

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

Etude et Conception
d'un Réservoir d'Eau ($V = 5000 \text{ m}^3$)
en Béton précontraint

Proposé Par :

D.H.W.A.

Etudié par :

IBBOU Farid
MEDDEB M^d Nadjib

Dirigé par :

M. HAMOUTENE

PROMOTION : Janvier 1987



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

Etude et Conception
d'un Réservoir d'Eau ($V = 5000 \text{ m}^3$)
en Béton précontraint

Proposé Par :

D.H.W.A.

Etudié par :

IBBOU Farid
MEDDEB M^d Nadjib

Dirigé par :

M. HAMOUTENE

PROMOTION : Janvier 1987

REMERCIEMENTS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Nous tenons par le biais de cette thèse à remercier notre promoteur M^r. Hamoutene pour ses conseils éclairés et les entrevues qu'il a daigné nous accorder. Nous espérons ainsi lui formuler l'expression de notre gratitude et lui exprimer notre sincère reconnaissance.

Nous remercions également tous les professeurs qui de loin ou de près ont contribué à notre formation.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à la mémoire de mon défunt père
dont j'ai tant regretté la disparition.

A ma mère qui m'a beaucoup soutenu et qui a consenti
tant de sacrifices à mon égard

A mon grand frère Mohamed, sa femme, ses enfants.

A mon jeune frère Sidali, à mes Soeurs.

A mes cousins Iddir Boussad, Ramdane, Amar et Omar.

A mon beau frère Belaid, à toute ma famille, grands et petits.

A mes amis et à tous ceux qui aimeraient que ce modeste
travail leur soit dédié.

Farid.

Je dédie ce modeste travail à mon père et à ma mère
qui ont tant voulu me voir arriver.

A mes frères, à mes Soeurs, à toute ma famille, grands
et petits, à tous mes amis et à tous ceux qui auront
l'occasion de lire ce modeste travail.

M. Nadjib.

SOMMAIRE

	Page
1. Généralités, présentation de l'ouvrage	1
2. Caractéristiques des matériaux	
- béton armé	4
- béton précontraint	11
3. Etude de la coupole	16
4. Etude de la ceinture	21
5. Etude de la paroi	
- Etude théorique	28
- Application	33
- précontrainte dans la paroi	40
- procédés de précontrainte	52
6. Etude Hydrodynamique	53
7. Etude de la chambre des manoeuvres	66
8. Etude des fondations	
- fondation du réservoir	73
- fondation de la chambre des manoeuvres	86

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

generalites , presentation de l'ouvrage

Generalités, présentation de L'ouvrage

. Introduction

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un réservoir destiné à emmagasiner de l'eau potable, sa réalisation rentre dans le cadre du projet d'approvisionnement en Eau potable du Grand Alger (A.E.P)

. Définition

un réservoir est une enveloppe contenant un liquide. Ce liquide peut être soit de l'eau, potable (réservoir d'eau des distributions publiques), usée (eau d'égouts) soit d'autres liquides tels que le lait, Les hydrocarbures, etc...

. classification des Réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés selon

- . La position du réservoir par rapport au sol (au niveau du sol, sur poteaux, ...)
- . La forme de la cuve (carrée, rectangulaire, circulaire)
- . La nature du liquide conservé (eau, hydrocarbures)
- . Le mode de fermeture (couvert, non couvert)
- . L'usage (emmagasinement, épuration des eaux usées ...)

. EXIGENCES techniques à satisfaire

un bon réservoir doit satisfaire à différents impératifs

résistance

Le réservoir doit dans toutes ses parties équilibrer les efforts auxquels il est soumis tels que le poids propre, charge due au liquide contenu, surcharges d'exploitation, ... etc .

• Etanchéité

Le réservoir doit être étanche, sans fissures pour constituer un volume clos sans fuite

Durabilité'

Le réservoir doit durer dans le temps, le béton devant conserver ses propriétés

Initiales après un contact prolongé avec le Liquide

Présentation de l'ouvrage

Le réservoir faisant l'objet de la présente étude sera implanté à Alger, sa capacité est de 5000 m^3 , le taux de travail du sol est de $1,25 \text{ bar}$.

a - Conception - forme de la cuve

L'aspect économique de la forme circulaire nous guide dans le choix d'un réservoir à cuve cylindrique. La forme circulaire est la moins coûteuse pour 2 raisons

1. Le réservoir circulaire n'est soumis qu'à un effort normal de traction, alors que la paroi d'un réservoir carré par exemple est soumise à un important moment de flexion nécessitant ainsi beaucoup plus de béton et d'acier
2. A surface en plan S donnée, le développement de paroi le plus faible conduira au réservoir le moins coûteux.

• carré $P = 4\sqrt{S}$

• cercle $P' = \sqrt{4\pi S} = 3,54\sqrt{S}$

• rectangle $P'' = \frac{2(k+1)\sqrt{k}}{k}\sqrt{S} = \gamma\sqrt{S}$

a et b étant les cotés du rectangle, $b = ka$ avec $k > 1$

soit pour

k	1	2	3	4
γ	4	4,23	4,61	5,00

donc pour $k > 1$ on a $\gamma \geq 4$, on remarque ainsi que le plus petit périmètre est celui du cercle.

b - Dimensions

partant du volume V donné, $V = 5000 \text{ m}^3$ et pour ne pas avoir de trop grandes variations de pressions dans les canalisations d'eau, ainsi que de grands efforts dans les parois et sur le fond dus à une hauteur de liquide considérable

pour cela on préfère réduire la hauteur du liquide et prendre en plan une dimension plus grande.

cependant à cause du risque de fissuration on estime la limite d'un diamètre maximal à 25-30 m, au delà et pour le cas d'un réservoir au niveau du sol, on avance la solution du béton précontraint.

ainsi Hauteur utile d'eau $h = 6,25 \text{ m}$.

Diamètre Intérieur $D = 32 \text{ m}$

Matériaux utilisés : béton armé ; béton précontraint.

épaisseur de la paroi : 20 cm.

fondation : radier circulaire.

C - Couverture

Le réservoir étant destiné à emmagasiner de l'eau potable doit être couvert et ce pour éviter la formation d'algues résultant du contact avec l'air libre.

La couverture est assurée par une coupole de 8 cm d'épaisseur et de flèche $f = 3,2 \text{ m}$ possédant de petites cheminées d'aération et une ouverture pour l'entretien et d'éventuelles réparations.

D - Revêtement - Étanchéité - Isolation.

Dans le cas des grands réservoirs, au delà de 800 à 1000 m³ l'expérience montre que 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 température de l'eau sont relativement faibles de l'été à l'hiver, il n'y a donc pas de précaution spéciale à prendre pour l'isolation thermique.

par contre l'étanchéité et la protection du béton du contact du fluide emmagasiné seront assurées par un revêtement intérieur. un revêtement extérieur est aussi nécessaire pour un réservoir d'eau potable.

Le cahier des charges relatif aux réservoirs propose des enduits en mortier de ciment et en 2 couches dosées à 500 kg/m³ de sable sec sur couche d'accrochage dosée à 400 kg/m³.

- la première couche forme le dégrais
- la deuxième couche forme l'enduit proprement dit

Les enduits doivent être appliqués sur une surface extrêmement propre.

caracteristiques des materiaux

Béton Armé

I.1 Béton

Le réservoir d'eau qui fait l'objet de la présente étude est un ouvrage hydraulique constamment en contact avec l'eau. Pour cela le béton choisi est un béton à grande résistance, très étanche et non gélif, donc dosé à 400 kg/m³ de ciment Portland artificiel (CPA 325) avec un contrôle attentif.

I.2 Contraintes admissibles du béton (solllicitations du 1^{er} Genre)

I.2.1 Contrainte de compression admissible : désignée par le symbole " $\bar{\sigma}_b$ "

$$\bar{\sigma}_b = f_b' \cdot \sigma_u' \quad \text{avec}$$

σ_u' ou σ_{28}' : résistance à la compression à 28 jours d'âge (résistance nominale)

f_b' : fraction de la résistance nominale, elle est définie comme le produit de cinq facteurs sans dimensions $\alpha, \beta, \gamma, \delta, \epsilon$.

$$f_b' = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$$

- α : dépend de la classe du ciment utilisé, donc de la vitesse de durcissement
 $\alpha = 1$ pour les bétons dont le ciment constitutif est de la classe 325.
- β : dépend de l'efficacité du contrôle exercé sur la qualité du béton lors de la fabrication et de la mise en oeuvre.
 $\beta = 5/6$ pour les bétons peu contrôlés.
 $\beta = 1$ pour les bétons strictement contrôlés
 dans notre cas $\beta = 5/6$.
- γ : dépend des épaisseurs relatives (hm) des éléments de construction et des dimensions des Granulats (Cg)
 $\gamma = 1$ si $hm \geq 4Cg$; $\gamma = hm/4Cg$ si $hm < 4Cg$; dans notre cas $\gamma = 1$.
- δ : dépend de la nature des sollicitations.
 $\delta = 0,30$ dans le cas de compression simple et dans tous les cas de sollicitations qui ne sont pas visées par les règles (Règles C.C.B.A. 68 ; Art 9.46)

$\delta = 0,60$ dans le cas de la flexion simple et dans celui de la flexion composée lorsque l'effort normal est une traction

$\delta = 0,30 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right)$ dans le cas d'une flexion composée ou l'effort normal est une compression si la valeur de cette expression est inférieure à $0,60$ et $0,60$ dans le cas contraire.

avec e_0 : Excentricité de la force extérieure dans le plan radial passant par le C.D.G de la section du béton seul.

e_1 : rayon vecteur de même signe que e_0 du noyau central situé dans le même plan radial.

• E : dépend de la forme de la section et de la nature de la sollicitation.

$E = 1$ dans le cas d'une compression simple quelque soit la forme de la section ainsi que dans le cas d'une section rectangulaire sollicitée en flexion simple ou en flexion composée avec traction.

Autres cas : La valeur de E est déterminée par la condition $\frac{F_b'}{B'} \leq \bar{\sigma}_b'$.

remarque : La valeur de E est toujours supérieure à $0,5$ et inférieure ou égale à 1 ($0,5 < E \leq 1$)

Sollicitations du Second Genre :

Les valeurs de δ fixées pour les sollicitations du 1^{er} Genre seront multipliées par $1,5$. Les autres facteurs restant les mêmes.

I. 2.2 Contrainte de traction de référence

Désignée par le symbole " $\bar{\sigma}_b$ ", elle est la fraction f_b de la résistance nominale (σ_{u1} ou σ_{u2B}). $\bar{\sigma}_b = f_b \cdot \sigma_{u1}$

f_b est définie comme le produit de quatre facteurs sans dimensions $\alpha, \beta, \gamma, \theta$

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

Les facteurs α, β et γ gardent les mêmes significations qu'auparavant

θ est définie comme suit $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{u1}}$ (σ_{u1} exprimée en bars)

remarque : pour des sollicitations de second genre, la valeur précédente de θ est multipliée par 1,5.

pour la suite des calculs les facteurs vus ci-dessus prendront les valeurs suivantes

$$\text{CPA 325} \Rightarrow \alpha = 1.$$

$$\beta = 5/6 \text{ (contrôle atténué du béton)}$$

$$\gamma = 1 \text{ (} h_m > 4 C_g \text{)}$$

$$\delta = 0,3 ; 0,6 \text{ selon les cas de sollicitations.}$$

$$E = 1.$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_u'} \text{ avec } \sigma_u' = 300 \text{ bars (Dosage } 400 \text{ kg/m}^3 \text{)} ; \theta = 0,025.$$

Tableau des Contraintes admissibles

Dosage (kg/m ³)	σ'_{28} (bars)	Sollicitations du 1 ^{er} Genre		sollicitations du 2 ^o Genre		$\bar{\sigma}_b$ (bars)
		$\bar{\sigma}'_{b_0}$ (bars)	$\bar{\sigma}'_{b'}$ (bars)	$\bar{\sigma}'_{b_0}$ (bars)	$\bar{\sigma}'_{b'}$ (bars)	
400	300	75	150	112,5	225	6,25

remarque : Les règles "CCBA. 68" énoncent dans l'article 9.5 concernant la contrainte de traction de référence : "cette contrainte est nommée "de référence" et non "admissible" comme l'usage s'en était établi, parce que l'on peut admettre de la dépasser pour certaines sollicitations".

• par ailleurs les annales n^os 223-224 de l'ITBTP (Cahier des charges applicables à la construction des Réservoirs et cuves en béton armé) limitent

la valeur de $\bar{\sigma}_b$ par la formule $\bar{\sigma}_b = \theta \sigma'_{28}$.

avec σ'_{28} : limite de rupture en traction à 28 Jours, $\sigma'_{28} \leq 22 \text{ bars}$.

$$\theta : \text{coefficient} \geq 1 \begin{cases} \theta = 1 & \text{traction simple} \\ \theta = 1 + 2e_0/8h & \text{flexion composée.} \\ \theta = 5/3 & \text{flexion simple.} \end{cases}$$

compte tenu du dosage de notre béton $\bar{\sigma}_b = 22 \text{ bars}$.

I.2.3 Contrainte de cisaillement admissible

Selon les règles CCBA.68 (Art 25.12)

$$\text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b ; \quad \tau_b \leq 3,5 \bar{\tau}_b$$

$$\text{et si } \bar{\sigma}'_b < \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_b ; \quad \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\tau}_b$$

2. Aciers

on utilisera deux types d'aciers.

• Acier doux Fe E24 ; $\sigma_{eu} = 2350$ bars (2400 kg/cm²)

• Aciers à Haute adhérence Fe E40

$$\text{si } \phi \leq 20 \quad \sigma_{eu} = 4120 \text{ bars (4200 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{si } \phi > 20 \quad \sigma_{eu} = 3920 \text{ bars (4000 kg/cm}^2\text{)}$$

2.1 Contrainte admissible de traction.

La valeur de la contrainte admissible de traction notée " $\bar{\sigma}_a$ " doit vérifier la condition de non fissuration imposée par le C.C.B.A. 68 Art 49.22.

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

σ_1 : contrainte de fissuration systématique

σ_2 : contrainte de fissuration accidentelle.

L'article 49.23 du CCBA.68 sépare les éléments qui sont en contact avec l'eau de ceux qui ne le sont pas.

• Éléments non en contact avec l'eau.

$$\sigma_1 = k \frac{l}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{2k\bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

• Éléments en contact avec l'eau

Dans ce cas le retrait ou même le gonflement du béton réduit la largeur des fissures, ainsi les contraintes σ_1 et σ_2 peuvent être majorées de 300 l bars.

$$\sigma_1 = \frac{k l}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f} + 300 l ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{2k\bar{\sigma}_b}{\phi}} + 300 l$$

dans lesquelles.

. ϕ : désigne le diamètre nominal de la plus grosse barre tendue exprimé en mm.

. λ : coefficient numérique de fissuration

$\lambda = 1$ pour les barres lisses ; $\lambda = 1,6$ pour les barres à haute adhérence

. k : exprimé en bars-millimètres, dans notre cas on lui attribue la valeur suivante ; $k = 0,5 \cdot 10^6$ bars-mm.

La fissuration étant très préjudiciable (Les éléments sont en contact avec l'eau d'une part, d'autre part ils doivent assurer une étanchéité)

. $\tilde{\omega}_f$: % de fissuration défini comme suit : $\tilde{\omega}_f = A/B_f$

A : section totale des barres tendues.

B_f : section du béton tendu ayant même c.d.c que les armatures tendues.

Valeur de $\bar{\sigma}_{a1} = 2/3 \bar{\sigma}_{en}$

. Aciers doux $\bar{\sigma}_{a1} = 2/3 \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$ (1570 bars)

. Aciers H.A $\bar{\sigma}_{a1} \begin{cases} \phi \leq 20 : 2/3 \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (2750 bars) \\ \phi > 20 : 2/3 \cdot 4000 = 2670 \text{ kg/cm}^2 (2610 bars) \end{cases}

nous dressons ci dessous 2 tableaux donnant les valeurs de " σ_2 " pour différents diamètres de barres (ϕ)

. Elements non en contact avec l'eau.

	ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
σ_2 (bars)	A. dx	1897	1732	1500	1342	1225	1134	1061	949	849	750
	H. A	2400	2191	1897	1697	1549	1434	1342	1200	1073	949

. Elements en contact avec l'eau.

	ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
σ_2 (bars)	A. dx	2197	2032	1800	1642	1525	1434	1361	1249	1149	1050
	H. A	2880	2671	2377	2177	2029	1914	1822	1680	1553	1429

2.2 Contrainte admissible de Compression : $\bar{\sigma}'_a = 2/3 \bar{\sigma}'_{eu}$

$$\bar{\sigma}'_{eu} = \bar{\sigma}_{eu}$$

Il existe toutefois une Exception à la valeur donnée ci dessus pour $\bar{\sigma}'_a$, elle concerne le cas des pièces soumises à la compression simple et dont les aciers utilisés ont une limite d'élasticité Inférieure à 3300 bars.

$$\bar{\sigma}'_a = 2/3 \cdot \bar{\sigma}_{eu} \cdot \frac{\bar{\sigma}'_{eu}}{3340}$$

- Aciers doux $\bar{\sigma}'_a = 2/3 \cdot 2400 \cdot 2350 / 3340 = 1130 \text{ kg/cm}^2$ (1103 bars)
- Aciers à Haute adhérence $\bar{\sigma}'_a \begin{cases} \phi \leq 20 : 2800 \text{ kg/cm}^2$ (2750 bars) \\ \phi > 20 : 2670 \text{ kg/cm}^2 (2610 bars) \end{cases}

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

Nature des Armatures	Zone d'ancrage normal $\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b$ (bars)	Zone d'ancrage en pleine masse $\bar{\tau}_d = 2 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b$ (bars)
Barres lisses	$1,25 \bar{\sigma}_b = 7,81$	$2 \bar{\sigma}_b = 12,5$
Barres H.A	$2,81 \bar{\sigma}_b = 17,56$	$4,5 \bar{\sigma}_b = 28,12$

ψ_d : coefficient de scellement droit

$\psi_d = 1$ pour les ronds lisses

$\psi_d = 1,5$ pour les barres à Haute adhérence

2.4 Recouvrement des barres rectilignes et longueur de scellement

2.4.1 Recouvrement (C.C.B.A. 68. Art 30,52)

La jonction de deux barres parallèles Identiques est assurée par recouvrement lorsque leurs extrémités se chevauchent sur une longueur l_r qui vérifie

$$l_r = \begin{cases} l_d & \text{si } d \leq 5\phi \\ l_d + d & \text{si } d > 5\phi \end{cases}$$

avec d : distance entre axes des barres.

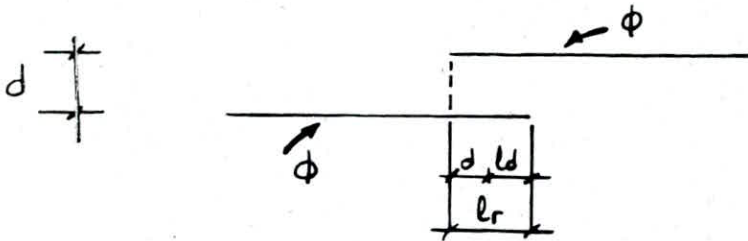
l_d : longueur de scellement droit.

2.4.2 Longueur de scellement droit (Art 30,51 du c.c.B.A. 68)

c'est la longueur minimale de la zone rectiligne sur laquelle l'ancrage de la barre peut être total lorsqu'elle est isolée

$$l_d = \begin{cases} \phi/4 \cdot \bar{\sigma}_a / \bar{\sigma}_d & \text{en traction} \\ \phi/4 \cdot \bar{\sigma}_a' / \bar{\sigma}_d & \text{en compression} \end{cases}$$

ϕ : diamètre nominal de la barre

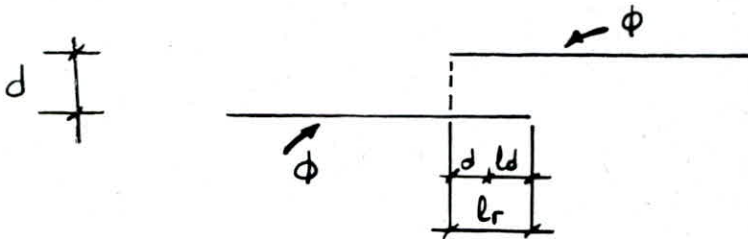


2.4.2 Longueur de scellement droit (Art 30,51 du C.C.B.A. 68)

c'est la longueur minimale de la zone rectiligne sur laquelle l'ancrage de la barre peut être total lorsqu'elle est isolée

$$l_d = \begin{cases} \phi/4 \cdot \bar{\sigma}_a / \bar{\sigma}_d & \text{en traction} \\ \phi/4 \cdot \bar{\sigma}_a' / \bar{\sigma}_d & \text{en compression} \end{cases}$$

ϕ : diamètre nominal de la barre



Béton précontraint

1. Inconvénients du béton armé classique

Le béton est une matière dont la résistance à la compression est nettement supérieure à la résistance à la traction.

