,831
	M_φ	41,711	26,880	—	—	14,831
2	M_r	39,839	25,121	—	—	14,718
	M_φ	40,849	26,062	—	—	14,787
4	M_r	34,223	20,291	—	—	13,932
	M_φ	38,264	23,780	—	—	14,484
6	M_r	24,864	13,064	—	—	11,800
	M_φ	33,956	20,294	—	—	13,662
7	M_r	18,780	8,762	—	—	10,018
	M_φ	31,155	18,180	—	—	12,975
8	M_r	11,760	4,113	—	—	7,647
	M_φ	27,924	15,863	—	—	12,061
9	M_r	3,805	-0,798	—	—	4,603
	M_φ	24,262	13,375	—	—	10,887
10	M_r	-5,087	-5,887	—	—	0,800
	M_φ	20,169	10,748	—	—	9,421
11	M_r	-14,914	-11,071	—	—	-3,843
	M_φ	15,645	8,014	—	—	7,631
12	M_r	-25,677	-16,265	—	—	-9,412
	M_φ	10,691	5,207	—	—	5,484
13	M_r	-37,377	-21,384	—	—	-15,993
	M_φ	5,305	2,359	—	—	2,946
14	M_r	-50,012	-26,345	—	—	-23,667
	M_φ	-5,412	-0,499	—	—	-4,913
15,625	M_r	-71,540	-33,852	-8,949	-4,133	-64,394
	M_φ	-10,881	-5,078	-1,839	-0,620	-3,964
15,825	M_r					
	M_φ					
16,15	M_r					
	M_φ					

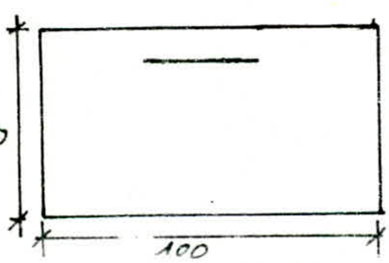
M \ r	S	0	2	4	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15,68	15,825	16,15
M_r	+	59,804	59,695	58,935	56,872	55,148	52,853	49,909	46,230	41,737	36,349	29,982	22,558	8,025	3,357	0,000
	-	/	/	/	/	/	/	/	/	-3,843	-9,412	-15,993	-23,667	-64,394	41,193	-31,999
M_φ	+	59,804	59,469	59,469	58,673	58,008	57,124	55,989	54,570	52,838	50,761	48,308	45,444	39,841	42,007	40,661
	-	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	-41,313	-31,964	-9,683	0,620

c°/ Ferraillage:

Nous donnons un exemple pour r=0 (centre du radier).

Armatures superieures dans deux directions.

$M_r = M_\varphi = 59,804\ t.m$; $M_x = M_y = 59,804\ t.m$ pour un quadrillage.



. $\bar{\sigma}'_b = 150\ Kg/cm^2$

$\bar{\sigma}_a = 1574\ Kg/cm^2$

$\alpha = 0,59$

$\gamma = 0,8$ $\Rightarrow K = 35,4$

. Moment statique du beton:

$M_{rb} = Kbh^2 = 35,4 . 100 . \overline{60,5}^2 = 129,573\ t.m$

$M_{rb} > M_{ext} \Rightarrow A' = 0$

donc: $A = \dfrac{M}{\gamma h \bar{\sigma}_a} = \dfrac{59,804\,10^5}{0,8 . 60,5 . 1574} = 78,50\,cm^2$

on prend: deux fois 8HA25 : $2(8HA25) \Rightarrow A = 78,54\ cm^2$.

vérification des contraintes :

- Moment statique :

$A, A', \; S(z) = b.\frac{z^2}{2} + nA'(z-d') - nA(h-z) = 0 \} \Rightarrow z = ..$

$z = 29,82 \text{ cm}.$

* avec : $A = 78,54 \text{ cm}^2$; $A' = 0$ *

- Moment d'inertie

$A, A', \; I = b.\frac{z^3}{3} + nA'(z-d')^2 + nA(h-z)^2 \} \Rightarrow I = ..$

$I = 1992784,39 \text{ cm}^4$

, Contraintes :

béton :