C'est de cette constatation qu'est née la notion de B.A. ordinaire. Pour ce cas on place les armatures dans la zone qui sous l'action des forces sollicitantes sera soumise à la traction.

En général on ne se préoccupe pas de la fissuration du béton puisque dans les calculs on ne tient pas compte de la résistance du béton à la traction. Or les fissures du béton tendu peuvent livrer passage aux agents de corrosion qui attaquent les aciers et peuvent ainsi nuire à la pièce.

C'est là l'un des Inconvénients du béton armé ordinaire.

- Le second Inconvénient est une conséquence de la faible résistance à la traction du béton ce qui peut nous amener à donner aux pièces des épaisseurs relativement grandes afin d'assurer la résistance à l'effort tranchant.
- Le troisième Inconvénient est que le béton est sujet au retrait pouvant ainsi se fissurer même en l'absence de toute sollicitation extérieure.

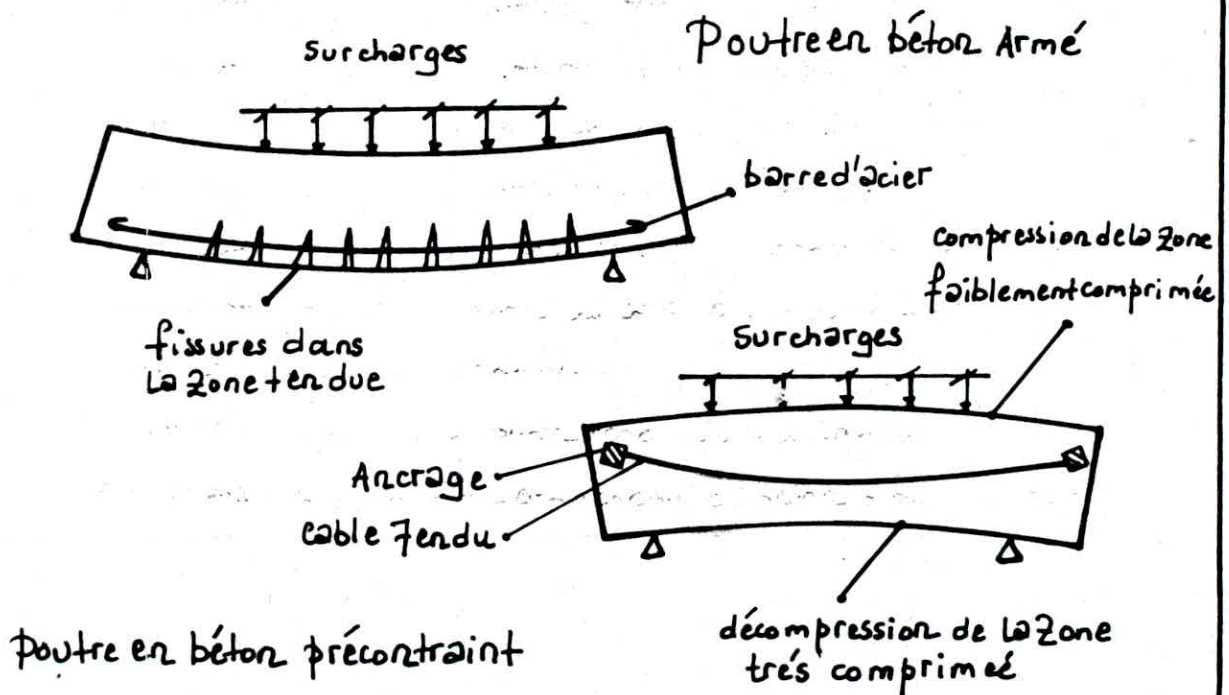
2. Principe du béton précontraint

La précontrainte est un système d'efforts permanents créé artificiellement dans le but de déterminer des contraintes supplémentaires de sens opposé à celles dues aux charges, ainsi on élimine tout effort de traction dans le béton mis en service.

• Exemple de précontrainte.

Soit une pièce fléchie en B.A. Avant le coulage du béton exerçons une traction sur les armatures, celles-ci subiront un allongement dû à la traction. Après le coulage du béton et son durcissement, supprimons la traction, l'armature tendra à reprendre sa longueur primitive et comprimera énergiquement le béton.

en raccourcissant, par ce moyen nous aurons réalisé une précontrainte, il suffira donc de placer judicieusement les barres destinées à la précontrainte et exercer sur elles des tractions telles que la compression créée soit égale ou supérieure aux tractions causées par les charges et les surcharges.



3. Avantages du béton précontraint

- utilisation intégrale de la matière (béton, acier)

Avec la précontrainte, le béton n'étant soumis qu'à des efforts de compression travaille utilement, l'acier lui aussi est utilisé au mieux jusqu'à sa limite d'élasticité. du fait de l'utilisation intégrale du béton et de l'acier on peut réduire les sections des ouvrages, ce qui se traduit par des économies de matériaux.

- la précontrainte confère au béton les caractères d'un matériau élastique quel que soit le sens des sollicitations.
- l'acier destiné à comprimer le béton rend celui-ci infissurable.
- l'absence de fissures garantit l'étanchéité du béton d'où son emploi pour la

réalisation des Réservoirs .

4. Qualités des Matériaux utilisés

4.1 Le béton .

Le béton doit satisfaire à des exigences sévères, Il doit supporter des compressions importantes et ne présenter qu'un fluage faible, ceci exige beaucoup de soins dans la fabrication, ce qui se traduit par l'utilisation d'agrégats durs, de ciments à haute résistance et d'une quantité d'eau réduite au minimum d'autre part l'étude granulométrique doit être très soignée, l'emploi des vibrations est nécessaire .

4.2 Les Aciers .

Les Aciers employés pour la constitution des câbles sont des aciers à haute résistance . Ils sont obtenus par tréfilage et ils peuvent être tendus à un taux égal à 80 % de leur limite de rupture

5. Méthodes de précontrainte

5.1 précontrainte par post-tension

- La mise en tension des armatures a lieu après durcissement du béton, les armatures sont placées à l'intérieur de gaines étanches. Les câbles logés dans leur gaine sont disposés dans le coffrage
- on procède au coulage du béton
- Après durcissement du béton on tend les câbles à l'aide de vérins hydrauliques prenant appui sur le béton lui-même, la pièce recouvre sous cette action .
- L'acier est maintenu tendu par des ancrages d'extrémité .
- on injecte à l'intérieur de la gaine un mortier de protection des aciers et qui rétablit l'adhérence acier-béton .

5.2 Précontrainte par pré-tension

La mise en tension des aciers a lieu avant le bétonnage, le béton est ensuite coulé autour des armatures (les armatures sont en contact direct avec le béton et y adhèrent). La tension des aciers doit être maintenue pendant toute la période de durcissement du béton, ensuite les organes de mise en tension sont séparés des aciers. Ces derniers qui tendent à reprendre leur longueur initiale reportent au béton une compression élastique.

remarque :

La chute de tension de l'acier causée par le fluage et le retrait du béton d'une part et par la relaxation des aciers d'autre part est plus faible dans la post-tension que dans la pré-tension mais il existe d'autres pertes de tension dues aux verins, aux frottements des fils dans la gaine au blocage des cônes, au relevage des câbles.

ainsi on est obligé de tendre l'acier près de sa limite élastique afin d'obtenir la précontrainte permanente nécessaire.

Béton Utilisé

Il doit être de bonne qualité afin d'avoir une résistance de rupture à la compression assez élevée.

Résistance nominale

- Compression : $\sigma'_y = \sigma'_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$
- traction : $\sigma_y = 7 + 0,06 \sigma'_{28} = 7 + 0,06(400) = 31 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes admissibles

en Service : $\bar{\sigma} = 0,42 \sigma'_{28} = 0,42(400) = 168 \text{ kg/cm}^2$.

en construction : $\bar{\sigma} = 0,55 \sigma'_{28} = 0,55(400) = 220 \text{ kg/cm}^2$.

Coefficient d'élasticité

Le coefficient d'élasticité est défini comme le rapport de la contrainte à la déformation relative $E = \sigma / \frac{\Delta l}{l}$

L'association scientifique de la précontrainte donne approximativement
 sous charges Instantanées $E_i = 21000 \cdot \sqrt{\sigma_u} = 420.000 \text{ kg/cm}^2$.
 sous charges permanentes $E_p = \frac{1}{3} E_i = 140.000 \text{ kg/cm}^2$

Acier Utilisé

on utilise le système Freyssinet prescrit par la S.T.U.P

Les armatures sont constituées par 12 fils parallèles placés régulièrement autour d'un ressort central dont le but est de séparer les fils, d'éviter le resserement des fils dans les courbes et de permettre une bonne injection.

unité de tension	système	force de rupture nominale (t)	résistance (kg/mm^2)	Tension maximale (au vérin) (+)	Tension utile en service (t)	Section (S) mm^2
12 ϕ 5 mm	multifils	38	162	33	20-22	235
12 ϕ 7 mm	multifils	70	152	62	40-45	462
12 ϕ 8 mm	multifils	92	152	80	50-55	603

**etude de la
coupole**

Etude de La coupole

$$D = 32 \text{ m}$$

$$f \approx D/10 = 3,2 \text{ m}$$

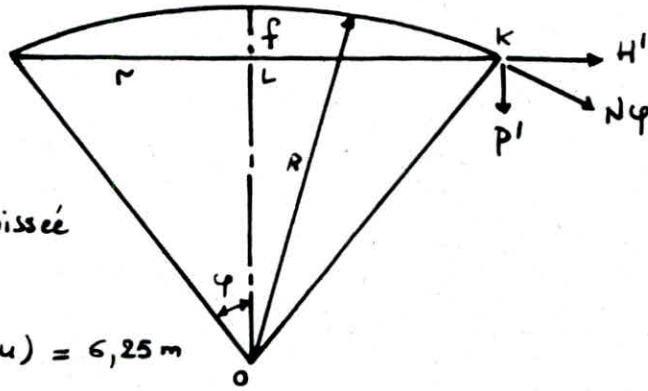
$$f = 3,2 \text{ m} < D/2$$

$$\text{comme } f < D/2$$

La coupole est surbaissée

$$r = D/2 = 16 \text{ m}$$

$$h \text{ (hauteur utile d'eau)} = 6,25 \text{ m}$$



La surface à couvrir étant circulaire on adopte une calotte sphérique comme couverture.

Pour l'étude de la coupole on utilisera la méthode pratique exposée dans le traité de béton armé de M. Guerrin (Tome 5).

Charges

p est le poids propre par unité de surface

R étant le rayon de la sphère et S étant la surface de la calotte sphérique, $S = 2\pi R f$.

$$\text{Poids total : } P = 2\pi R f p$$

P' : poids de la charge par mètre linéaire sur la circonférence de pourtour

$$P' = \frac{P}{2\pi r}$$

$$P' = \frac{2\pi R f p}{2\pi r} = \frac{R f p}{r} \quad \text{or} \quad R = \frac{r^2 + f^2}{2f}$$

$$\text{d'où } P' = \frac{p(r^2 + f^2)}{2r}$$

La similitude des 2 triangles OLK et $KH'N\phi$ nous permet d'écrire $\frac{H'}{R-f} = \frac{P'}{r}$

d'où la poussée horizontale par mètre linéaire (H')

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

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

$$\text{d'où } H' = \frac{p f (r^2 + f^2)}{2fr} \cdot \frac{r^2 - f^2}{2rf}$$

à la fin on aura

$$H' = \frac{p (r^4 - f^4)}{4fr^2}$$

pour un surbaissement important, f^4 est négligeable devant r^4 , on aura

$$\text{alors } H' = p \cdot \frac{r^2}{4f}$$

Surcharges

si nous considérons une surcharge q par mètre carré de projection horizontale

$$P_q = \pi r^2 q$$

P'_q : poids par mètre linéaire sur la circonférence de pourtour

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

$$H'_q = \frac{qr}{2} \cdot \frac{R-f}{r} = \frac{qr}{2} \cdot \frac{r^2 - f^2}{2fr} = \frac{q (r^2 - f^2)}{4f}$$

or la formule du poids propre $H' = \frac{p (r^4 - f^4)}{4fr^2}$ qui peut s'écrire sous la forme

$$H' = \frac{p (r^2 - f^2)}{4f} \cdot \frac{(r^2 + f^2)}{r^2} = p \frac{(r^2 - f^2)}{4f} \cdot \left(1 + \frac{f^2}{r^2}\right)$$

donne un résultat dans le sens de la sécurité, c'est pourquoi en pratique on détermine H'_q par la formule.

$$H'_q = \frac{q (r^4 - f^4)}{4fr^2} \approx \frac{qr^2}{4f}$$

Effort de Compression méridien

$$N\varphi = \sqrt{H^2 + P^2}$$

cet effort de compression sert à vérifier la contrainte de compression dans

le sens d'un méridien $\sigma'_b = \frac{N\varphi}{100e} \leq \frac{\bar{\sigma}'_b}{2}$

e : épaisseur de la coupole en cm

La limite admissible est prise en général égale à $\frac{\bar{\sigma}'_b}{2}$ pour tenir compte du fait que les formules précédentes ne sont pas rigoureuses

on déterminera par la suite l'effort de traction T dans la ceinture à l'aide de l'effort H' calculé ci-dessus.

Application

$$e = 8 \text{ cm} ; f = 3,2 \text{ m} ; r = 16 \text{ m} ; h = 6,25 \text{ m}$$

$$R = \frac{(r^2 + f^2)}{2f} = 41,6 \text{ m}$$

$$S = 2\pi R f = 2\pi \cdot 41,6 \cdot 3,2 = 836,42 \text{ m}^2$$

• poids propre : $P_p = 2500 \cdot 0,08 = 200 \text{ kg/m}^2$

• étanchéité, isolation : $P_{ei} = 40 \text{ kg/m}^2$

$$p = P_p + P_{ei} = 240 \text{ kg/m}^2$$

• surcharge d'exploitation : $q = 100 \text{ kg/m}^2$

pondération des sollicitations : $S = p + 1,2q = 240 + 1,2(100) = 360 \text{ kg/m}^2$

Calcul des charges et surcharges par mètre sur la circonférence de pourtour

charges : $P'_p = \frac{Rf p}{r} = \frac{41,6 \cdot 3,2 \cdot 240}{16} = 1996,8 \text{ kg/m}$

surcharges : $P'_q = \frac{q r}{2} = \frac{100 \cdot 16}{2} = 800 \text{ kg/m}$

$$P' = P'_p + 1,2 P'_q = 1996,8 + 1,2(800) = 2996,8 \text{ kg/m}$$

$$H' = \frac{S(r^4 - f^4)}{4fr^2} = \frac{360 [16^4 - 3,2^4]}{4 \cdot 3,2 \cdot 16^2} = 7188,48 \text{ kg/m}$$

$$N\varphi = \sqrt{H'^2 + P'^2} = \sqrt{(7188,48)^2 + (2996,8)^2} = 7772,83 \text{ kg/m}$$

Vérification à la compression

$$\sigma'_b = \frac{N \Psi}{100e} = \frac{7772,83}{100 \cdot 8} = 9,72 \text{ kg/cm}^2$$

or $\bar{\sigma}'_{b0/2} = 37,5 \text{ kg/cm}^2$ d'où $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0/2}$

verification au cisaillement

$$\tau_b = \frac{P'}{100e} = \frac{2956,8}{100 \cdot 8} = 3,70 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

Calcul des armatures

La coupole étant une pièce comprimée et dans notre cas faiblement chargée (coupole de couverture), on prévoit pour les armatures placées suivant les méridiens et par mètre de parallèle une section $A_M = 0,3 \cdot e$ (e étant l'épaisseur en cm). Les armatures placées suivant les parallèles sont des armatures de répartition, leur section sera comprise entre $1/3$ et $1/2$ de A_M suivant les méridiens

$$A_M = 0,3 \cdot e = 0,3 \cdot 8 = 2,4 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } A_M = 5 \text{ HA8/ML} = 2,513 \text{ cm}^2$$

suivant les parallèles

$$A_p = A_M/2 = 2,513/2 = 1,257 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } A_p = 5 \text{ HA6/ML} = 1,414 \text{ cm}^2.$$

Ouvertures de la coupole

on distingue deux types d'ouvertures

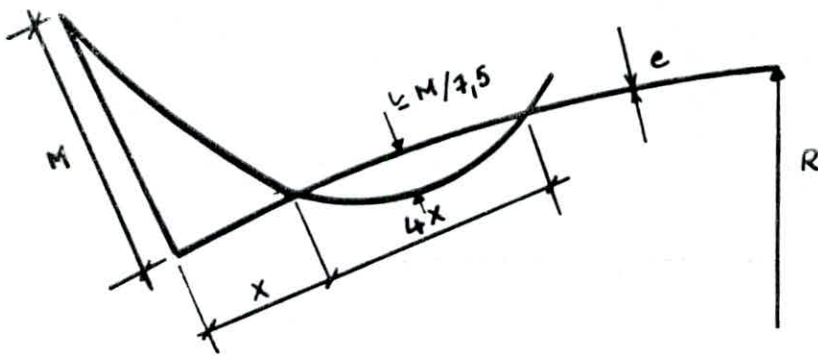
- des ouvertures d'aération
- une ouverture pour l'entretien et d'éventuelles réparations

Ces ouvertures sont soumises à la compression, nous adopterons donc un ferrailage de principe qui consiste à relever les armatures placées suivant les méridiens.

Remarque:

Il faut noter l'existence d'un moment local dans la partie inférieure de la coupole. Pour y remédier, il est recommandé un épaissement de la coupole sur une distance x donnée par le Design of thin SHELL structures, en plus de la disposition d'une nappe supérieure d'armatures sur la même distance x .

Application



$$x = 0,6\sqrt{Re} = 0,6 \cdot \sqrt{41,6 \cdot 0,08} = 1,09 \text{ m}$$

$$M \leq \frac{p'x^2}{2} = \frac{2956,8 (1,09)^2}{2} = 1,76 \text{ tm.}$$

$$M_1 \leq M/7,5 = 1,76/7,5 = 0,23 \text{ tm.}$$

sur la distance $x = 1,2 \text{ m}$ on disposera une nappe d'armatures suivant les méridiens et suivant les parallèles, on prendra aussi une épaisseur de la coupole $e = 12 \text{ cm}$.

**etude de la
ceinture**

Etude de la Ceinture

nous avons calculé lors de l'étude de la coupole la poussée horizontale par mètre linéaire (H')

$$H' = 7188,48 \text{ Kg/m.}$$

ceci engendre une traction dans la ceinture égale à $T = H' \cdot r = 7188,48 \cdot 16,15$

$$T = 116,09 \text{ t} \approx 116,1 \text{ t}$$

on opte pour une ceinture en béton précontraint pour reprendre l'effort "T" ci-dessus et en même temps avoir une section de béton relativement faible. or dans le béton précontraint, compte tenu des chutes de Tension éventuelles la contrainte à réaliser dans les fils au moment de la mise en tension "Contrainte initiale" devra être supérieure à la contrainte sur laquelle on doit compter pendant toute la durée de service de l'ouvrage "contrainte de Service".

Calcul des Pertes de Tension

dans les calculs on doit tenir compte des pertes et chutes de tension qui vont se produire entre l'Instant de la mise en tension et la période de service afin de déduire la tension initiale à réaliser à la mise en tension.

si donc on veut atteindre un effort T de compression sur l'élément considéré il faut tendre les fils avec une force $T + \Delta T$. ΔT étant les pertes et chutes de tension éventuelles.