$\sigma_b' = \frac{M}{I} \cdot z \Rightarrow$

$\sigma_b' = \frac{59,804.10^5}{1992784,39} \cdot 29,82 = 89,5 \text{ Kg/cm}^2$

$\Rightarrow \sigma_b' < \bar{\sigma}_b' = 150 \text{ Kg/cm}^2$

Acier :

$\sigma a = n \cdot \frac{M}{I} \cdot (h-z) \Rightarrow$

$\sigma a = 15 \cdot \frac{59,804.10^5}{1992784,39} \cdot (60,5 - 29,82) = 1381,1 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$

$\Rightarrow \sigma a < \bar{\sigma} a = 1574 \text{ Kg/cm}^2.$

conclusion :

, Contraintes, vérifiées.

Armatures inférieures

ferraillage radial.

r	Mr [t.m]	$\bar{\sigma}_a$ [kg/cm²]	α	γ	Mrb [t.m]	A [cm²]	A choisie	Z [cm]	I [cm⁴]	σ'_b [kg/cm²]	σ_a [kg/cm²]
0,00	0	—	—	—	—	—	4HA12	—	—	—	—
8,0	0	—	—	—	—	—	4HA12	—	—	—	—
10,0	0	—	—	—	—	—	4HA12	—	—	—	—
11,0	-3,843	2066	0,52	0,83	136,76	3,446	4HA12	8,735	236853,950	14,2	$1369,4 < \bar{\sigma}_a$
12,0	-9,412	1443	0,54	0,82	140,31	9,065	6HA14 = 9,24	12,11	446911,560	25,5	$1670,8 < \bar{\sigma}_a$
13,0	-15,993	1943	0,54	0,82	140,31	15,4	10HA14 = 15,4	15,17	689948,120	35,17	$1732,59 < \bar{\sigma}_a$
14,0	-23,667	1574	0,59	0,80	150,29	28,916	6HA25 = 29,4	19,94	1159681,816	40,69	$1379,39 < \bar{\sigma}_a$
15,625	-64,394	1574	0,59	0,80	150,29	78,67	16HA25 = 88,44	29,07	2337042,619	80,095	$1485 < \bar{\sigma}_a$
15,825	-4,193	2215	0,5	0,83	131,5	3,51	5HA10 = 3,9	8,155	207112,221	16,51	$1726,38 < \bar{\sigma}_a$
16,15	-3,999	2215	0,5	0,83	131,5	3,35	5HA10 = 3,9	8,155	207112,221	15,75	$1646,38 < \bar{\sigma}_a$

d : enrobage
d = 5 cm.

Armatures inférieures

ferraillage en cerces

r	Mr [t.m]	σ̄a [kg/cm²]	α	γ	Mrb [t.m]	A [cm²]	A choisie cm²	z [cm]	I [cm⁴]	σb' [kg/cm²]	σa [kg/cm²]
r=0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
r=8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
r=10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
r=11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
r=12	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
r=13	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
r=13,5	—	—	—	—	—	—	4HA12	—	—	—	—
r=14	-4,913	2066	0,52	0,83	136,76	4,41	4HA12	8,735	236853,95	18,12	1750,64 < σ̄a
r=15,625	3,964	2066	0,52	0,83	136,76	3,556	4HA12	8,735	236853,95	14,62	1412,55 < σ̄a
r=17,625	0,689	2066	0,52	0,83	136,76	0,613	4HA12	8,735	236853,95	2,15	234,4 < σ̄a

Armatures supérieures

ferraillage radial.