Ces pertes et chutes de tension sont les suivantes

- 1 - chute due au fluage du béton (ΔT_d)
- 2 - chute due au retrait du béton (ΔT_r)
- 3 - chute due à la relaxation des aciers (ΔT_{rel})
- 4 - pertes dues à la non simultanéité des mises en tension (ΔT_c)
- 5 - pertes par frottement (ΔT_f)
- 6 - pertes par recul d'ancrage (ΔT_{rewl})

remarque : on distingue les pertes instantanées qui ont lieu au cours de la mise en tension et les pertes différées qui ont lieu avec le temps.

1° Chute due au fluage du béton (ΔT_d)

Le fluage est un phénomène de déformation différée sous charge fixe indéfiniment appliquée. Pour le fluage on a approximativement

$$\text{déformation différée} = 2 \cdot \frac{\Delta l}{l}$$

en désignant par $\frac{\Delta l}{l}$ la déformation instantanée du béton

en général la déformation différée moyenne pour l'ensemble des câbles est $2,5 \frac{\Delta l}{l}$

la chute de tension des fils sera donc

$$\frac{\Delta T_d}{E_a} = 2,5 \frac{\Delta l}{l}$$

sachant que le module de déformation du béton

$$E = \frac{\text{contrainte}}{\text{Déformation correspondante}} = \frac{\sigma}{\frac{\Delta l}{l}}$$

σ étant la contrainte sous laquelle se produit la déformation, en général c'est la contrainte moyenne du béton sous charges permanentes et sous surcharges, pour les calculs on prend une valeur moyenne de $\sigma = 90 \text{ kg/cm}^2$

E_i : module d'élasticité instantané du béton = 420.000 kg/cm^2 .

E_a : module d'élasticité de l'acier = $2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

$$\Delta T_d = 2,5 \frac{E_a}{E_i} \sigma = 2,5 \cdot \frac{2,1 \cdot 10^6}{420.000} \cdot 90 = 1125 \text{ kg/cm}^2 = 11,25 \text{ kg/mm}^2$$

2° Chute due au retrait du béton (ΔT_r)

Le retrait est un phénomène de raccourcissement qui accompagne la prise du ciment. on peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de température entraînant un raccourcissement Δl

$$\frac{\Delta T_r}{E_a} = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma}{E_i} \quad \text{soit} \quad \Delta T_r = \frac{E_a}{E_i} \cdot \sigma = \frac{2,1 \cdot 10^6}{4,2 \cdot 10^5} \cdot 90$$

$$\Delta T_r = 450 \text{ kg/cm}^2 = 4,5 \text{ kg/mm}^2$$

3. Chute due à la relaxation des Aciers (ΔT_{rel})

Si un fil d'acier est tendu à une contrainte relativement élevée entre 2 points fixes, c'est à dire sous une longueur constante, la contrainte initiale tend à diminuer avec le temps; c'est ce phénomène que l'on appelle la relaxation de l'acier. La valeur de la relaxation est prise au moins égale à la plus élevée des 2 valeurs suivantes

$$11 \left(\frac{\sigma_{a_i}}{R_G} - 0,55 \right) \cdot \text{rel}_{120}$$

$$8 \left(\frac{\sigma_{a_i}}{R_G} - 0,55 \right) \cdot \text{rel}_{1000}$$

σ_{a_i} étant la contrainte initiale de l'armature de précontrainte (à sa mise en tension)
 R_G étant la contrainte de rupture des fils ou câbles d'acier pour les armatures de précontrainte.

n'ayant pas les valeurs de rel_{120} et de rel_{1000} (elles doivent être indiquées par le fournisseur), on peut utiliser la relation.

$$\Delta T_{rel} = 8\% \text{ de } \sigma_{a_i}$$

sous longueur constante et sous température constante ($20 \pm 1^\circ$) on a

$$\sigma_{a_i} = 0,8 R_G$$

en utilisant l'unité de tension $12 \Phi 7$ on aura $R_G = 152 \text{ kg/mm}^2$

d'où $\sigma_{a_i} = 121,6 \text{ kg/mm}^2$ et $\Delta T_{rel} = 9,73 \text{ kg/mm}^2$.

4. pertes dues à la non simultanéité des mises en tension (ΔT_C)

La précontrainte est exercée en général par plusieurs câbles; Les câbles sont tendus les uns après les autres et non simultanément, chaque câble subit en plus de l'effet de la déformation différée, l'effet de la déformation instantanée créée par les câbles tendus après lui.

Exemple: si N est le nombre de câbles, le 1^{er} câble tendu subira l'effet de la déformation créée par les N-1 câbles restant à tendre

$$\Delta T_C = \frac{1}{4} \Delta T_d \left(1 - \frac{1}{N} \right)$$

on se fixe $N=4$ sous réserve de faire la vérification par la suite

$$\Delta T_c = \frac{1}{4} \Delta T_d \left(1 - \frac{1}{4}\right) = 0,25 \cdot 11,25 \cdot 0,75 = 2,11 \text{ kg/mm}^2$$

§ pertes par frottement (ΔT_f)

Il s'agit de la perte de tension qui se produit tout le long du câble par frottement dans la gaine. La formule générale donnant la perte par frottement dans un câble est définie comme suit $T = T_0 e^{-f\alpha - \psi l}$

f : coefficient de frottement fils sur gaine, donné en radians⁻¹, il est pris en général égal à 0,23.

α : somme des déviations angulaires (en radians)

on a en général $20^\circ < \alpha < 30^\circ$; α standard = $24^\circ 15'$.

ψ : pseudo-coefficient de frottement, exprimé par unité de longueur (en radians/m), en général $\psi = 0,3\%$.

l : longueur totale de l'armature de précontrainte

T_0 : Tension d'une armature de précontrainte à l'origine

T : Tension d'une armature de précontrainte après pertes par frottement.

sachant que le développement limité de $e^{-x} = 1 - x + \frac{x^2}{2!} - \frac{x^3}{3!} \dots$

les termes de degrés supérieurs à 1 étant négligeables, on aura $e^{-x} = 1 - x$.

d'où
$$T = T_0 [1 - (f\alpha + \psi l)]$$

en remplaçant les tensions T et T_0 par les contraintes respectives σ et σ'_a

on peut alors écrire
$$\sigma = \sigma'_a [1 - (f\alpha + \psi l)]$$

en désignant par ΔT_f les pertes par frottement en kg/mm²

$$\Delta T_f = \sigma'_a [f\alpha + \psi l]$$

α exprimé en degrés ($1^\circ = \frac{1,75}{100}$ radians)

$$f\alpha = 0,23 \cdot \frac{1,75}{100} \alpha^\circ = \frac{0,4}{100} \alpha^\circ$$

$$\Delta T_f = \sigma'_a \left(\frac{0,4}{100} \alpha^\circ + \frac{0,3}{100} l \right) = \sigma'_a \cdot \frac{0,4}{100} (\alpha^\circ + 0,75l)$$

$$\Delta T_f = 121,6 \frac{0,4}{100} [24,25 + 0,75 \cdot 33,02] = 24,13 \text{ kg/mm}^2.$$

• pertes par recul d'ancrage (ΔT_{rewl})

elle est due au relâchement du verin, néanmoins le câble est considéré suffisamment long ou suffisamment relevé pour que la chute soit négligée

si l'on a : $L^2 + \alpha L_c \geq 300$ pour les câbles $12\phi 7 \text{ mm}$.

avec L : Demi-longueur du câble en mètres

α : Angle de relevage en degrés.

L_c : Longueur de relevage en mètres.

Dans notre cas $L = 16,91 \text{ m}$; $\alpha = 24,25^\circ$; $L_c = 1,62 \text{ m}$

$$\text{d'où } L^2 + \alpha L_c = (16,91)^2 + (24,25 \cdot 1,62 \text{ m}) = 325,23 > 300$$

• Calcul des pertes totales (ΔT)

$$\Delta T = \Delta T_c + \Delta T_f + \frac{2}{3} (\Delta T_d + \Delta T_r) + \Delta T_{rel}.$$

$$\Delta T = 2,11 + 24,13 + \frac{2}{3} (11,25 + 4,5) + 9,73 = 46,47 \text{ kg/mm}^2.$$

$$S(12\phi 7) = 462 \text{ mm}^2$$

$$T_{perte} = 46,47 \cdot 462 = 21,47 \text{ t}$$

• Tension utile par câble (T_u) ; $T_u = (\sigma_a' \cdot S) - T_{perte}$

$$T_u = (121,6 \cdot 462) - 21,47 \cdot 10^3 = 34,71 \text{ t}$$

• Calcul du nombre d'unités de tension "n"

$$n = \frac{\text{effort de traction "T" dans la ceinture}}{\text{tension utile par câble "T}_u"} = \frac{116,1}{34,71} = 3,34$$

on prend $n = 4$

ainsi chaque câble reprend $\frac{116,1}{4} = 29,03 \text{ t}$

et doit être tiré à : $29,03 + 21,47 = 50,50 \text{ t}$.

remarque : on constate que la tension exercée sur chaque câble "50,50t" est inférieure à la tension maximale qu'on peut exercer (Les câbles pouvant être tendus jusqu'à 80% de leur limite de rupture)

Tension maximale pour un câble $12\phi 7\text{ mm} = \sigma'_a \cdot S = 56,2\text{t}$.

• Vérification de la contrainte de Compression du béton (σ'_b)

$$\sigma'_b = \frac{F}{S} = \frac{4 \cdot 50,5 \cdot 10^3}{30 \cdot 45} = 149,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}' = 168 \text{ kg/cm}^2$$

• Torsion de La Ceinture .

L'existence d'un moment Local dans la partie Inférieure de la coupole prouve que une torsion dans la ceinture engendrent ainsi des contraintes de cisaillement

Le cisaillement maximal a pour valeur $\tau_b = k \frac{M_t}{a^3}$

τ_b : valeur de la contrainte tangente de torsion

M_t : moment de torsion agissant dans la section

Les valeurs de k peuvent être prises en fonction du rapport b/a a et b étant respectivement le petit coté et le grand coté de la section.

dans notre cas

$$a = 30 \text{ cm} ; b = 45 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{a} = \frac{45}{30} = 1,5 \quad \text{d'où } k = 2,91 \text{ (Aide mémoire de BA)}$$

$$M_t = 1,76 \text{ tm} .$$

$$\tau_b = \frac{k M t}{a^3} = \frac{2,91 \cdot 1,76 \cdot 10^5}{(30)^3} = 18,97 \text{ kg/cm}^2.$$

comme $b < 3,5$: $\tilde{\omega}_t = \frac{1}{3} \cdot \frac{1+\beta}{\beta} \cdot \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_a}$

$\tilde{\omega}_t$ est le pourcentage des armatures transversales

$$\beta = b/a = 45/30 = 1,5$$

pour $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$; $\tilde{\omega}_t = 3,76 \cdot 10^3$.

L_t étant la longueur d'un cadre (ancrages exclus) ; $L_t = 2(26 + 41) = 134 \text{ cm}$

t : espacement des cadres ($t < a$) ; on prendra $t = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$

d'où

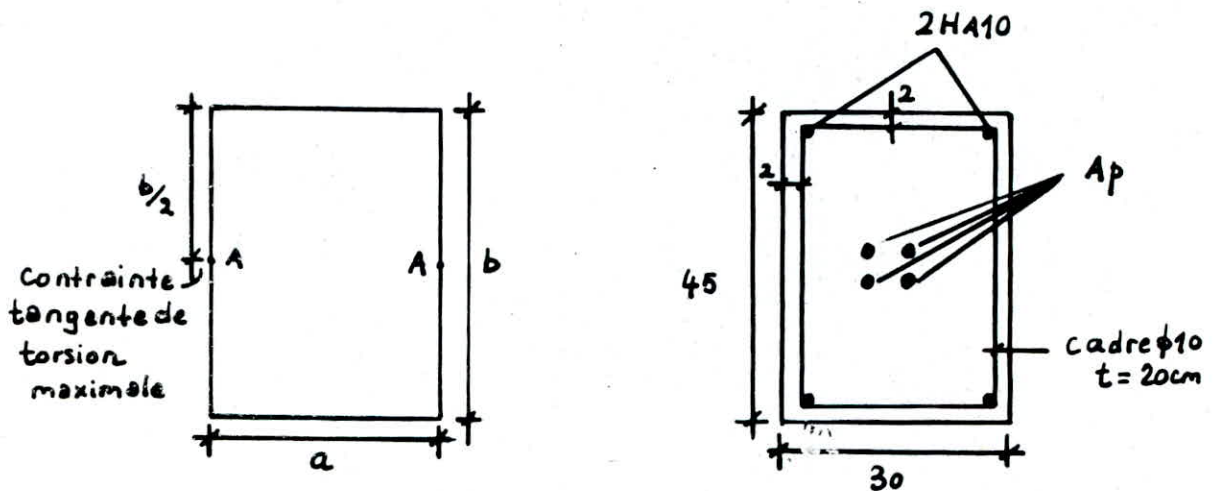
$$A_t = \frac{a \cdot b \cdot \tilde{\omega}_t \cdot t}{L_t} = \frac{30 \cdot 45 \cdot 3,76 \cdot 10^3 \cdot 20}{134} = 0,76 \text{ cm}^2.$$

soit $A_t = 1 \text{ cadre } \phi 10 = 0,786 \text{ cm}^2$ tous les 20 cm

Longitudinalement on disposera 4 barres 4A10 = 3,14 cm².

La section est représentée sur la figure

$$A_p = 4 \text{ Cables } 12 \phi 7 \text{ mm}.$$



**etude de la
paroi**

Étude théorique

Introduction

Le problème du réservoir cylindrique est une application immédiate des théories suivantes exposées dans les ouvrages de W. FLÜGGE et S. TIMOSHENKO traitant des plaques et des coques.

- théorie des membranes pour les coques cylindriques.
- théorie des flexions de la coque cylindrique circulaire.

pour l'étude de la paroi, 2 cas se présentent

- le réservoir est plein, les parois sont donc soumises à la poussée de l'eau
- le réservoir est vide, les parois sont soumises à la poussée des terres

Théorie de la membrane

une coque est définie par une surface moyenne à partir de laquelle l'épaisseur t définit deux surfaces limites situées à une distance $\pm t/2$. on suppose que cette épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et au rayon de courbure de la surface moyenne.

Dans le cas particulier d'une coque cylindrique (paroi de notre réservoir) nous supposons que les génératrices sont horizontales et parallèles à l'axe des x . on découpe un élément dans la coque par 2 génératrices adjacentes et 2 sections transversales perpendiculaires à l'axe des x .

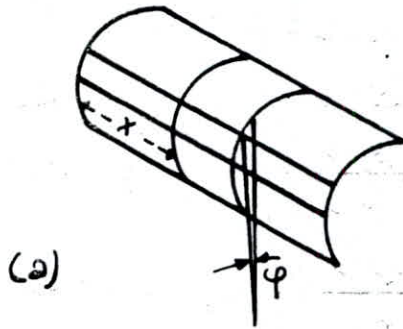
la position de l'élément est définie par la coordonnée x et l'angle φ (voir figure).

considérons l'équilibre de l'élément, la somme des forces suivant la direction des x sera

$$\frac{\partial N_x}{\partial x} \cdot dx \cdot r d\varphi + \frac{\partial N_{\varphi x}}{\partial \varphi} \cdot d\varphi dx + P_x \cdot dx \cdot r d\varphi = 0 \quad (1)$$

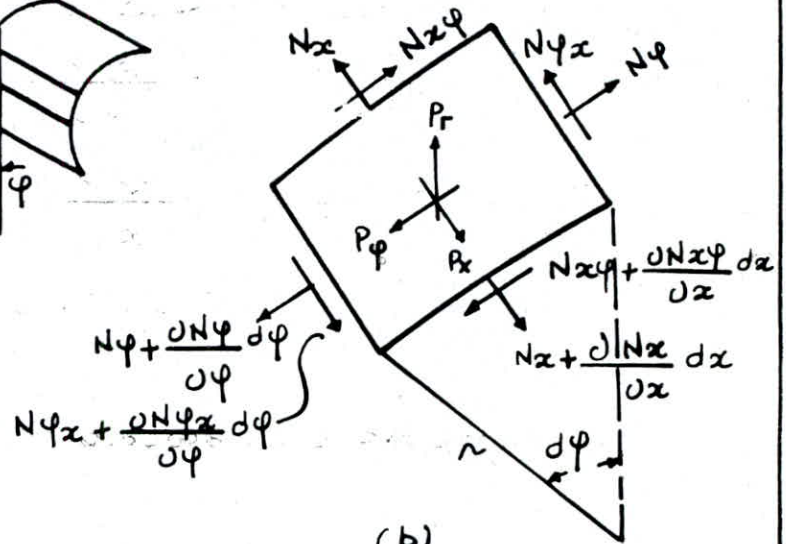
de même les forces dirigées suivant la tangente à la section normale

donnent l'équation (2)



(a)

Coordonnées et forces
agissant sur les cotés
de l'élément de la
coque cylindrique



(b)

$$\frac{\partial N_{\phi}}{\partial \phi} d\phi \cdot dx + \frac{\partial N_{x\phi}}{\partial x} \cdot dx \cdot r d\phi + P_{\phi} dx r d\phi = 0 \quad (2)$$

Les forces agissant dans la direction normale à la coque donnent
l'équation $N_{\phi} dx d\phi - P_r dx \cdot r d\phi = 0 \quad (3)$

après simplifications, les trois équations d'équilibre deviennent

$$\frac{\partial N_x}{\partial x} \cdot r + \frac{\partial N_{\phi x}}{\partial \phi} + P_x \cdot r = 0 \quad (4)$$

$$\frac{\partial N_{\phi}}{\partial \phi} + \frac{\partial N_{x\phi}}{\partial x} \cdot r + P_{\phi} \cdot r = 0 \quad (5)$$

$$N_{\phi} - P_r \cdot r = 0 \quad (6)$$

Ces équations obtenues sont applicables pour une quelconque coque
cylindrique.

Théorie des flexions

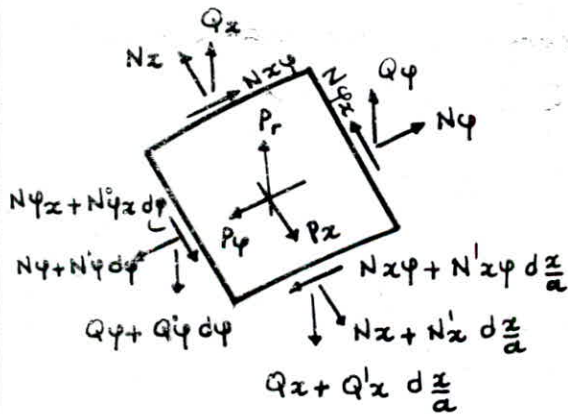
La théorie des membranes n'étudie que les coques qui n'opposent pas une résistance élastique à une flexion. mais la coque sans résistance à la flexion n'est pas un cas particulier d'un corps élastique, en face de charges convenablement choisies elle ne possède aucune élasticité et cède facilement. c'est là une raison d'établir une théorie des flexions.

Notations

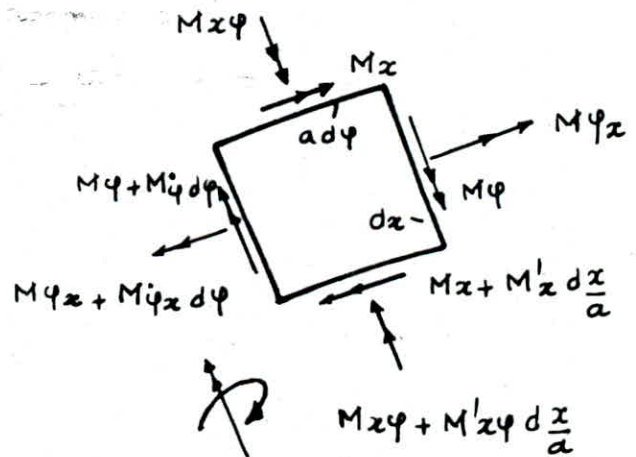
a : rayon de la surface médiane

x et φ : coordonnées de l'élément de surface comme pour la théorie des membranes.

nous désignerons par un point et un accent (placés en indice supérieur) respectivement les dérivées par rapport à φ et par rapport à x/a .



(a)



(b)

Forces et moments pour la coque cylindrique rigide à la flexion

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

La condition dans la direction x s'écrit

$$N'_x + N'_{\varphi x} + a p_x = 0 \quad (1)$$

Suivant la tangente à la section normale on a :

$$N'_\varphi + N'_{x\varphi} - Q_\varphi + a p_\varphi = 0 \quad (2)$$

dans la direction normale à la coque on a :

$$Q'_y + Q'_x + N\psi - a P_r = 0 \quad (3)$$

L'équilibre des moments par rapport aux 2 tangentes et à la normale est exprimé par les équations :

$$M'_y + M'_x\psi - a Q_y = 0 \quad (4)$$

$$M'_x + M'_y\psi - a Q_x = 0 \quad (5)$$

$$a N_x\psi - a N_y\psi + M_y\psi = 0 \quad (6)$$

pour des états de contrainte à symétrie de révolution, les conditions d'équilibre ci-dessus se simplifient considérablement.

La force transversale annulaire Q_y , les efforts tranchants et les moments de torsion sont nuls. D'autre part la pression de liquide est la seule charge nous intéressant on peut poser $P_x = P_y = 0$ et faire disparaître toutes les dérivées par rapport à ψ .

de (1) on tire $N'_x = 0$

cette force longitudinale est indépendante des autres forces élastiques nous poserons $N_x = 0$ pour nos calculs. Le système devient

$$Q'_x + N\psi = P_r \cdot a \quad (7)$$

$$M'_x - a Q_x = 0 \quad (8)$$

les autres équations étant identiquement vérifiées.

de (8) on tire $Q_x = \frac{M'_x}{a}$

d'où $Q'_x = \frac{M''_x}{a}$

en remplaçant dans l'équation (7) on aboutit à

$$M''_x + a N\psi = P_r \cdot a^2 \quad (9)$$

Il nous faut exprimer M_x et N_y en fonction des déformations. Pour décrire le comportement élastique de la coque FLÜGGE et TIMOSHENKO ont introduit une résistance à la dilatation $D = \frac{E \cdot t}{1 - \nu^2}$ et une résistance à la flexion $k = \frac{E t^3}{12(1 - \nu^2)}$

ou E : module d'élasticité
 t : épaisseur de la coque
 ν : coefficient de Poisson.

Ils ont ainsi pu établir une relation entre le déplacement (w) et les éléments de réduction.

$$N\varphi = \frac{D(1-\nu^2)}{a} w$$

$$M_x = \frac{k}{a^2} w$$

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

M_x : moment fléchissant sur l'élément de paroi

en remplaçant les valeurs de $N\varphi$ et de M_x dans l'équation (9)

$$M_x'' + aN\varphi = P_r a^2$$

$$\left(\frac{k}{a^2} w''\right)'' + D(1-\nu^2) w = P_r a^2$$

$$\frac{k}{a^2} w^{IV} + D(1-\nu^2) w = P_r a^2$$

$$k w^{IV} + a^2 D(1-\nu^2) w = a^4 P_r$$

Equation Generale des Reservoirs

Application au cas particulier du Reservoir à épaisseur de paroi constante

Les x sont comptés positivement vers le haut en partant de la base du réservoir

Si γ est la densité du liquide (eau)

sa poussée est $P_r = \gamma(h-x)$

L'équation générale des Réservoirs s'écrit alors

$$k\omega'' + Da^2(1-\nu^2)\omega = \gamma(h-x)a^4 \quad (I)$$

L'équation (6) de la théorie de la membrane donne

$$N\varphi = P_r \cdot a$$

$$\text{d'où } N\varphi = \gamma(h-x)a$$

$$\text{sachant que } N\varphi = \frac{D(1-\nu^2)\omega}{a}$$

$$\text{ceci donne immédiatement } \omega = \frac{\gamma a^2 (h-x)}{D(1-\nu^2)}$$

c'est la solution particulière de l'équation différentielle ci-dessus.

Pour calculer la solution générale nous utiliserons encore l'équation homogène qui doit contenir 4 constantes avec l'hypothèse de la solution exponentielle

$$\omega = c e^{2x/a}$$

en posant $2/a = \lambda$; $\omega = c e^{\lambda x}$ qui par remplacement dans (I) fournit

$$\text{l'équation caractéristique } \lambda^4 + 4\alpha^4 = 0$$

$$\text{avec } \alpha^4 = \frac{Da^2(1-\nu^2)}{4k} = \frac{3a^2}{t^2}(1-\nu^2)$$

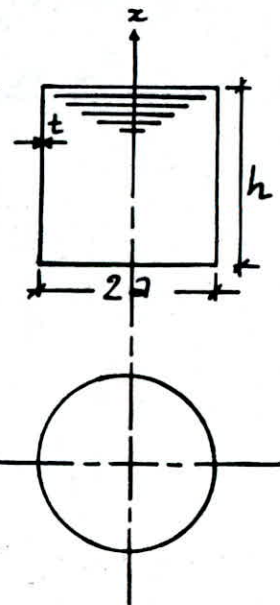
si l'on porte dans l'hypothèse de solution de l'équation homogène la

racine $\lambda = \pm(1 \pm i)\alpha$ on obtient

$$\omega = e^{-\alpha x/a} [c_1 \cos \alpha x/a + c_2 \sin \alpha x/a] + e^{+\alpha x/a} [c_3 \cos \alpha x/a + c_4 \sin \alpha x/a]$$

Les fonctions exponentielles décroissent assez vite pour pouvoir être négligées d'un bord à l'autre de la coque.

on pose $c_3 = c_4 = 0$ et on détermine c_1 et c_2 .



La solution générale est donnée par

$$w = e^{-\alpha x/a} [c_1 \cos \alpha x/a + c_2 \sin \alpha x/a] + \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} (h-x)$$

$$w' = \frac{\partial w}{\partial x} = -\frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} + \frac{\alpha}{a} e^{-\alpha x/a} [\cos \alpha x/a (c_2 - c_1) - \sin \alpha x/a (c_1 + c_2)]$$

• Détermination des constantes c_1 et c_2 .

en supposant que l'encastrement en bas est absolu, les conditions au bord encastree s'écrivent

$$\left| \begin{array}{l} w(x=0) = 0 \\ w'(x=0) = 0 \end{array} \right.$$

d'où on tire

$$c_1 = -\frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} \cdot h \quad ; \quad c_2 = \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} \left[\frac{a}{\alpha} - h \right]$$

en remplaçant D par sa valeur

$$c_1 = -\frac{\gamma a^2}{Et} \cdot h \quad ; \quad c_2 = \frac{\gamma a^2}{Et} \left[\frac{a}{\alpha} - h \right]$$

et

$$w = \frac{\gamma a^2}{Et} \left[(h-x) - e^{-\alpha x/a} h \cos \alpha x/a + e^{-\alpha x/a} \left(\frac{a}{\alpha} - h \right) \sin \alpha x/a \right]$$

En considérant que la paroi est encastree des 2 cotés (en haut et en bas)

M. MUZET propose des simplifications de calcul pour $\varphi = \frac{\alpha}{a} h > 5$

et donne ainsi les expressions du moment et de l'effort tranchant

• Calcul de φ

$$a = 16,1 \text{ m} ; \nu = 0,15 ; t = 0,2 \text{ m} ; h = 7,5 \text{ m}$$

$$\alpha = \sqrt[4]{3 \frac{a^2}{t^2} (1-\nu^2)} = 11,741$$

$$\varphi = \frac{11,741}{16,1} \cdot 7,5 = 5,47 > 5$$

• au bord inférieur

$$M = M_0 e^{-\alpha/a x} (\cos \alpha/a x - \sin \alpha/a x) ; M_0 = \frac{\gamma a^2}{2\alpha^2} (h - a/\alpha)$$

$$T = T_0 e^{-\alpha/a x} \cos \alpha/a x ; T_0 = \frac{\gamma a}{2\alpha} (2h - a/\alpha)$$

• et près du bord supérieur

$$M = M_0 e^{-\alpha/a x} \cos \alpha/a x ; M_0 = \frac{\gamma a^3}{2\alpha^3}$$

$$T = T_0 e^{-\alpha/a x} [\cos \alpha/a x + \sin \alpha/a x] ; T_0 = \frac{\gamma a^2}{2\alpha^2}$$

L'expression de $N\varphi$ est donnée par W. FLÜGGE et S. TIMOSHENKO dans leurs ouvrages respectifs (statique et dynamique des coques et théorie des plaques et coques)

$$N\varphi = \frac{D(1-\nu^2)}{a} w = \frac{Et}{a} w$$

sous l'effet de la pression hydrostatique, l'équation de la déformée de la paroi s'écrit $w = \frac{\gamma a^2}{Et} \left[(h-x) - e^{-\alpha x/a} h \cos \alpha \frac{x}{a} + e^{-\alpha x/a} \left(\frac{a}{\alpha} - h \right) \sin \alpha \frac{x}{a} \right]$

d'où

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

L'expression de la contrainte de déformation " σ " est donnée par

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

• Application

Les valeurs de $M, N\varphi, T$ et σ sont données en fonction de x dans le tableau suivant. (cas du réservoir plein)

• remarque

Le cahier des charges pour le calcul des réservoirs et cuves en béton armé fixe le poids volumique de l'eau (γ) à 1200 kg/m^3 au lieu de 1000 kg/m^3

Tableau donnant les valeurs de M, N, T et σ sous l'effet de la pression hydrostatique.

$x(m)$	$\alpha/a^2 (\text{rad})$	$\cos \alpha/a^2$	$\sin \alpha/a^2$	$e^{-\alpha/a^2}$	$M(t/m^2)$	$N(t/m)$	$T(t/ml)$	$\sigma (kg/cm^2)$
0	0,00	1,00	0,00	1,00	6,91	0,00	11,21	0,00
0,5	0,36	0,93	0,36	0,69	2,77	11,91	7,28	5,95
1,0	0,73	0,75	0,67	0,48	0,26	35,42	4,03	17,71
1,5	1,09	0,46	0,89	0,33	-0,99	58,44	1,72	29,21
2,0	1,46	0,11	0,99	0,23	-1,42	75,12	0,29	37,56
2,5	1,82	-0,25	0,97	0,16	-1,36	83,92	-0,45	41,96
3,0	2,19	-0,58	0,82	0,11	-1,08	85,51	-0,73	42,76
3,5	2,55	-0,83	0,56	0,08	-0,75	81,54	-0,73	40,77
4,0	2,92	-0,97	0,22	0,05	-0,10	73,84	-0,02	36,92
4,5	3,28	-0,99	-0,14	0,04	-0,10	63,97	0,03	31,99
5,0	3,65	-0,88	-0,48	0,03	-0,06	53,10	0,13	26,55
5,5	4,01	-0,65	-0,76	0,02	0,04	41,97	0,29	20,99
6,0	4,38	-0,33	-0,94	0,01	0,24	30,99	0,51	15,49
6,5	4,74	0,28	-0,99	0,009	0,56	20,32	0,77	10,16
7,0	5,10	0,38	-0,92	0,006	1,00	9,99	1,01	4,99
7,5	5,47	0,69	-0,73	0,004	1,55	0,00	1,13	0,00

• Cas du réservoir vide et soumis à la poussée des terres

Le réservoir est enterré à 2m. Le réservoir étant vide, la paroi n'est soumise qu'à la poussée des terres. Pour les calculs on supposera que le réservoir est totalement enterré (jusqu'à la base de la ceinture).

Les terres sont constituées d'un Remblai argilo-graveleux.

Les caractéristiques de ce Remblai sont :

pois spécifique (Δ) : $\Delta = 1,7 \text{ à } 2 \text{ t/m}^3$.

cohesion (c) : $c = 0,1 \text{ à } 0,3 \text{ t/m}^2$

Angle de frottement (φ) : $\varphi \cong 25^\circ \text{ à } 40^\circ$

on prendra $\Delta = 2 \text{ t/m}^3$; $c = 0$; $\varphi = 30^\circ$

et ce pour plus de sécurité étant donné que le rapport de sol ne donne pas les caractéristiques exactes du Remblai.

La solution de RESAL remplace le poids spécifique de l'eau (γ) par le poids spécifique des terres affecté d'un coefficient de poussée horizontale (K_a) tel que $\gamma_t = K_a \cdot \Delta$

d'après RESAL $K_a = f(\varphi, \alpha)$

α : Inclinaison de la paroi par rapport à la verticale ($\alpha = 0^\circ$)

et pour $\varphi = 30^\circ$; $K_a = f(30^\circ, 0^\circ) = 0,27$

d'où $\gamma_t = 0,27 \cdot 2000 = 540 \text{ kg/m}^3$.

• Calcul des éléments de Réduction

Les valeurs de M , N , φ , T et σ sont calculées de la même manière que pour le cas du réservoir plein "poussée de l'eau" mais avec $\gamma_t = 540 \text{ kg/m}^3$

• remarque : la poussée des terres est dans le sens contraire à celui de la poussée de l'eau.

Les Résultats sont donnés dans le tableau suivant

Tableau donnant les valeurs de M, N, T et σ sous l'effet
de la poussée des terres

$x(m)$	$\alpha/a Z(\text{rad})$	$\cos \alpha/a Z$	$\sin \alpha/a Z$	$e^{-\alpha/a Z}$	$M(t/m)$	$N\psi(t/m)$	$T(t/m)$	$\sigma(Kg/cm^2)$
0	0,00	1,00	0,00	1,00	-3,11	0,00	-5,05	0,00
0,5	0,36	0,93	0,36	0,69	-1,25	-6,36	-3,28	-2,68
1,0	0,73	0,75	0,67	0,48	-0,12	-15,94	-1,82	-7,97
1,5	1,09	0,46	0,89	0,33	0,45	-26,28	-0,78	-13,14
2,0	1,46	0,11	0,99	0,23	0,64	-38,80	-0,13	-16,90
2,5	1,82	-0,25	0,97	0,16	0,61	-37,77	0,20	-18,88
3,0	2,19	-0,58	0,82	0,11	0,48	-38,48	0,33	-19,24
3,5	2,55	-0,83	0,56	0,08	0,33	-36,69	0,33	-18,35
4,0	2,92	-0,97	0,22	0,05	0,04	-33,23	0,01	-16,62
4,5	3,28	-0,99	-0,14	0,04	0,05	-28,78	-0,01	-14,39
5,0	3,65	-0,88	-0,48	0,03	0,03	-23,90	-0,06	-11,95
5,5	4,01	-0,65	-0,76	0,02	-0,02	-18,89	-0,13	-9,44
6,0	4,38	-0,33	-0,94	0,01	-0,11	-13,94	-0,23	-6,98
6,5	4,74	0,28	-0,99	0,009	-0,25	-9,14	-0,35	-4,58
7,0	5,10	0,38	-0,92	0,006	-0,45	-4,49	-0,46	-2,25
7,5	5,47	0,69	-0,73	0,004	-0,70	0,00	-0,51	0,00

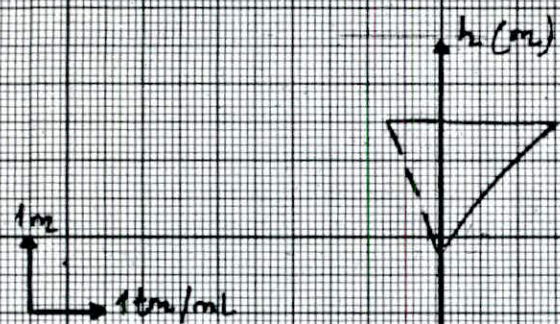


Diagramme des moments
flechissants sollicitant
la paroi

— Poussée de l'eau
- - - Poussée des terres

Intérieur de la cuve

$M_x (tm)$
ml

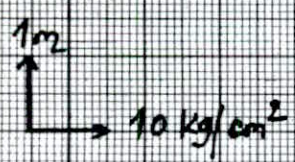


Diagramme des contraintes
de déformation

— Poussée de l'eau
- - - Poussée des terres

Intérieur de la cuve

$\sigma (kg)$
cm²

Etude de la précontrainte dans la paroi

• Etude de la précontrainte transversale

L'application d'une pression extérieure uniforme P agissant de l'extérieur vers l'intérieur du réservoir permet d'éliminer la traction dans les cerces (due à la poussée de l'eau). c'est la précontrainte transversale.

• Equation de déformation sous pression extérieure uniforme.

elle est donnée par

$$w = \frac{Pa^2}{Et} \left[1 - e^{-\alpha/a^x} (\cos \alpha/a^x + \sin \alpha/a^x) \right]$$

L'expression de la contrainte de déformation sous l'effet de la précontrainte est donnée par $\sigma' = \frac{E}{a} w$

en remplaçant w par sa valeur, la contrainte de compression sous l'effet de la précontrainte sera donnée par

$$\sigma' = \frac{Pa}{t} \left[1 - e^{-\alpha/a^x} (\cos \alpha/a^x + \sin \alpha/a^x) \right]$$

• calcul de la pression uniforme extérieure P

$$P = \frac{\sigma' t}{a} \frac{1}{\left[1 - e^{-\alpha/a^x} (\cos \alpha/a^x + \sin \alpha/a^x) \right]}$$

on a vu plus haut que le but de l'application d'une pression uniforme P est l'élimination de la traction dans les cerces.

Les contraintes engendrées par cette pression doivent donner un Diagramme résultant de compression uniquement

$$\sigma' = -\sigma_{\max} \text{ (traction)}$$

σ_{\max} : contrainte de traction maximale due à la poussée hydrostatique, elle est donnée pour la valeur $x = 3^m$ (voir tableau)

d'où $P = 5456,9 \text{ kg/m}^2 \approx 5457 \text{ kg/m}^2 = 5,46 \text{ t/m}^2$.

pour un anneau de hauteur 1m, la force de précontrainte (F) qu'il faut exercer et ce en tenant compte des chutes de tension est : $F = P \cdot a + T_{\text{perte}}$.

Les pertes $\Delta T_d, \Delta T_r, \Delta T_{\text{rel}}, \Delta T_{\text{rew}}$ gardent les mêmes valeurs qu'auparavant pour ΔT_c , on se fixe $n = 3$ sous réserve de faire la vérification par la suite d'où $\Delta T_c = 1,875 \text{ kg/mm}^2$.