r	Mr [t.m]	$\bar{\sigma}_a$ [kg/cm²]	α	γ	Mrb [t.m]	A [cm²]	A choisie [cm²]	z [cm]	I [cm⁴]	σ_b' [kg/cm²]	σ_a [kg/cm²]
r = 0	59,804	1574	0,59	0,8	129,573	78,5	16 HA 25 78,44	29,82	1992784,39	89,5	$1381,1 < \bar{\sigma}_a$
r = 8	52,853	1574	0,59	0,8	129,573	69,38	16 HA 25 78,44	29,82	1992784,39	79,1	$1220,5 < \bar{\sigma}_a$
r = 10	46,230	1574	0,59	0,8	129,573	60,68	16 HA 25 78,44	29,82	1992784,39	69,2	$1067,6 < \bar{\sigma}_a$
r = 11	41,737	1574	0,59	0,8	129,573	54,79	16 HA 25 78,44	29,82	1992784,39	62,5	$963,8 < \bar{\sigma}_a$
r = 12	36,349	1574	0,59	0,8	129,573	47,71	10 HA 25	23,36	1438754,25	59,1	$1407,5 < \bar{\sigma}_a$
r = 13	29,982	1574	0,59	0,8	129,573	39,36	8 HA 25	21,40	1225615,26	52,4	$1434,7 < \bar{\sigma}_a$
r = 14	22,558	1574	0,59	0,8	145,0	27,99	6 HA 25	19,11	988118,61	43,6	$1417,4 < \bar{\sigma}_a$
r = 15,625	8,025	1574	0,59	0,8	145,0	7,995	6 HA 14	11,9	418085,67	22,84	$1471,3 < \bar{\sigma}_a$
r = 15,825	3,337	1943	0,53	0,82	133,5	3,32	3 HA 14	8,68	226279,96	12,8	$1202 < \bar{\sigma}_a$
r = 16,15	3,337	1943	0,53	0,82	133,5	3,32	3 HA 14	8,68	226279,96	12,8	$1202 < \bar{\sigma}_a$

- 90 -

Armatures supérieures

- ferraillage en cerces.

r	Mr [t.m]	$\bar{\sigma}_a$ [kg/cm²]	α	γ	Mrb [t.m]	A [cm²]	A choisie [cm²]	Z [cm]	I [cm⁴]	σ'_b [kg/cm²]	σ_a [kg/cm²]
r=0	59,804	1574	0,59	0,8	140,15	75,39	16HA25 = 78,44	28,45	2171371,092	78,47	1427,37 < $\bar{\sigma}_a$
r=8	57,124	1574	0,59	0,8	140,15	72,00	16HA25 = 78,44	28,45	2171371,092	74,85	1363,4 < $\bar{\sigma}_a$
r=10	54,570	1574	0,59	0,8	140,15	68,79	16HA25 = 78,4	28,45	2171371,092	71,5	1302,4 < $\bar{\sigma}_a$
r=11	52,838	1574	0,59	0,8	140,15	66,60	16HA25 = 78,4	28,45	2171371,092	69,23	1261,12 < $\bar{\sigma}_a$
r=12	50,761	1447	0,6	0,8	152,1	69,6	9HA32 = 72,36	27,33	2066078,07	67,00	1316 < $\bar{\sigma}_a$
r=13	48,308	1447	0,6	0,8	152,1	66,24	9HA32 = 72,36	27,33	2066078,07	63,80	1252,1 < $\bar{\sigma}_a$
r=14	45,444	1447	0,6	0,8	152,1	62,31	8HA32 = 64,32	26,53	1905672,72	63,30	1304,53 < $\bar{\sigma}_a$
r=15,625	39,841	1447	0,6	0,8	152,1	54,63	7HA32 = 56,28	26,53	1905672,72	55,47	1144 < $\bar{\sigma}_a$
r=15,855	42,007	1447	0,6	0,8	152,1	57,6	8HA32 = 64,32	26,53	1905672,72	58,50	1206 < $\bar{\sigma}_a$
r=16,15	42,007	1447	0,6	0,8	152,1	57,6	8HA32 = 64,32	26,53	1905672,72	58,50	1206 < $\bar{\sigma}_a$

- **Contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma}_s$.**

- En raison de la présence de debris de schistes dans les sols rencontrés, il n'a pas été possible pour L'ELNTP (laboratoire national des travaux publics), de réaliser les essais mécaniques sur les échantillons prélevés dans les forages, nous nous baserons donc sur les éssais de pénétrations dynamiques.