En utilisant le procédé de précontrainte par enroulement extérieur, le frottement de glissement est remplacé par un frottement de roulement, les pertes par frottement ne représentent plus que 5% du total des pertes, ce qui ramène la valeur de ΔT_f à : $\Delta T_f = 2,31 \text{ kg/mm}^2$.

$$\Delta T = \Delta T_{\text{rel}} + \Delta T_c + \frac{2}{3} (\Delta T_d + \Delta T_r) + \Delta T_f = 24,42 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_{\text{perte par câble}} = 24,42 \cdot 462 = 11,28 \text{ t}$$

- Tension utile par câble : $T_U = (121,6 \cdot 462) - 11,28 \cdot 10^3 = 44,90 \text{ t}$
- calcul du nombre d'unités de tension "n"

$$n = \frac{P \cdot a}{T_U} = \frac{5,46 \cdot 16,1}{44,90} = 1,96 \approx 2 \text{ câbles par ml.}$$

pour plus de sécurité on prend $n = 3$ câbles par ml.

ainsi chaque câble reprend $\frac{5,46 \cdot 16,1}{3} = 29,30 \text{ t}$

et doit être tiré à : $29,30 + 11,28 = 40,58 \text{ t}$

- Calcul des efforts : l'équation de la déformée sous la précontrainte est donnée par $w = \frac{Pa^2}{Et} [1 - e^{-x/a} (\cos x/a + \sin x/a)]$

$$w' = \frac{2Pa}{Et} e^{-x/a} \sin x/a ; w'' = \frac{2Pa^2}{Et} e^{-x/a} [\cos x/a - \sin x/a]$$

$$w''' = -\frac{4Pa^3}{Et a} e^{-x/a} \cos x/a$$

$$M(x) = -k w'' = -\frac{Pa^2 t^2}{6(1-\nu^2)} e^{-x/a} [\cos x/a - \sin x/a]$$

$$T(x) = \frac{+ p a^3 t^2}{3a(1-\nu^2)} e^{-\alpha/a x} \cos \alpha/a x$$

$$N\varphi(x) = - p a [1 - e^{-\alpha/a x} (\cos \alpha/a x + \sin \alpha/a x)]$$

$$\sigma'(x) = - \frac{p a}{t} [1 - e^{-\alpha/a x} (\cos \alpha/a x + \sin \alpha/a x)]$$

En considérant les chutes de tension, nous prenons la valeur de p telle que

$$p = F/a = 7,56 \text{ t/m}^2$$

Le tableau suivant donne les variations de M , $N\varphi$, T et σ' dès à la précontrainte en fonction de x .

x (m)	M (tm/ml)	$N\varphi$ (t/ml)	T (t/ml)	σ' (kg/cm ²)
0	-7,11	0,00	10,37	0,00
0,5	-2,85	-12,60	6,73	-6,30
1,0	-0,27	-38,83	3,73	-19,42
1,5	1,02	-66,79	1,59	-33,39
2,0	1,46	-90,41	0,27	-45,21
2,5	1,40	-107,59	-0,42	-53,79
3,0	1,11	-118,48	-0,67	-59,24
3,5	0,77	-124,33	-0,67	-62,16
4,0	0,77	-124,33	-0,67	-62,16
4,5	1,11	-118,48	-0,67	-59,24
5,0	1,40	-107,59	-0,42	-53,79
5,5	1,46	-90,41	0,27	-45,21
6,0	1,02	-66,79	1,59	-33,39
6,5	-0,27	-38,83	3,73	-19,42
7,0	-2,85	-12,60	6,73	-6,30
7,5	-7,11	0,00	10,37	0,00

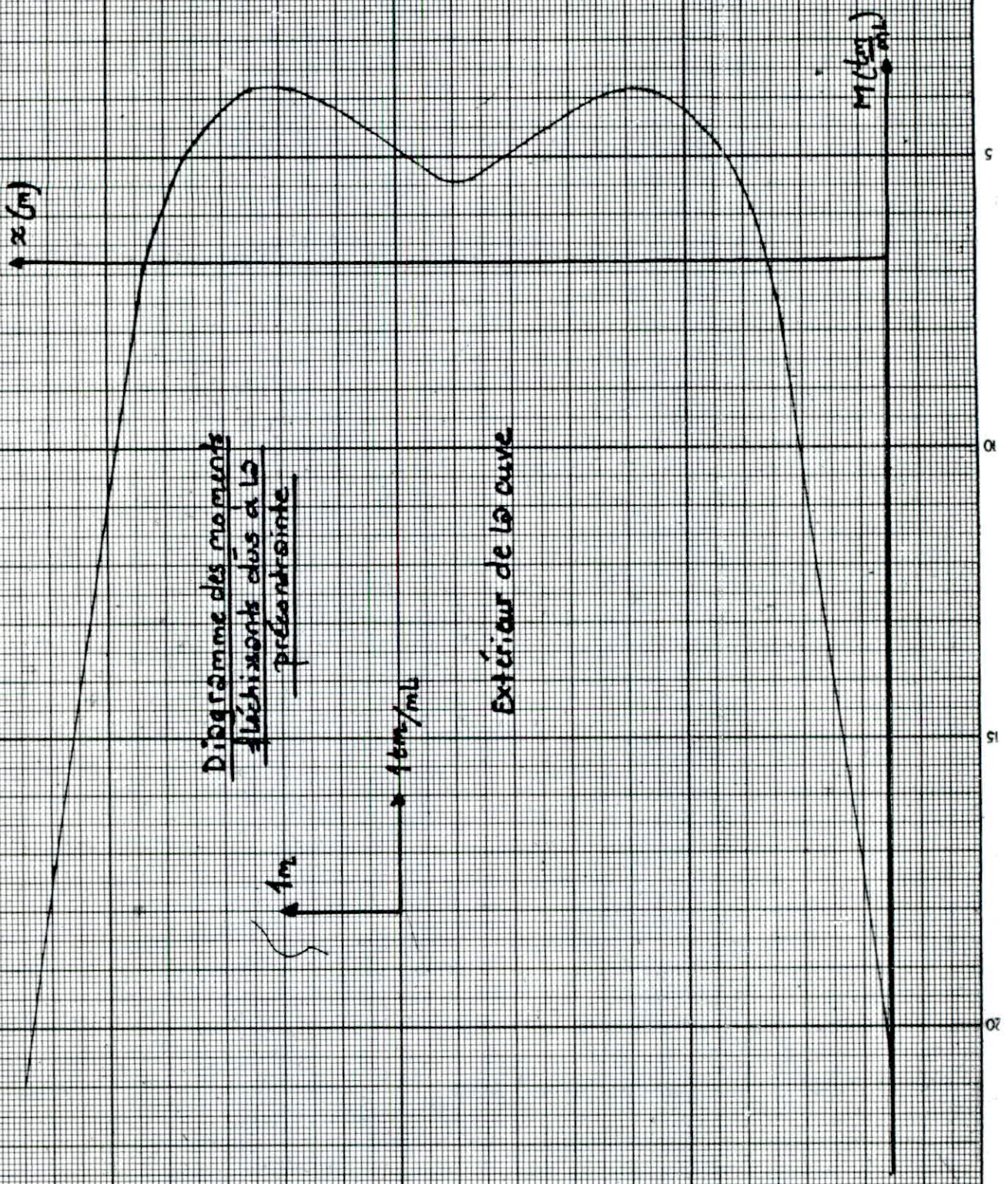


Diagramme des moments
fléchissants dus à la
précontrainte.

Extérieur de la curve

44

Diagramme des contraintes
de déformation dues
à la précontrainte

Intérieur de la cuve

$x(m)$



$\sigma'(kg/cm^2)$

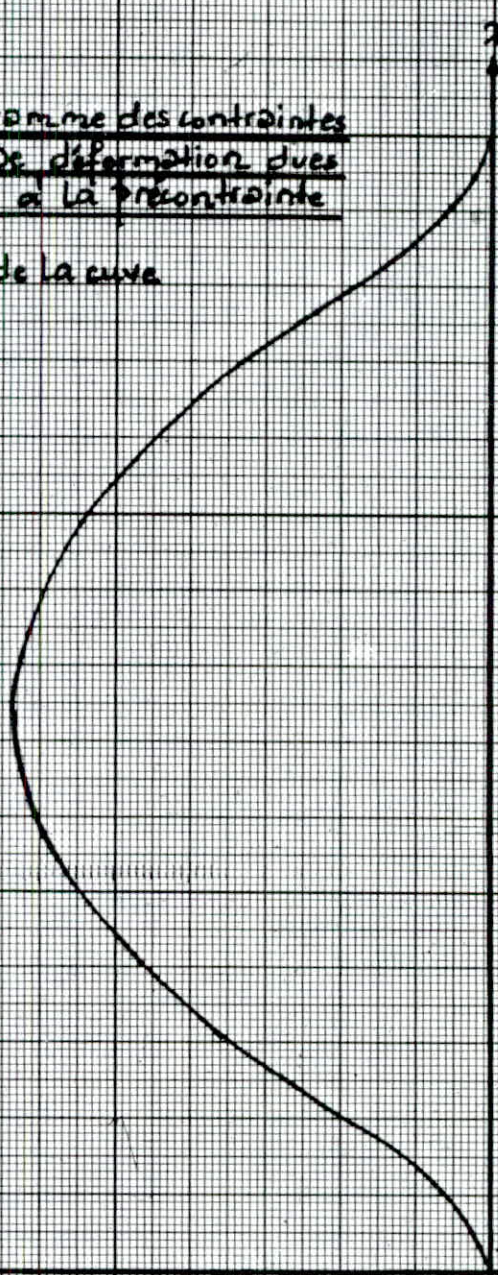


Tableau donnant la résultante des M, T et σ' dans la paroi

x (cm)	M_e ($\frac{t \cdot m}{m}$) hydros	M_p ($\frac{t \cdot m}{m}$) présent	M_r ($\frac{t \cdot m}{m}$) résultant	T_e ($\frac{t}{m}$) hydros	T_p ($\frac{t}{m}$) présent	T_r ($\frac{t}{m}$) résultant	σ'_e ($\frac{kg}{cm^2}$) hydros	σ'_p ($\frac{kg}{cm^2}$) présent	σ'_r ($\frac{kg}{cm^2}$) résultant
0,0	6,91	-7,11	-0,20	-11,21	10,37	-0,84	0,00	0,00	0,00
0,5	2,77	-2,85	-0,08	-7,28	6,73	-0,55	5,85	-6,30	-0,35
1,0	0,26	-0,27	-0,01	-4,03	3,73	-0,30	17,71	-19,42	-1,71
1,5	-0,99	1,02	0,03	-1,72	1,59	-0,13	29,21	-33,39	-4,18
2,0	-1,42	1,46	0,04	-0,29	0,27	-0,02	37,56	-45,21	-7,65
2,5	-1,36	1,40	0,04	0,45	-0,42	0,03	41,96	-53,79	-11,83
3,0	-1,08	1,11	0,03	0,73	-0,67	0,06	42,76	-59,24	-16,48
3,5	-0,75	0,77	0,02	0,73	-0,67	0,06	40,77	-62,16	-21,39
4,0	-0,10	0,77	0,67	0,02	-0,67	-0,65	36,92	-62,16	-25,24
4,5	-0,10	1,11	1,01	-0,03	-0,67	-0,70	31,99	-59,24	-27,25
5,0	-0,06	1,40	1,34	-0,13	-0,42	-0,55	26,55	-53,79	-27,24
5,5	0,04	1,46	1,42	-0,29	0,27	-0,02	20,99	-45,21	-24,22
6,0	0,24	1,02	0,78	-0,51	1,59	1,08	15,49	-33,39	-17,90
6,5	0,56	-0,27	0,29	-0,77	3,73	2,96	10,16	-19,42	-9,26
7,0	1,00	-2,85	-1,85	-1,01	6,73	5,72	4,99	-6,30	-1,31
7,5	1,55	-7,11	-5,56	-1,13	10,37	9,24	0,00	0,00	0,00

15
10
5

46

$x(\text{cm})$

Diagramme de la résultante
des contraintes de
Déformation

1mm
10 kg/cm²

Extérieur de la curve

0' (kg/cm²)



47

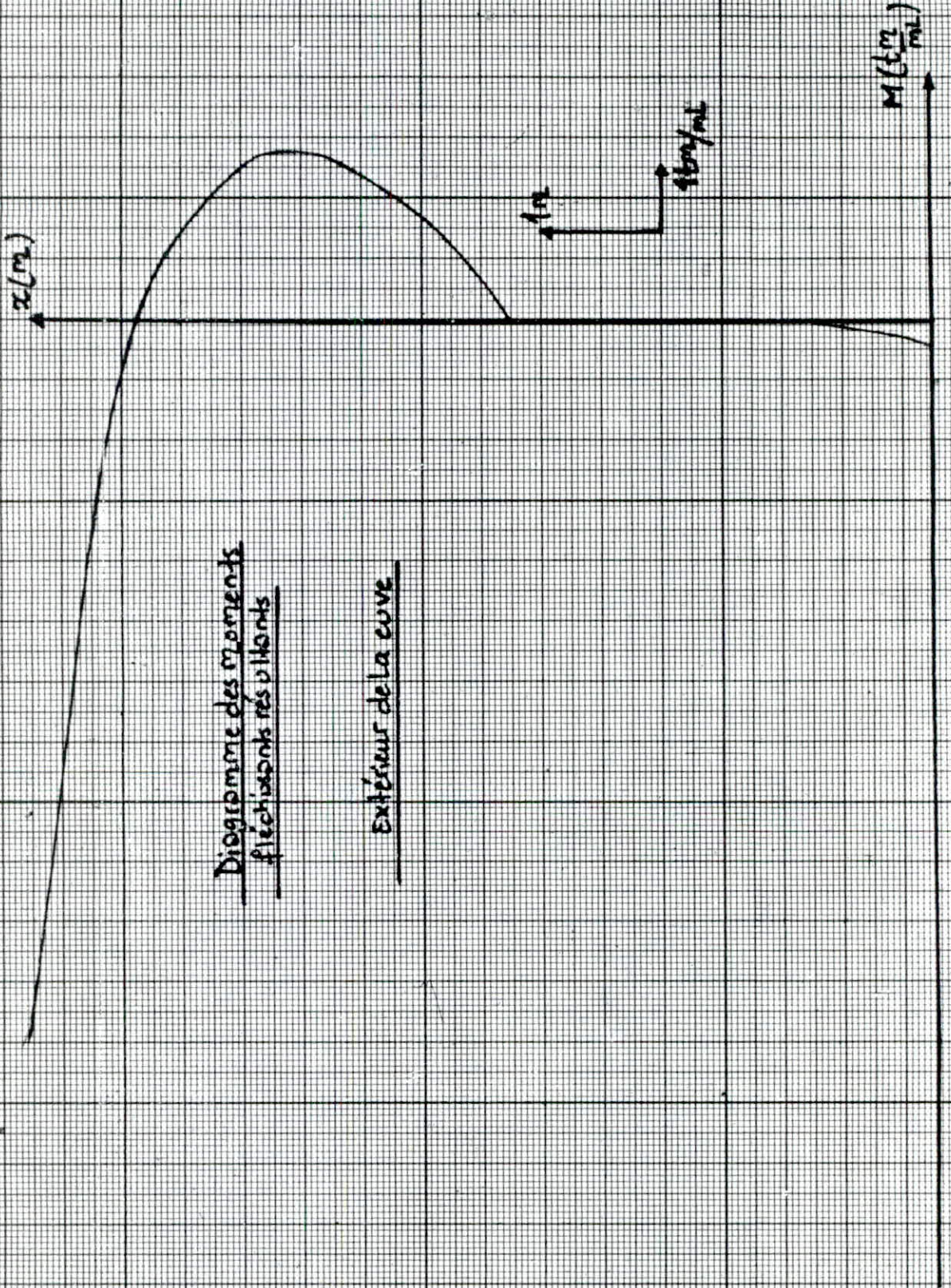


Diagramme des moments
fléchissants résiliants

Extérieur de la cuve

ferrillage vertical de la paroi

Le moment maximal est donné sous les effets simultanés de la poussée des terres et de la précontrainte $M_{max} = 10,22 \text{ tm/ml}$

$$N' = 8,5 \text{ t/ml. (poids total du réservoir)}$$

on considère une section de paroi de forme rectangulaire (la section sera considérée comme si elle ne présentait pas de courbure)

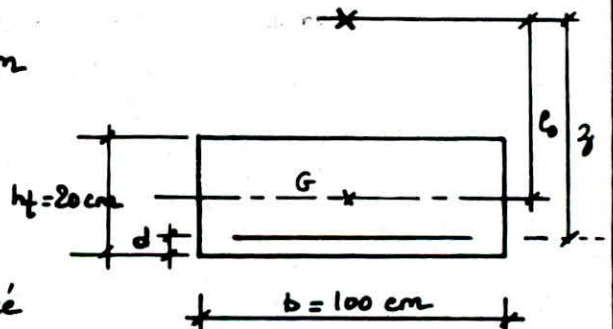
de largeur $b = 1 \text{ m}$ et de hauteur $h_t = 20 \text{ cm}$, elle est soumise à la flexion composée. L'étude se fera selon la méthode exposée dans l'ouvrage de M^r. CHARON.

$$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{10,22 \cdot 10^5}{8,5 \cdot 10^3} = 120,24 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{20}{6} = 3,33 \text{ cm}$$

L'effort normal étant un effort de compression et $e_0 > e_1$; la section considérée est partiellement comprimée

la section sera calculée à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_b .



• Calcul du moment fictif

$$M_b = N' \cdot z \quad \text{avec } z = e_0 + \frac{h_t}{2} - d. \quad ; \text{ on prendra } d = 4 \text{ cm.}$$

$$z = 120,24 + 10 - 4 = 126,24 \text{ cm.}$$

$$M_b = 8,5 \cdot 1,26 = 10,71 \text{ tm.}$$

$$\delta = \min \left[0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right); 0,6 \right] = 0,6 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_0 = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

on utilisera des HA20 avec $\bar{\sigma}_a = 2000 \text{ kg/cm}^2$ sous réserve de vérifier

La fissuration.

$$\text{d'où } \alpha = 0,45 ; \gamma = 0,85 ; k = 28,69$$

$$\text{Le moment résistant du béton } M_{rb} = kbh^2 = 28,69 \cdot 100 (16)^2 = 7,34 \text{ tm.}$$

$$\text{on constate que } M_{rb} < M_b \Rightarrow A' \neq 0$$

La différence de moments doit être compensée par A'

$$\text{on prendra } d' = d = 4 \text{ cm} ; \sigma_a' = n \cdot \bar{\sigma}_b' \cdot \frac{x - d'}{x}$$

on choisira pour les armatures A' de répartir des 4A20 avec $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{d'où } \alpha = 0,45 ; \gamma = 0,85 ; x = \alpha h = 7,2 \text{ cm} ; \sigma_a' = 1000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A' = \frac{\Delta M}{\sigma_a' (h - d')} = \frac{(10,71 - 7,34) \cdot 10^5}{1000 (16 - 4)} = 28,08 \text{ cm}^2.$$

$$\text{soit } A' = 9A20 = 28,27 \text{ cm}^2.$$

$$l_b = \frac{M_{rb}}{\sigma_a \gamma h} + A' \frac{\sigma_a'}{\sigma_a} = \frac{7,34 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,85 \cdot 16} + 28,08 \cdot \frac{1000}{2800} = 29,30 \text{ cm}^2$$

$$A = l_b - \frac{N'}{\sigma_a} = 29,30 - \frac{85 \cdot 10^3}{2800} = 26,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } A = 9A20 = 28,27 \text{ cm}^2.$$

• vérification à la fissuration

$$\sigma_1 = \frac{k \gamma}{\phi} \cdot \frac{\omega_f}{1 + 10 \omega_f} + 300 \text{ ?} \quad \text{avec } \omega_f = \frac{100 A}{B_f} ; B_f = 2b \cdot d.$$

$$\omega_f = \frac{100 \cdot 28,27}{2 \cdot 100 \cdot 4} = 3,53$$

$$\sigma_1 = \frac{0,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{20} \cdot \frac{3,53}{1 + 10 \cdot 3,53} + 300 \cdot 1,6 = 4370 \text{ bars} = 4450 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1680 \text{ bars} = 1712 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 4370 \text{ bars} = 4450 \text{ kg/cm}^2.$$

or $\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{eu} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1$
 ce qui vérifie la condition de non fissuration.

• Vérification des contraintes

on utilisera pour cela la méthode exposée dans l'ouvrage de M^r CHARON

on a les conventions suivantes

c : distance du point de passage C
 de l'effort N' à l'arête la plus
 comprimée

y_2 : distance de C à l'axe neutre.

par convention, N' étant un effort

de compression, c sera considéré comme négatif

(C tombe à l'extérieur de la section)

y_2 sera considéré comme positif.

on a l'équation du troisième degré en y_2

$$y_2^3 + p y_2 + q = 0 \quad (1)$$

$$y_1 = y_2 + c$$

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

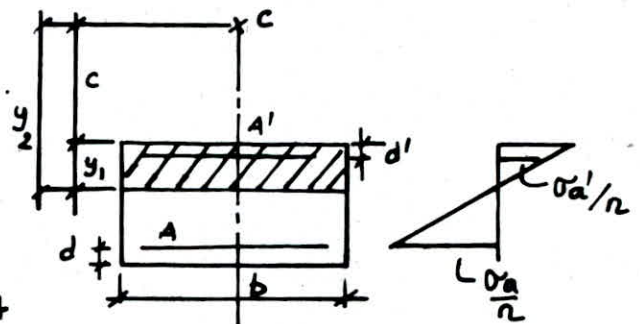
$$q = -2c^3 - \frac{6nA'}{b}(c-d')^2 - \frac{6nA}{b}(h-c)^2$$

$$k = \frac{N'y_2}{I} \quad \text{avec} \quad I = \frac{b y_1^3}{3} + nA'(y_1 - d')^2 + nA(h_t - d - y_1)^2$$

$$\text{et} \quad \sigma'_b = k y_1$$

$$\sigma'_a = n k (y_1 - d')$$

$$\sigma_a = n k (h_t - d - y_1)$$



• Application

$$c = -(e_0 - ht/2) = -110,24$$

$$p = -30340,04 \quad ; \quad q = 1941937,78$$

par itération on obtient $y_2^{(1)} = 117,57$

Les deux autres racines de l'équation (1) sont respectivement

$$y_2^{(2)} = -200,11 \quad ; \quad y_2^{(3)} = 82,54$$

$y_2^{(2)}$ et $y_2^{(3)}$ étant des racines invraisemblables, on prendra pour la suite

des calculs $y_2 = 117,57$

$$\text{d'où } y_1 = y_2 + c = 117,57 - 110,24 = 7,33$$

$$I = 49705,4 \text{ cm}^4.$$

$$\text{et } k = \frac{N y_2}{I} = \frac{8,5 \cdot 10^3 \cdot 117,57}{49705,4} = 20,11$$

alors

$$\sigma_b' = k y_1 = 147 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$\sigma_a' = n k (y_1 - d') = 1004 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a'$$

$$\sigma_a = n k [h t - d - y_1] = 2615 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

• Vérification à l'effort tranchant

$$T_{\max} = 15,42 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{15,42 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 16} = 11,01 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

$$\text{avec } \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_b'}\right) \bar{\tau}_b = 15,88 \text{ kg/cm}^2.$$

Procédés de précontrainte

on distingue deux types de procédés

1^{er} cas : procédé par précontrainte Intérieure (cas de la ceinture)

2^{ème} cas : procédé de précontrainte par enroulement Extérieur (cas de la paroi)

néanmoins Il faut noter que la précontrainte dans les 2 cas est réalisée par post-tension.

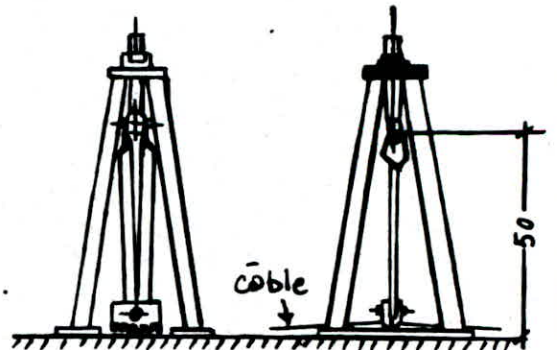
- 1^{er} cas : Les câbles logés dans des gaines étanches en feillard de $2/10$ mm sont disposés dans le coffrage. Après durcissement adéquat du béton, on procède à la mise en tension à l'aide de vérins à double effet qui produisent d'une part la mise en tension des fils et d'autre part le blocage du cône après mise en tension. L'acier est maintenu tendu à l'aide d'un ancrage d'extrémité constitué par un cône mâle qui bloque les fils à l'intérieur du cône femelle. on injecte par la suite le coulis de ciment qui protège les aciers et rétablit l'adhérence acier-béton.
- 2^{ème} cas : Les câbles destinés à la précontrainte sont enroulés autour de la paroi et à l'extérieur de celle-ci. Ils sont maintenus suspendus à l'aide d'un système de pendules prenant appui sur le béton dans leur position horizontale, on dispose un pendule tous les $5-10^\circ$. Ce dispositif qui remplace le frottement de glissement par un frottement de roulement permet de réduire considérablement les pertes par frottement. Le matériel est entièrement récupérable, seulement ce procédé nécessite une très grande attention et ne peut être confié qu'à des entreprises spécialisées.

par la suite les câbles sont couverts

par une couche de mortier de ciment

qui protège les aciers de la corrosion.

Pendule.



**etude
hydrodynamique**

Etude Hydrodynamique.

• Introduction

Lorsqu'un réservoir contient du liquide avec une surface libre susceptible d'osciller, il y a lieu de tenir compte des forces dynamiques dues à cette masse de liquide oscillante.

• Hypothèses de Calcul

Les hypothèses suivantes sont énoncées dans les annales de L'ITBTP relatives au calcul pratique des réservoirs en zone sismique.

- Lorsqu'un réservoir couvert est entièrement plein, il n'y a naturellement 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 des réservoirs partiellement remplis, l'excitation met une partie du fluide en mouvement, ce qui conduit à la formation de vagues en surface.
- Newmark a démontré qu'il suffisait d'un défaut de remplissage de 2% de la hauteur pour que les réservoirs fermés se comportent comme des réservoirs à surface libre, du point de vue de la formation des vagues, cette constatation justifiera dans la suite la prise en compte seulement des réservoirs à surface libre.
- Par ailleurs, la dissipation d'énergie due à la viscosité du fluide dans les réservoirs sera négligée.
- Le liquide dans le réservoir sera considéré comme incompressible.
- Enfin, on considèrera l'hypothèse selon laquelle les réservoirs sont liés rigidement à leur sol de fondation, ce qui leur confère la même accélération.

que celle du sol.

• Méthode de calcul

pour le calcul hydrodynamique des réservoirs cylindriques, il existe 3 méthodes

- Méthode de Jacobsen.
- Méthode de Hunt et Priestsley.
- Méthode de Houzner

La méthode de Jacobsen ne prend pas en compte l'effet d'oscillation du liquide

Les 2 méthodes de calcul de Hunt et Priestsley et de Houzner s'appliquent quelque soit le taux de remplissage h/R du réservoir

h : Hauteur du liquide dans le réservoir

R : rayon du réservoir cylindrique

Ces 2 méthodes donnent des résultats comparables dans le cas des réservoirs ayant un taux de remplissage $h/R < 1,5$.

Par contre pour les réservoirs ayant un taux de remplissage $h/R > 1,5$, la méthode de Houzner donne des résultats approchés à 10% près.

pour une meilleure précision, on préfère utiliser la méthode de Hunt et Priestsley

Dans notre cas le taux de remplissage $h/R = 0,4 < 1,5$. on utilise ainsi

la méthode de Houzner plus simple d'application.

• Méthode approchée de calcul d'après Houzner

(Exposéé dans le paragraphe 2.4 des Annales n° 409; NOV 82 de l'ITBTP)

Houzner sépare les 2 phénomènes: Impulsion et oscillation

L'action du liquide est décomposée en 2 types.

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

Les efforts d'Impulsion proviennent de ce qu'une partie de la masse du fluide, dite masse passive, réagit par inertie, à la translation des parois du réservoir. Le système mécanique équivalent est obtenu en considérant une Masse M_i liée rigidement au réservoir à une hauteur h_i telle qu'elle exerce sur les parois les mêmes efforts horizontaux que la masse d'eau équivalente. Le système équivalent des efforts d'Impulsion quand on néglige les oscillations de l'eau est défini par la figure (A)

Reservoirs cylindriques, systèmes physiques et systèmes mécaniques équivalents.

a - Equivalent mécanique des pressions d'Impulsion

figure (A)



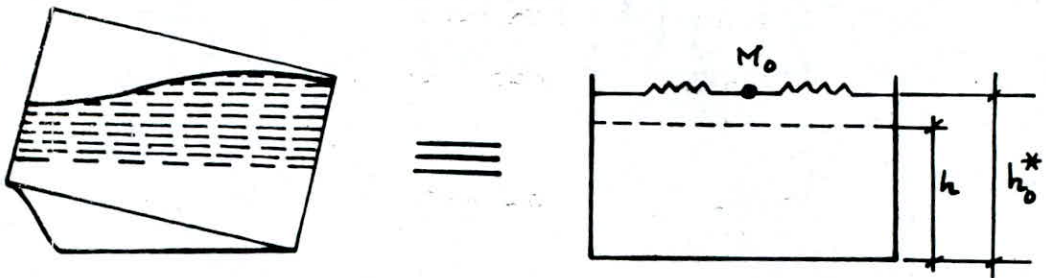
b. Equivalent mécanique des pressions d'oscillation : actions sur les parois

figure (B)



c - Equivalent mécanique des pressions d'oscillation : actions sur les parois et sur la base

figure (c)

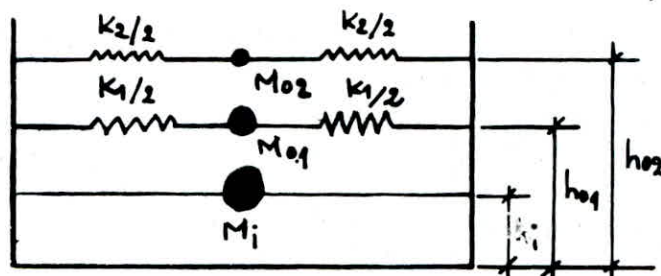


Quant aux efforts d'oscillations, ils proviennent de ce qu'une autre partie de la masse du fluide dite masse active, se met en mouvement d'oscillation sous l'action du seisme. Son équivalent mécanique s'obtient en considérant n masses M_{0n} retenues par des ressorts de rigidité k_n à des niveaux h_{0n} ou h_{0n}^* dont les oscillations horizontales exercent les mêmes efforts vibratoires que la masse active du fluide.

- Pour le calcul du moment de flexion, les seules actions prises en compte sont celles sur les parois; dans ce cas les masses M_{0n} sont appliquées à un niveau h_{0n} (fig)
- Pour le calcul du moment de renversement on prend en compte l'action des surpressions sur le fond du réservoir; dans ce cas les masses M_{0n} sont appliquées à un niveau h_{0n}^* (fig c)

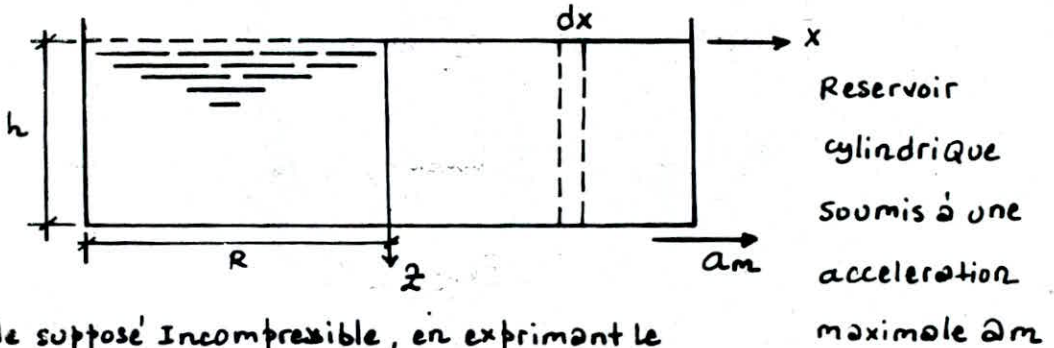
Ainsi le modèle que l'on retiendra pour l'ensemble des 2 types d'actions sera celui de la figure suivante.

Modèle à une masse passive M_i (Impulsion) et 2 masses actives M_{01} ; M_{02}



• Actions d'Impulsion

considérons un réservoir cylindrique à base horizontale et parois verticales soumis à une accélération maximale a_m .



Le liquide suppose Incompressible, en exprimant le principe fondamental de la dynamique, on détermine l'expression de la pression hydrodynamique s'exerçant sur les parois du réservoir

$$p = -\rho h^2 \left[\frac{z}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{z}{h} \right)^2 \right] \frac{du}{dt}$$

ρ : masse volumique du liquide

u représente la vitesse du liquide dans la direction ox

$$\text{et } \dot{u} = a_m \frac{ch\sqrt{3} \frac{x}{h}}{sh\sqrt{3} \frac{R}{h}}$$

$$\text{d'où } p = -\rho a_m h \sqrt{3} \left[\frac{z}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{z}{h} \right)^2 \right] th \sqrt{3} \frac{R}{h}$$

en intégrant on obtient la résultante des pressions hydrodynamiques horizontales d'impulsion

$$P_i = -\rho a_m \pi R^2 h \frac{th\sqrt{3} \frac{R}{h}}{\sqrt{3} \frac{R}{h}}$$

$$\text{et en posant } E_i = \frac{\pi th\sqrt{3} \frac{R}{h}}{\sqrt{3} \frac{R}{h}}$$

$$\text{on obtient } P_i = -\rho a_m h R^2 E_i$$

$$\text{soit encore } P_i = a_m M_i$$

$$M_i = M_e \cdot \frac{\text{th} \sqrt{3} R/h}{\sqrt{3} R/h} + M_r$$

M_e et M_r étant respectivement les masses de l'eau et du réservoir.

• Action d'oscillation

- Avec les mêmes hypothèses que précédemment, en exprimant
- d'une part l'énergie potentielle acquise par la formation de vague en surface
 - d'autre part l'énergie cinétique de l'ensemble du système, on établit l'expression de la distribution des surpressions hydrodynamiques, en fonction de la coordonnée angulaire θ sous la forme

$$P = \frac{\rho R^3}{3} \sqrt{\frac{27}{8}} \left(1 - \frac{\cos^2 \theta}{3} - \frac{\sin^2 \theta}{2}\right) \cdot \cos \theta \cdot \frac{\text{ch} \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h-z}{R}}{\text{sh} \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}} \phi_0 \omega_0^2 \sin \omega_0 t$$

avec $\omega_0 = \frac{2\pi}{T}$: pulsation fondamentale de vibration du liquide.
et $T = k_T \sqrt{h}$.

Les valeurs de k_T sont données par des courbes en fonction du rapport h/R

ϕ_0 : angle maximal d'oscillation (en $z=0$)

en intégrant p sur z et θ , on obtient la résultante des pressions hydrodynamiques horizontales d'oscillation :

$$P_0 = 1,2 M_0 g \phi_0 \sin \omega_0 t$$

Le maximum de cette expression est obtenu pour $\sin \omega_0 t = 1$

$$\text{soit } P_0 = 1,2 M_0 g \phi_0$$

$$\phi_0 = 1,534 \frac{\delta_1}{R} \cdot \text{th} \left(1,84 \frac{h}{R}\right) \quad \text{avec } \delta_1 = \alpha \frac{a_m}{\omega_0^2}$$

a_m : accélération maximale du sol

α : coefficient de réponse en accélération d'un oscillateur simple, donné par des courbes de réponse en fonction de la fréquence f et du coefficient d'amortissement ζ . pour les réservoirs d'eau $\zeta = 0,5\%$

par ailleurs, la hauteur maximale d_{max} atteinte par les oscillations de l'eau est

$$d_{max} = \frac{0,408 R \cdot \text{th} [1,84 h/R]}{\left[\frac{g}{\omega_0^2 \phi_0 R} - 1 \right]}$$

• Application

1. Calcul de la Masse du réservoir

• coupole

$$- \text{charge} : M_1^C = p \cdot S = 240 \cdot 836,42 = 200,74t$$

$$- \text{Surcharge} : M_1^S = \pi r^2 q = 80,42t$$

$$M_1 = M_1^C + M_1^S = 281,16t$$

$$• \text{Ceinture} \quad M_2 = 2500 [2\pi \cdot 16,15 \cdot 0,45 \cdot 0,30] = 34,25t$$

• paroi

$$- \text{Enduit} : M_3^E = 2000 [2\pi \cdot 16,1 \cdot 0,08 \cdot 7,5] = 121,39t$$

$$- \text{Béton} : M_3^B = 2500 [2\pi \cdot 16,1 \cdot 0,2 \cdot 7,5] = 379,85t$$

$$- \text{Nervures + mortier de ciment} : M_3^N = 25,45t$$

$$M_3 = M_3^B + M_3^E + M_3^N = 526,19t$$

$$• \text{Gonnet} \quad M_4 = 2500 [2\pi \cdot 15,85 \cdot (0,6 \cdot 0,3)/2] = 22,41t$$

$$\text{d'où} \quad M_r = 864,01t$$

2. Calcul de la Masse d'eau (M_e)

$$M_e = \pi r^2 h \cdot \rho = \pi \cdot 16^2 \cdot 6,25 \cdot 1200 = 6031,86t$$

3. Masse totale du Réservoir (M_r)

$$M_r = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 = 864,01 + 6031,86 = 6895,87t$$

4. Masse Inerte (M_i)

$$M_i = \frac{M_e \cdot \text{th} \sqrt{3} R/h}{\sqrt{3} R/h} + M_r = 2223,98t$$

5. Masse oscillante (M_o)

$$M_o = M_e \cdot 0,318 R/h \cdot \text{th} (1,84 h/R) = 3025,48t$$

• Actions d'Impulsion

La résultante des pressions hydrodynamiques horizontales d'Impulsion est donnée

$$\text{par } P_i = a_m \cdot M_i$$

avec a_m : accélération maximale du sol

Le R.P.A.81 définit " a_m " comme étant le produit de 4 coefficients

$$a_m = A \cdot B \cdot D \cdot Q$$

A : coefficient d'accélération de la zone donnée.

B : facteur de comportement de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de Qualité.

• valeur de A

Dans son annexe 1 le RPA81 classe les réservoirs dans le groupe d'usage 1 ou leur importance vitale

Alger étant classée en Zone II du point de vue sismicité

$$A = 0,25g \text{ (Tableau 1; page 30 du RPA81)}$$

• valeur de B

Le tableau 2 (page 35; RPA81) donne $B = 1/2$ (catégorie B)

• valeur de D

ou la valeur du palier tel qu'il est indiqué dans les commentaires sur les recommandations sismiques en Algérie, l'amortissement 0,5% (eau) n'y figurant pas, on prendra $D = 1$.

• valeur de Q

$$\text{Le RPA 81 donne } Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

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

Le tableau 3 (page 39; RPA 81) donne les valeurs de pénalité P_q

• contrôle de la Qualité de la construction (critère non observé; $P_q = 0,1$)

- contrôle de la qualité des matériaux (critère non observé ; $Pq = 0,1$)
- Régularité en Elevation (critère observé ; $Pq = 0$)
- symétrie en plan (critère observé ; $Pq = 0$)
- surabondance en plan (critère observé ; $Pq = 0$)
- conditions minimales de files porteuses (critère observé ; $Pq = 0$)

$$Q = 1 + 2(0,1) = 1,2.$$

- Calcul de a_m

$$a_m = A \cdot B \cdot D \cdot Q = 0,25(9,81) \cdot 1/2 \cdot 1 \cdot 1,2 = 1,47 \text{ m/s}^2.$$

- calcul de P_i

$$P_i = a_m \cdot M_i = 1,47 \cdot 2223,98 = 3,27 \cdot 10^6 \text{ N} = 333,26 \text{ t}.$$

$$P_i \text{ (par ml)} = \frac{333,26}{2\pi \cdot 16} = 3,31 \text{ t/ml}.$$

- Moment de flexion dû à P_i (M_{fi})

Dans ce cas les seules actions prises en compte sont celles sur les parois

la pression sur le fond est exclue (P.F.E)

$$h_i = 3/8 \cdot h = 3/8 \cdot 6,25 = 2,34 \text{ m}.$$

$$M_{fi} = P_i \cdot h_i = 333,26 \cdot 2,34 = 779,83 \text{ tm}.$$

- Moment de Renversement (M_{ri})

dans ce cas on prend en compte l'action des surpressions sur le fond du réservoir (pression sur le fond Inclue "P.F.I")

$$h_i^* = h/8 \left[\frac{4\sqrt{3} R/h}{\text{th}(\sqrt{3} R/h)} - 1 \right] = 6,25/8 \left[\frac{4\sqrt{3} \cdot 16/6,25}{\text{th}(\sqrt{3} 16/6,25)} - 1 \right] = 13,08 \text{ m}$$

$$M_{ri} = P_i \cdot h_i^* = 333,26 \cdot 13,08 = 4359,04 \text{ tm}.$$

• Actions d'oscillations

$$P_0 = 1,2 M_0 g \phi_0$$

$$\phi_0 = 1,534 \frac{\delta_1}{R} \operatorname{th} \left[1,84 \frac{h}{R} \right]$$

$$\delta_1 = \alpha \frac{a_m}{\omega_0^2} ; \quad \omega_0 = \frac{2\pi}{T} ; \quad T = k_T \sqrt{h}$$

La valeur de k_T est donnée par la courbe $k_T = f(h/R)$ page III de l'ouvrage
conception et calcul des structures soumises au séisme

pour $h/R = 0,39$ on a $k_T \leq 1,6$.

$$T = k_T \sqrt{h} = 1,6 \sqrt{6,25} = 4,0 \text{ s.}$$

$$\omega_0 = \frac{2\pi}{T} = 1,571 \text{ rad/s}$$

$$f = \frac{\omega_0}{2\pi} = \frac{1,571}{2\pi} = 0,25 \text{ Hertz.}$$

La courbe de réponse en accélération pour un oscillateur simple nous donne
la valeur de α en fonction de f et de ξ .