La contrainte admissible du sol peut être estimée à partir de la résistance dynamique à la pointe par la formule préconisée par SANGLERAT:

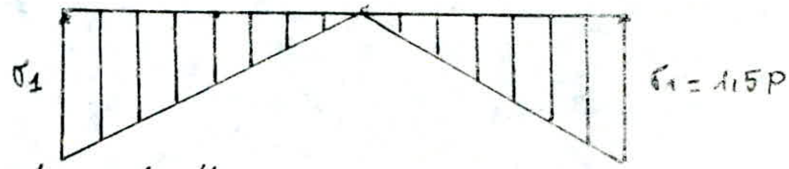
$$\bar{\sigma}_s = \frac{R_{pd}}{20}$$

- Notons que cette formule assure un coefficient de sécurité de l'ordre de quatre (4).
- Les essais de pénétrations dynamiques ont donnés des valeurs de résistance variables avec la profondeur tout en restant superieur à la valeur de $R_{pd} = 30b$ à la profondeur de trois mètres (3m) qui représente le niveau du radier. L'estimation de la contrainte admissible du radier, à donné :

$$\bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ bars.}$$

- **Verification de la stabilité du radier :**

a/. Réservoir vide :



– Si la réaction du sol était uniforme :

$$P = \frac{W}{\pi a^2}$$

avec :

W : poids (parois, coupole, Gousset) = 1298,471 t

a : rayon du radier = 16,15 m.

P : réaction uniforme du sol :

$$P = \frac{1298,471}{\pi \cdot \overline{16,15}^2} = 1,585\ t/m^2.$$

Comme la réaction du sol est triangulaire on aura :

$$\sigma_1 = 1,5P = 1,5 \cdot 1,585 = 2,377\ t/m^2.$$

et enfin, en tenant compte du poids du radier et de 120 m³ d'eau de fond ; on a :

h radier = 70 cm.

h gros beton = 10 cm.

$$P_r = 2,5\pi \cdot \overline{16,15}^2 \cdot 0,7 + 2,2\pi \cdot \overline{16,15}^2 \cdot 0,1 = 1614,214\,t$$

$$P_{e\,fond} = 1,2 \cdot 120 = 144\,t$$

$$W_1 = P_r + P_{ef} = 1614,214 + 144 = 1758,214\,t$$

donc :

$$\sigma_s = 1,5P + \frac{W_1}{\pi a^2} = 1,756 + \frac{1758,214}{\pi \cdot \overline{16,15}^2}$$
$$= 3,902\ t/m^2$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 0,39\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_s = 1,5\ Kg/cm^2.$$

b/ Réservoir plein :

1/ Sollicitation du 1er genre :

$G + 1,2P = 1314,57\ t$

Poids du radier $= 1614,214\ t$

Poids de l'eau $= 6000\ t$

$\Rightarrow N = G + 1,2P + Pr + Pe = 8928,784\ t$

$$\sigma_s = \frac{N}{\pi a^2} = \frac{8928,784}{\pi \cdot 16,15^2} = 1,089\ Kg/cm^2 < 1,5\ \frac{Kg}{cm^2}$$

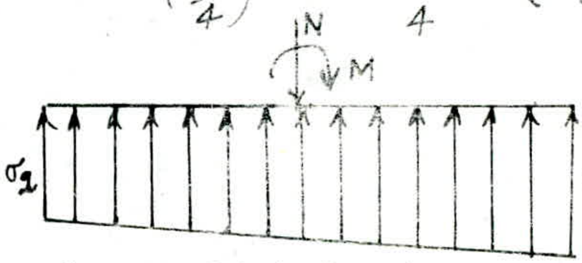
2°/- Sollicitation du 2ème genre :

Le radier est sollicité par les effets du moment de renversement M et de l'effort normal N agissant à la base.

on doit éviter un décollement excessif des extrémités du radier susceptible d'alter sa stabilité.

on doit donc vérifier que : $\sigma\left(\frac{D}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \bar{\sigma}_s$

et $\sigma_1 < 1,33\ \bar{\sigma}_s$



- $N_2 = G + P + Pr + Pe$
  $= W + Pr + Pe$

$N_2 = 1298,471 + 1614,214 + 6000 = 8912,685\ t.$

$M_r = 10365,416\ t.m.$

$I = \frac{\pi a^4}{4} = \pi \cdot \frac{16,15^4}{4} = 53429,362\ cm^2$

$S = \pi a^2 = 819,398\ m^2.$

$V = \frac{2a}{2} = \frac{2 \cdot 16,15}{2} = 16,15\ m$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_2}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot V = \frac{8912,685}{819,389 \cdot 10^4} \pm \frac{10365,416\ 10^5 \cdot 16,15}{53429,362 \cdot 10^8}$$

$\Rightarrow \sigma_{1,2} = (1,0877 \pm 0, \quad)\ Kg/cm^2 \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 1,4011\ Kg/cm^2 \\ \sigma_2 = 0,7743\ Kg/cm^2 \end{cases}$

$$\sigma(D/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 1,4011 + 0,7743}{4} = 1,244\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_s = 1,5\ \frac{Kg}{cm^2}.$$

et $\sigma_1 = 1{,}4011 \ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_s = 1{,}33 \bar{\sigma}_s = 1{,}33 \cdot 1{,}5 = 1{,}995 \ Kg/cm^2$.

Tassement:

D'après les coupes lithologiques des sondages carotés que retient le (L.N.T.P), on constate une homogenité de la couche d'assise et des couches sous-jacentes, et comme notre ouvrage ne ramène pas des charges dessymetriques, on peut dire que le tassement differentiel ne pourra pas se produire.

Pour ce qui est des tassements d'ensemble, le rapport du L.N.T.P sur le site du Sahel ne contient pas d'essais (pedometrique, pressiometrique, triaxial) relatif à leur calcul.

Neamoins on remarque que:

- Le radier repose sur un sol composé essentiellement de schistes.
- la profondeur de refus du penétromètre est à quelque mètre de la surface (7m) du sol.

Conclusion:

Le probleme des tassements n'est pas à craindre.

Les différentes couches du sol sont données par l'un des trois sondages carottés effectués:

	Remblai argilo-caillouteux 1,70
	Argile limoneuse brune enrobant des débris de schistes cristallins de plus en plus gros et nombreux à la base 5,40
	Schistes cristallins plus ou moins altérés. 10,10
	schistes cristallins altérés broyés en petits débris. 19,80
	schistes cristallins altérés.

7,00m Refus.

BIBLIOGRAPHIE

- Cahier des charges applicables au calcul des réservoirs.
- R.P.A 81
- Régles CCBA 68
- Théorie des plaques et coques – FLÜGGE
  – TIMOSHENKO
- Traité de béton armé : Guerrin Tomes; 5, 6 et 7.
- Calcul et verification des ouvrages en béton armé : Pierre Charron
- Calcul pratique des tours en béton armé : MARIUS-DIVER
- Traité de béton armé Tome II : BELLAZOUGUI.
- Conception et calcul des Structures soumises aux seismes.
- Conformement aux régles RPA 81 (Mr DAOUDI, Mr RILI, Mr SALHI).
- Reglement Americain : US Navy NAVFAC . P. 355 ; TM 5. 809. 10.
- NUCLEAR Reactors and Earth quakes : TID - 7024.
  Reproduced by : National technical information service.
  US. Departement of commerce Springfield. VA 22161.
- NM Newmark, W.J. Hall.
  Earthquake spectra and Design. E.E.RI 1982.
- Reglement Japonais pour le calcul des bacs de stockage de liquide.
- théorie et calcul d'Houzner : MM : DAVIDOVICHI et HADDADI.
- Fondations – Leonards
- Mécanique des sols – Sanglérat : Tomes 1 et 2.