pour $\xi = 0,5\%$ et $f = 0,25$ Hertz on a $\alpha \leq 0,24$.

$$\delta_1 = \alpha \frac{a_m}{\omega_0^2} = 0,24 \cdot \frac{1,47}{(1,571)^2} = 0,14$$

$$\phi_0 = 1,534 \cdot \frac{0,14}{16} \operatorname{th} \left[1,84 \cdot \frac{6,25}{16} \right] = 0,010$$

• Calcul de P_0

$$P_0 = 1,2 \cdot 3025,48 \cdot 9,81 \cdot 0,010 = 0,356 \cdot 10^6 \text{ N} = 36,31 \text{ t}$$

$$P_0 \text{ (par ml)} = \frac{36,31}{2\pi \cdot 16} = 0,361 \text{ t/mL.}$$

• Moment de flexion dû à P_0 (M_{f_0})

$$M_{f_0} = P_0 h_0 \quad \text{La pression sur le fond est exclue (P.F.E)}$$

$$h_0 = h \left[1 - \frac{\operatorname{ch} 1,84 h/R - 1}{1,84 h/R \operatorname{sh} 1,84 h/R} \right] = 6,25 \left[1 - \frac{\operatorname{ch} 1,84 \cdot \frac{6,25}{16} - 1}{1,84 \cdot \frac{6,25}{16} \operatorname{sh} 1,84 \cdot \frac{6,25}{16}} \right] = 3,25 \text{ m}$$

$$M_{f_0} = 36,31 \cdot 3,25 = 118,01 \text{ tm.}$$

• Moment de renversement dû à P_0 (M_{r_0})

La pression sur le fond est incluse (P.F.I)

$$h_0^* = h \left[1 - \frac{\operatorname{ch} 1,84 h/R - 2}{1,84 h/R \operatorname{sh} 1,84 h/R} \right] = 6,25 \left[1 - \frac{\operatorname{ch} 1,84 \cdot \frac{6,25}{16} - 2}{1,84 \cdot \frac{6,25}{16} \operatorname{sh} 1,84 \cdot \frac{6,25}{16}} \right]$$

$$h_0^* = 14,37 \text{ m.}$$

$$M_{r_0} = P_0 h_0^* = 36,31 \cdot 14,37 = 521,77 \text{ tm.}$$

• Hauteur maximale d_{\max}

par ailleurs la hauteur maximale d_{\max} atteinte par les oscillations de l'eau

$$d_{\max} = \frac{0,408 R \operatorname{cth} [1,84 h/R]}{\frac{g}{\omega_0^2 \phi_0 R} - 1} = \frac{0,408 \cdot 16 \cdot \operatorname{cth} [1,84 \cdot \frac{6,25}{16}]}{\frac{9,81}{1,371^2 \cdot 0,01 \cdot 16} - 1}$$

$$\underline{d_{\max} = 0,44 \text{ m}}$$

or on a laissé au dessus du niveau de l'eau, une couronne de paroi de 1,25 m de hauteur c'est à dire

$$d = 1,25 \text{ m} > d_{\max} = 0,44 \text{ m.}$$

- Moment fléchissant résultant

$$M_f = M_{f_i} + M_{f_o} = 779,83 + 118,01 = 897,84 \text{ tm.}$$

- Moment Renversant résultant

$$M_r = M_{r_i} + M_{r_o} = 4359,04 + 521,77 = 4880,81 \text{ tm.}$$

- Effort tranchant résultant

$$T = P_o + P_i = 36,31 + 333,26 = 369,57 \text{ t.}$$

- Vérifications

- stabilité

$$M_r = 4880,81 \text{ tm}$$

Moment stabilisant (reservoir vide) ; $M_s = M_{res} \cdot R_{ext}$

avec M_{res} : Masse du reservoir vide

R_{ext} : Rayon extérieur du reservoir.

$$M_s = 864,01 \cdot 16,2 = 13996,96 \text{ tm}$$

- coefficient de sécurité (F)

$$F = \frac{M_s}{M_r} = \frac{13996,96}{4880,81} = 2,87 > 1,5$$

La stabilité est donc vérifiée

- Section d'Encastrement

La section la plus dangereuse sous l'effet hydrodynamique est la section d'encastrement du bas (encastrement de la paroi dans le radier) et ce du fait qu'elle est la plus sollicitée

1. Cisaillement.

Le contreventement de la structure est assuré par le voile circulaire (paroi), celui-ci reprendra à lui seul l'effort tranchant.

L'article 4.3.2.2 du R.P.A. 81 énonce :

La vérification de la résistance aux sollicitations d'effort tranchant doit être effectuée avec

$$\bar{T} = 1,4 \text{ fois l'effort tranchant de calcul ; } \bar{\sigma}_b = 0,12 \sigma'_{28}$$

σ'_{28} étant la résistance nominale à la compression du béton à 28j

$$\bar{\sigma}_b = 0,12 \cdot 400 = 48 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_b = \bar{T}/S \quad \text{avec } S = \pi/4 [D^2 - d^2] = \pi/4 [32,4^2 - 32^2] = 20,23 \text{ m}^2$$

D : Diamètre Extérieur

d : Diamètre Intérieur

$$\bar{T} = 1,4 \cdot 369,67 = 517,40 \text{ t}$$

d'où $\sigma_b = 2,56 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$ ce qui vérifie la résistance à l'effort tranchant

2. flexion

La section dangereuse étant la section d'encastrement, on considère à ce niveau une section annulaire (anneau circulaire) soumise à un effort normal (poids propre du réservoir + surcharges) et à un moment de flexion M dû au séisme.

La section considérée est sollicitée en flexion composée, la vérification des contraintes se fera comme suit

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} \nu$$

$$M = 887,84 \text{ tm. ; } N = 864,01 \text{ t}$$

$$B \text{ (section de l'anneau) ; } B = 20,23 \text{ m}^2. ; \nu = 16 \text{ m.}$$

$$I \text{ (moment d'inertie) } = \pi/64 (D^4 - d^4) = \pi/64 (32,4^4 - 32^4) = 2622,3 \text{ m}^4$$

$$\text{d'où } \sigma_1 = 4,82 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' ; \sigma_2 = 3,72 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

**chambre des
manœuvres**

Etude de la chambre des manoeuvres

- calcul de la Dalle terrasse

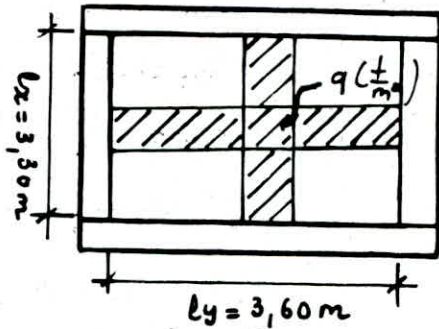
$$l_x = 3,30 \text{ m} ; l_y = 3,60 \text{ m}$$

$$l_x/l_y = 0,9 \quad (0,4 < l_x/l_y < 1)$$

on est dans le cas d'une Dalle appuyée sur 4 cotés

$$h_t \text{ (épaisseur de la Dalle)} \geq l_x/40 = 8,25 \text{ cm}$$

on prendra $h_t = 10 \text{ cm}$



- Evaluation des charges

1 charges permanentes : poids propre de la Dalle + beton de pente = 370 kg/m^2

2 (terrasse Inaccessible) ; surcharges $P = 100 \text{ kg/m}^2$.

$$q = G + 1,2P = 370 + 1,2(100) = 490 \text{ kg/m}^2 = 0,49 \text{ t/m}^2$$

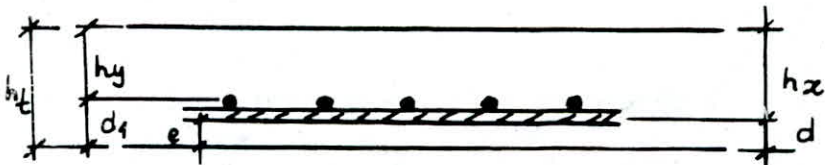
L'ouvrage de M. Belazougui donne pour $l_x/l_y = 0,9$; $\mu_x = 0,0511$; $\mu_y = 0,831$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot (l_x)^2 = 0,0511 \cdot 0,49 \cdot 3,3^2 = 0,273 \text{ tm/mL}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,831 \cdot 0,273 = 0,227 \text{ tm/mL}$$

- ferrillage : pour cela on appliquera la méthode de M. CHARON

pour une Dalle, le diamètre des barres employées comme armatures doit vérifier $\phi \leq h_t/10 = 1 \text{ cm}$ (on utilisera des barres $\phi 8$)



$$e = 1 \text{ cm} ; d = e + \phi_x/2 = 1,4 \text{ cm} ; h_x = h_t - d = 10 - 1,4 = 8,6 \text{ cm}$$

$$d_y = e + \phi_x + \phi_y/2 = 2,2 \text{ cm} ; h_y = h_t - d_y = 10 - 2,2 = 7,8 \text{ cm}$$

- $h_x = 8,6 \text{ cm}$ d'où pour $b = 100 \text{ cm}$ et $\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$ (Fe E24)

$$\psi = \frac{15 M_x}{\bar{\sigma}_a b h_x^2} = \frac{15 \cdot 27300}{1600 \cdot 100 \cdot (8,6)^2} = 0,0346 ; \epsilon = 0,9203 ; k = 47,7$$

$$A_x = \frac{27300}{1600 \cdot \epsilon \cdot h_x} = \frac{27300}{1600 \cdot 0,9203 \cdot 8,6} = 2,16 \text{ cm}^2$$

soit $A_x = 5\phi 8 = 2,513 \text{ cm}^2$ espacés de 20 cm

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / k = 1600 / 47,7 = 33,54 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

• suivant l_y : $h_y = 7,8 \text{ cm}$; $\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$

$$\psi = \frac{15 \cdot 22700}{1600 \cdot 100 \cdot (7,8)^2} = 0,0350 ; \quad \varepsilon = 0,9199 ; \quad k = 47,4$$

$$A_y = \frac{22700}{1600 \cdot 0,9199 \cdot 7,8} = 1,99 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } A_y = 5\phi 8 = 2,513 \text{ cm}^2 \text{ espacés de 20 cm}$$

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / k = 1600 / 47,4 = 33,76 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

• vérification de l'effort tranchant

l'effort tranchant par unité de longueur à pour valeur avec

$$p = q \cdot l_x \cdot l_y = 0,49 \cdot 3,3 \cdot 3,6 = 5,92 \text{ t}$$

$$\text{- sens } l_x \quad T = P / 3 l_x = 5,92 / 3 \cdot 3,30 = 0,59 \text{ t}$$

$$z = \frac{7}{8} h_z = \frac{7}{8} \cdot 0,6 = 7,525 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{0,59 \cdot 10^3}{100 \cdot 7,525} = 0,78 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 7,2 \text{ kg/cm}^2$$

• aux appuis la condition $A_x \bar{\sigma}_a = 2,513 \cdot 1600 = 4021 \text{ kg} > T = 590 \text{ kg}$ est vérifiée

$$\text{- sens } l_y \quad T = P / 3 l_y = 5,92 / 3 \cdot 3,60 = 0,54 \text{ t}$$

$$z = \frac{7}{8} h_y = \frac{7}{8} \cdot 7,8 = 6,825 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{0,54 \cdot 10^3}{100 \cdot 6,825} = 0,79 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 7,2 \text{ kg/cm}^2$$

• aux appuis la condition $A_y \bar{\sigma}_a = 4021 \text{ kg} > T = 540 \text{ kg}$ est vérifiée

• remarque

Pour les appuis ne prévoyant pas d'encastrement, on prévoit toutefois une section d'armatures qui correspond à placer 3 chapeaux $\phi 6$ par mètre linéaire suivant l_x et suivant l_y .

- Calcul des Dalles encastrees dans les murs en B.A (3 bords encastres, 1 bord Libre)

$$p = G + 1,2 S = 2500(0,1) + 1,2(100) = 370 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$a = 1,20 \text{ m} ; b = 3,60 \text{ m}$$

Les tables de M. BAREZ donnent
les differents moments en fonction
de p et du rapport $\gamma = a/b$.

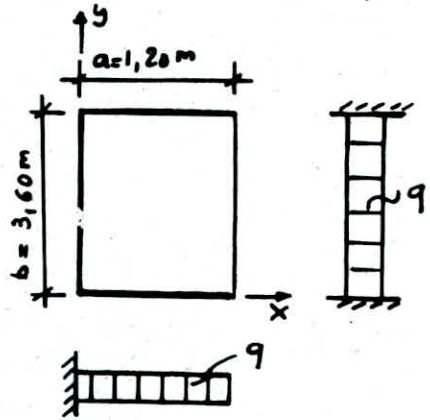
Pour $\gamma = 0,3$ et $p = 0,37 \text{ t/m}^2$ on a :

$$M_x^a = -0,2031 \text{ tm/mL (nappe superieure)}$$

$$M_y^a = -0,1598 \text{ tm/mL (nappe superieure)}$$

$$M_y^t = 0,0374 \text{ tm/mL (nappe inferieure)}$$

$$M_x^t \text{ (forfaitaire)}$$



- Pour le ferrailage nous garderons les memes dispositions qu'au paravant
on disposera un quadrillage superieur a l'aide de $M_x^a = -0,2031 \text{ tm/mL}$
et un quadrillage inferieur a l'aide de $M_y^t = 0,0374 \text{ tm/mL}$.

- nappe superieure

$$\mu = \frac{15 \cdot 20310}{1600 \cdot 100 \cdot 8,6^2} = 0,0257 ; \epsilon = 0,9304 ; k = 56,8$$

$$A^{sup} = \frac{20310}{1600 \cdot 0,9304 \cdot 8,6} = 1,59 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } A^{sup} = 6 \phi 6 = 1,69 \text{ cm}^2 \text{ tous les } 16 \text{ cm}$$

- nappe inferieure

$$\mu = \frac{15 \cdot 3740}{1600 \cdot 100 \cdot 8,6^2} = 0,0047 ; \epsilon = 0,9688 ; k = 145$$

$$A^{inf} = \frac{3740}{1600 \cdot 0,9688 \cdot 8,6} = 0,28 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } A^{inf} = 3 \phi 6 = 0,848 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

espaces de 33 cm et dans les 2 sens.

• Calcul des voiles

L'ossature de la chambre des vannes est constituée par 3 types de voiles ($e = 15\text{cm}$)

voile 1 : voile plein, semi enterré à 2m de profondeur, les dimensions sont 3,60m de largeur et 7m 80 de hauteur

voile 2 : voile plein, semi enterré à 2m de profondeur ; 3,90m de largeur et 7m 80 de hauteur.

voile 3 : voile plein, semi enterré à 2m de profondeur ; les dimensions sont 3,90 de largeur et 2m 20 de hauteur.

• Calcul du voile 2 :

$$\text{Poids du voile : } 2500 (7,80 \cdot 0,15 \cdot 3,60) = 10,53\text{t}$$

Poids de la bande de la dalle terrasse : fig1

$$0,49 (3,60 + 0,3/2) \cdot 1,65 = 1,58\text{t}$$

Poids de la bande de la dalle intérieure : fig2

$$0,37 (1,2 + 3,6)/2 \cdot 1,2 = 1,07\text{t}$$

$$N = 10,53\text{t} + 1,58\text{t} + 1,07\text{t} = 13,18\text{t}$$

par mètre linéaire de largeur $N = 3,66\text{t}$

• Calcul du moment fléchissant sollicitant le voile :

pour cela on utilisera la méthode de M^rstranguine

La chambre des manoeuvres étant enterrée à 2m

de profondeur, les voiles sont sollicités par

la poussée des terres.

à une profondeur h la poussée est donnée par la relation $P_s = \gamma_s \cdot k \cdot n \cdot h$

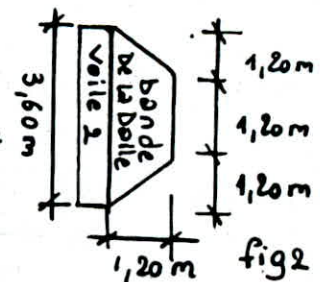
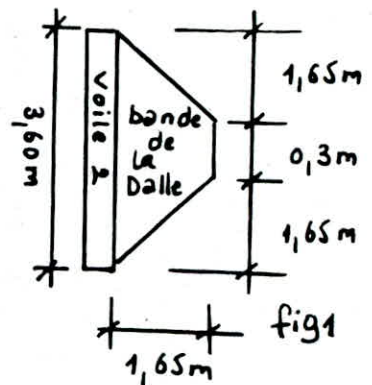
où γ_s : masse volumique des terres ; $\gamma_s = 2000\text{ kg/m}^3$

k : coefficient de poussée ; $k = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = \text{tg}^2(45^\circ - 30^\circ/2) = 0,3$

n : coefficient de surcharges ; $n = 1,2$.

$$P_s = 0,8h.$$

La poussée est maximale à 2m de profondeur d'où $P_s^{\text{max}} = 1,6\text{t/m}^2$.



Le voile étant encasté dans la fondation

stranguline donne $M_{enc} = \frac{P_s h^2}{15} = -0,43 \text{ tm/mL}$

et tenant compte du moment provoqué par la dalle intérieure et donné par les tables de Boreš égal à

$$-0,3833 \cdot p \cdot a^2 = -0,3833 \cdot 0,37 (1,2)^2 = -0,2031 \text{ tm/mL}$$

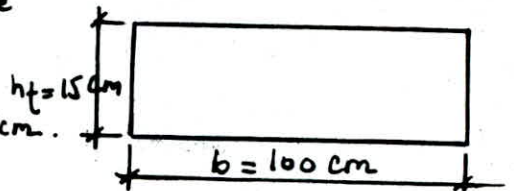
on aura $M = -0,43 - 0,2031 = -0,63 \text{ tm/mL}$

- ferrailage vertical du voile

Le voile est sollicité en flexion composée

avec $M = 0,63 \text{ tm}$; $N = 3,7 \text{ t}$

$$e_0 = \frac{0,63 \cdot 10^5}{3,7 \cdot 10^3} = 17,03 \text{ cm} > e_1 = \frac{h_t}{6} = 2,5 \text{ cm}$$



Cas d'une section partiellement comprimée

$$\delta = e_0 + \frac{h_t}{2} - d = 17,03 + 7,5 - 3 = 21,53$$

$$\mathcal{M} = N' \cdot \delta = 3,7 \cdot 0,2153 = 0,80 \text{ tm}$$

on utilisera des HA10 avec $\bar{\sigma}_a = 2400 \text{ bars}$ ($k = 1 \cdot 10^6$)

d'où $\alpha = 0,48$; $\gamma = 0,84$; $k = 30,44$; $M_{rb} = 4,38 \text{ tm} > \mathcal{M} \Rightarrow A' = 0$

$$A = \frac{\mathcal{M}}{\gamma h \bar{\sigma}_a} - \frac{N'}{\bar{\sigma}_a} = \frac{0,80 \cdot 10^5}{0,84 \cdot 12 \cdot 2400} - \frac{3,7 \cdot 10^3}{2400} = 1,77 \text{ cm}^2$$

soit $A = 5 \text{ HA10/mL} = 3,925 \text{ cm}^2$ et sur chaque face

- transversalement on disposera 5 HA8/mL et par face parfaitement

- vérification des contraintes

$$y_2^3 + P y_2 + q = 0 \quad ; \quad y_1 = y_2 + c \quad ; \quad c = \frac{h_t}{2} - e_0 = -9,53$$

$$p = -196,41 \quad ; \quad q = 93,59 \quad \text{d'où } y_2 = 13,77$$

$$y_1 = y_2 + c = 4,24 \quad \text{d'où } I = 6086,15 \text{ cm}^4 \text{ et } k = 8,37$$

$$\text{alors } \sigma_b' = 35,49 < \bar{\sigma}_b' \quad ; \quad \bar{\sigma}_a = 974,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

- vérification au cisaillement

$$T = P_3^{\max} \cdot h/2 = 1,6t$$

$$\bar{\sigma}_b = T/b_3 = 1,6 \cdot 10^3 / (100 \cdot 7/9 \cdot 12) = 1,52 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

- pour les deux autres types de voiles nous avons

pour les voiles du type 1 : $M = 0,49 \text{ tm/mL}$; $N = 3,51 \text{ t/mL}$

pour le voile du type 3 : $M = 0,63 \text{ tm/mL}$; $N = 2,39 \text{ t/mL}$.

étant moins sollicités que le voile 2, ils seront ferrillés de la même manière

- Calcul de la poutre

l : portée de la poutre ; $l = 3,60 \text{ m}$.

$h_t \leq (1/15 \div 1/20) l$; $h_t = 25 \text{ cm}$; $b = 20 \text{ cm}$.

pooids propre de la poutre : $2500 (0,25 \cdot 0,20 \cdot 3,60) = 0,45 \text{ t}$

pooids de la bande de la terrasse $0,49 (3,60 + 0,3) / 2 \cdot 1,65 = 1,58 \text{ t}$

pooids total : $p = 2,03 \text{ t}$; soit $q = 0,56 \text{ t/mL}$

nous avons

$$M(\text{appui}) = ql^2/12 = 0,60 \text{ tm}$$

$$M(\text{travée}) = ql^2/24 = 0,30 \text{ tm}$$

La poutre est sollicitée en flexion simple

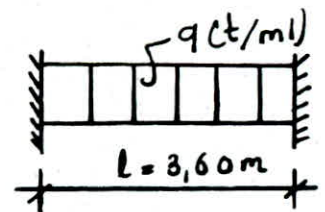
on utilisera des HA14 ; $\bar{\sigma}_a = 2028 \text{ kg/cm}^2$

d'où $\alpha = 0,53$; $\delta = 0,82$; $K = 32,53$; $M_{rb} = 3,15 \text{ tm} > M \Rightarrow A' = 0$

alors $A = \frac{M}{\delta \bar{\sigma}_a} = \frac{0,60 \cdot 10^5}{0,82 \cdot 22 \cdot 2028} = 1,64 \text{ cm}^2$; soit $A = 2 \text{ HA14}$

$$A = 2 \text{ HA14} = 3,08 \text{ cm}^2$$

pour tenir compte du moment en travée on disposera dans la partie inférieure de la poutre 2HA14



pour les armatures transversales, on disposera des cadres $\phi 10$ avec les espacements suivants $4.15 ; 12.20 ; 4.15 = 360 \text{ cm}$.

- vérification des contraintes

position de l'axe neutre

$$bx^2/2 + nA'(x-d') - nA(h-x) = 0$$

$$10x^2 + 15 \cdot 3,08(x-3) - 15 \cdot 3,08(22-x) = 0$$

$$\text{d'où } x = 7,08 \text{ cm}$$

$$I = bx^3/3 + nA'(x-d')^2 + nA(h-x)^2 = 13419,4 \text{ cm}^4$$

$$\text{alors } \sigma_b' = Mx/I = 31,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$\sigma_a = 15M(h-x)/I = 1001 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_a' = 15M(x-d')/I = 274 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a'$$

- vérification au cisaillement.

$$T = ql/2 = 1,008 \text{ t}$$

$$\tau_b = T/b \cdot z = 1,008 \cdot 10^3 / 20 \cdot 1/4 \cdot 22 = 2,62 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

- condition de non fragilité

on doit avoir $A \geq 0,23 bh \cdot \sigma_j / \sigma_e$

avec $\sigma_j = 4\bar{\tau}_b$ pour les poutres fléchies

$$\text{d'où } A \geq 0,23 \cdot 20 \cdot 22 \cdot 4 \cdot 6,25 / 2750 = 0,92 \text{ cm}^2$$

or A choisie est supérieure à $0,92 \text{ cm}^2$ ce qui vérifie

la condition de non fragilité

- vérification de la flèche (Art 61.21 C.C.B.A.68)

Il n'est pas utile de donner une justification de la flèche si l'on a

$$\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad M_0: \text{moment isostatique; } M_0 = ql^2/8 = 0,91 \text{ tm}$$

$$\text{d'où } ht/l = 25/360 = 0,07 > 1/10 \cdot 0,3/0,91 = 0,03$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

fondations

Fondation du Reservoir

. Contrainte admissible du sol

La présence de débris de schistes dans les échantillons n'a pas permis au L.N.T.P de faire des essais au laboratoire pour la détermination des différentes caractéristiques du sol.

Néanmoins les essais de pénétration dynamique ont donné des valeurs de résistance à la pointe dynamique "variables" sans pour cela descendre en dessous de la valeur $R_{pd} = 25 \text{ bars}$.

SANGLERAT préconise la formule $\bar{\sigma}_0 = \frac{R_{pd}}{20}$ qui peut estimer la contrainte admissible du sol tout en assurant un coefficient de sécurité de l'ordre de 4.

La contrainte admissible du sol sera donc estimée à :

$$\bar{\sigma}_0 = 25/20 = 1,25 \text{ bar.}$$

. Détermination de la hauteur du radier

La hauteur h_t du radier est choisie de manière à satisfaire

1, la condition de sécurité vis à vis du poinçonnement

L'article 39.54 modifié du C.C.B.A.68 donne

$$1,5 \cdot \frac{Q}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_0$$

Q : charge localisée

P_c : périmètre du contour

h_t : épaisseur totale de la plaque

$\bar{\sigma}_0$: contrainte de traction de référence du béton

La surface du radier étant circulaire, on aura :

$$P_c = \pi(D + h_t) = \pi(32,4 + h_t) = 101,79 + \pi h_t.$$

$$Q = 864,01 \text{ t}$$

$$\text{d'où } \frac{1,5 \cdot 864,01 \cdot 10^3}{[101,79 + \pi h_t] \cdot h_t} \leq 7,5$$

$$7,5 [\pi h_t + 101,79] h_t \geq 1,5 \cdot 864,01 \cdot 10^3$$

$$7,5 \pi h_t^2 + 763,425 \cdot 10^2 h_t - 1296,015 \cdot 10^3 \geq 0$$

$$h_t \geq 16,89 \text{ cm}$$

2. condition de non vérification de l'effort tranchant

pour permettre l'ancrage des aciers verticaux dans le radier, on laisse un débord de 60 cm.

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

b : rayon du radier = 16,8 m

a : rayon moyen de la paroi = 16,1 m.

e : épaisseur de la paroi = 0,20 m.

$$h \geq \frac{2(16,8 - 16,1) - 0,2}{4} = 0,3 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

et pour également assurer la rigidité du radier et permettre un bon encastrement de la paroi dans le radier, on prendra $h = 50 \text{ cm}$; $h_t = 55 \text{ cm}$

• Calcul du radier

Il est difficile dans le cas de l'étude d'un radier de déterminer le diagramme des réactions du sol car cela dépend des coefficients d'élasticité relative de la structure, du radier et du sol.

on préfère alors s'orienter vers un diagramme des réactions du sol, le plus souvent linéaire et uniforme, en s'assurant de l'équilibre sol-structure.

Le radier est généralement défini comme étant un plancher renversé

avec les mêmes règles de calcul que pour les autres planchers. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et égale à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Pour le calcul on envisagera deux cas

• cas 1 : Reservoir vide

Dans ce cas le radier est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre. Les parois du réservoir représentent des points d'appuis. en plus on tiendra compte des moments M_T et M_p dus respectivement à la poussée des terres et à la précontrainte.

• cas 2 : Reservoir plein

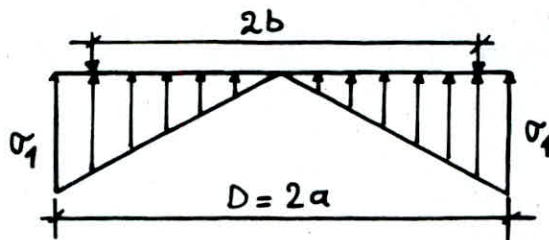
Dans ce cas le radier est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre, en plus des surcharges de l'eau.

De la même manière les parois représentent des points d'appuis, on tiendra compte dans ce cas du moment de l'eau M_e .

Il est clair que le cas de charge le plus défavorable est celui qui correspond au réservoir vide.

Pour les calculs on considérera que la réaction du sol sur le radier est triangulaire et nulle au centre du radier.

Le schéma statique est le suivant :



a : rayon du radier

b : rayon moyen de la paroi.

Notations

Q : charge totale due au poids propre du reservoir plus 120m^3 d'eau de fond

$$Q = 864,01 + (120 \cdot 1,2) = 1008,01\text{t}$$

a : rayon du radier ; $a = 16,8\text{m}$.

b : rayon moyen de la paroi ; $b = 16,1\text{m}$

p : réaction du sol supposee uniforme ; $p = \frac{Q}{S} = \frac{1008,01 \cdot 10^3}{\pi (1680)^2} = 1,14 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$

ν : coefficient de poisson ; pour le beton $\nu = 0,15$.

$$q = 1,5p = 1,5 \cdot 1,14 = 1,7\text{t/m}^2.$$

M_r : moment flechissant radial par unite de longueur du cercle

M_θ : moment flechissant tangentiel par unite de longueur du Diametre

r, φ : coordonnees polaires d'un point du radier (L'origine se trouvant au centre du radier)

$\rho = r/a$: distance relative du point considere.

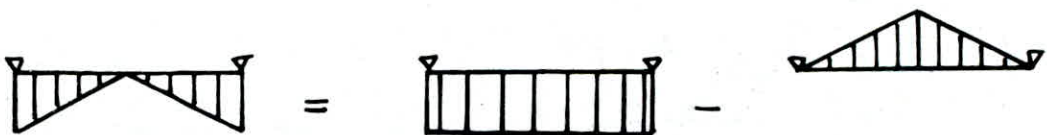
Determination des efforts

on supposera deux cas :

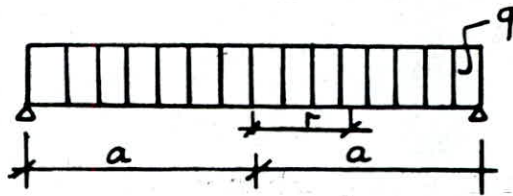
- radier simplement appuye
- radier parfaitement encastree.

cas 1 : radier simplement appuye sur la paroi

nous appliquerons les resultats donnees par M. BARET dans son ouvrage
"tables pour le calcul des Dalles et des parois"



a - plaque circulaire uniformement chargee.

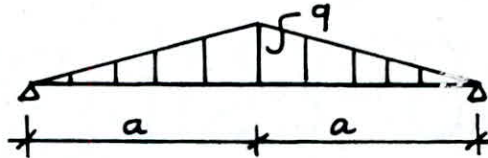


Les expressions de M_r et M_φ sont données dans l'ouvrage de M^r BAREŠ (Table 1.155 ; pages 427, 428) et celui de M^r TIMOSHENKO (page 58)

$$M_r = \frac{qa^2}{16} (3+\nu)(1-\beta^2)$$

$$M_\varphi = \frac{qa^2}{16} [3+\nu - (1+3\nu)\beta^2]$$

b. plaque circulaire chargée triangulairement



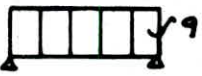


$$M_r = \frac{qa^2}{720} [71 + 29\nu - 45(3+\nu)\beta^2 + 16(4+\nu)\beta^3]$$

$$M_\varphi = \frac{qa^2}{720} [71 + 29\nu - 45(1+3\nu)\beta^2 + 16(1+4\nu)\beta^3]$$

Tableau donnant les valeurs de M_r et M_φ pour le cas 1

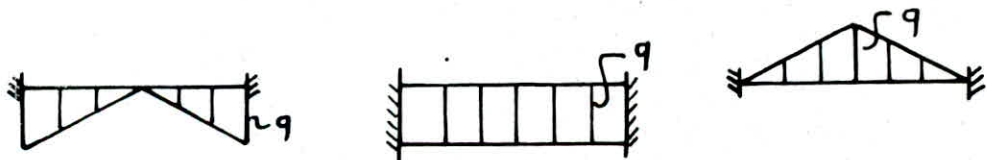
(cas d'un radier simplement appuyé sur le poutre)

(voir page suivante)

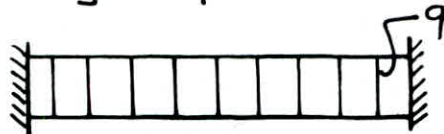
t_m/ml			
$M_r(r=0)$	94,46	50,21	44,25
$M_\varphi(r=0)$	94,46	50,21	44,25
$M_r(r=8,4)$	70,85	32,13	38,72
$M_\varphi(r=8,4)$	85,39	41,48	43,91
$M_r(r=14)$	28,86	10,22	18,64
$M_\varphi(r=14)$	64,27	29,89	34,38
$M_r(r=a)$	0,00	0,00	0,00
$M_\varphi(r=a)$	50,98	23,79	27,19

• Cas 2 : radier parfaitement Encastré

de la même manière on appliquera les résultats de M. BAREZ (Pages 435; 437)



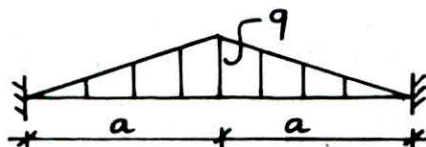
a - plaque circulaire chargée uniformément.



$$M_r = \frac{qa^2}{16} [(1+\nu) - (3+\nu)\rho^2]$$

$$M_\varphi = \frac{qa^2}{16} [(1+\nu) - (1+3\nu)\rho^2]$$

b - plaque circulaire chargée triangulairement.



$$M_r = \frac{qa^2}{720} [29(1+\nu) - 45(3+\nu)\rho^2 + 16(4+\nu)\rho^3]$$

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

Tableau donnant les valeurs de M_r et M_φ pour le cas 2
(cas d'un radier parfaitement encastré)

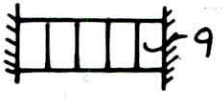


tm/mL			
$M_r(\Gamma=0)$	34,49	22,22	12,27
$M_\varphi(\Gamma=0)$	34,49	22,22	12,27
$M_r(\Gamma=8,4)$	10,87	4,14	6,73
$M_\varphi(\Gamma=8,4)$	23,62	13,49	10,13
$M_r(\Gamma=14)$	-31,11	-17,77	-13,34
$M_\varphi(\Gamma=14)$	4,29	1,90	2,39
$M_r(\Gamma=a)$	-59,98	-27,99	-31,99
$M_\varphi(\Gamma=a)$	-9,00	-4,20	-4,80

Tableau récapitulatif (Les Moments les plus défavorables des 2 cas ci dessus)

		$r=0$	$r=8,4$	$r=14$	$r=16,8$
$M_r (tm/mL)$	+	44,25	38,72	18,64	0,00
$M_r (tm/mL)$	-	—	—	-13,34	-31,99
$M_\varphi (tm/mL)$	+	44,25	43,91	34,38	27,19
$M_\varphi (tm/mL)$	-	—	—	—	-4,80

en introduisant les effets simultanés de la précontrainte et de la poussée

des terres, on aura le tableau suivant

		$r=0$	$r=8,4$	$r=14$	$r=16,8$
M_r (tm/mL)	+	44,25	38,72	18,64	10,22
	-	—	—	-13,34	-21,77
M_φ (tm/mL)	+	44,25	43,91	34,38	27,19
	-	—	—	—	-4,80

• Conclusion : Le radier sera ferrillé de la façon suivante

• Armatures radiales

- nappe supérieure

$$M_r = 44,25 \text{ au centre} ; M_r = 38,72 (r=8,4\text{m})$$

$$M_r = 18,64 (r=14\text{m}) ; M_r = 10,22 \text{ au bord.}$$

- nappe inférieure

ferraillage constructif au centre

$$M_r = -13,34 (r=14\text{m}) ; M_r = -21,77 \text{ au bord.}$$

• Armatures en cerces

- nappe supérieure

$$M_\varphi = 44,25 \text{ tm (au centre)} ; M_\varphi = 43,91 \text{ tm (r=8,4m)}$$

$$M_\varphi = 34,38 \text{ tm (r=14m)} ; M_\varphi = 27,19 \text{ tm (r=16,8m)}$$

- nappe inférieure

$$\text{ferraillage constructif au centre ; } M_\varphi = -4,80 \text{ tm au bord.}$$

• Exemple de calcul du ferraillage

on donnera un exemple de calcul du ferraillage radial pour la nappe supérieure au centre du radier avec $M_r = 44,25 \text{ tm}$

Les autres cas seront donnés dans un tableau récapitulatif.

$M_r = 44,25 \text{ tm}$; $\bar{\sigma}_b' = 150 \text{ kg/cm}^2$; $h = 50 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$ (1m linéaire)
on prendra des Armatures HA32. avec $\bar{\sigma}_a = 1429 \text{ kg/cm}^2$.

$$\alpha = 0,64 ; \gamma = 0,80 ; K = 36,52$$

$$M_{rb} = K b h^2 = 36,52 \cdot 100 (50)^2 = 91,3 \text{ tm}$$

$$M_{rb} = 91,3 \text{ tm} > M_r = 44,25 \text{ tm} \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\gamma h \bar{\sigma}_a} = \frac{44,25 \cdot 10^5}{0,80 \cdot 50 \cdot 1429} = 77,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 10 \text{ HA32} = 80,42 \text{ cm}^2$$

• Vérification des contraintes.

x étant la distance de l'axe neutre de la section à l'arête la plus comprimée. Le moment statique est donné par

$$S = \frac{b x^2}{2} + n A' (x - d') - n A (h - x) = 0$$

$$S = \frac{100 x^2}{2} - 15 \cdot 80,42 (50 - x) = 0$$

$$S = 50 x^2 + 1206,3 x - 60315 = 0$$

$$\text{d'où } x = 24,70 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b x^3}{3} + n A' (x - d')^2 - n A (h - x)^2$$

$$I = 100 \frac{(24,70)^3}{3} - 15 \cdot 80,42 (50 - 24,70)^2 = 1274448 \text{ cm}^4.$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{M}{I} x = \frac{44,25 \cdot 10^5}{1274448} \cdot 24,70 = 85,76 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$\bar{\sigma}_a = n \frac{M}{I} (h - x) = 15 \cdot \frac{44,25 \cdot 10^5}{1274448} (50 - 24,70) = 1318 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

Armatures en Cercles

nappe supérieure

r (m)	Mq (tm/ml)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)	α	δ	Mrb (tm)	A_{calcul} (cm ²)	A_{choisie} (cm ²)	Σ (cm)	I (cm ⁴)	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_m$ (kg/cm ²)
$r=0$	44,25	1429	0,61	0,80	91,3	77,79	104A32 80,42	24,70	1274448	85,76	1318
$r=8,4$	43,91	1429	0,61	0,80	91,3	77,19	104A32 80,42	24,70	1274448	85,10	1308
$r=14$	34,38	1429	0,61	0,80	91,3	60,44	84A32 64,34	22,88	1109077,4	70,93	1261
$r=16,8$	27,19	1553	0,59	0,80	89,05	43,62	104A25 49,09	20,75	927389,2	60,81	1286

nappe inférieure

r (m)	Mq (tm/ml)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)	α	δ	Mrb (tm)	A_{calcul} (cm ²)	A_{choisie} (cm ²)	Σ (cm)	I (cm ⁴)	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_m$ (kg/cm ²)
$r=0$	/	/	/	/	/	/	64A10 4,71	/	/	/	/
$r=8,4$	/	/	/	/	/	/	64A10 4,71	/	/	/	/
$r=14$	/	/	/	/	/	/	64A10 4,71	/	/	/	/
$r=16,8$	-4,80	2177	0,51	0,83	79,15	5,31	84A10 6,28	8,81	182614,5	23,16	1624

Armatures radiales

nappe supérieure											
r (m)	M _r (t/m)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)	α	γ	M _{rb} (t/m)	A calculée (cm ²)	A choisie (cm ²)	α (cm)	I (cm ⁴)	σ'_b (kg/cm ²)	σ_a (kg/cm ²)
r = 0	44,25	1429	0,61	0,80	91,3	77,79	10HA32 80,42	24,70	1274448	85,76	1318
r = 8,4	38,72	1429	0,61	0,80	91,3	68,07	8HA32 72,38	23,84	1194639,3	77,27	1272
r = 14	18,64	1429	0,61	0,80	91,3	32,77	5HA32 40,21	19,26	808053,5	44,43	1064
r = 16,8	10,22	1914	0,54	0,82	83,07	13,03	9HA14 13,85	12,48	357252,3	35,70	1610
nappe inférieure											
r (m)	M _r (t/m)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)	α	γ	M _{rb} (t/m)	A calculée (cm ²)	A choisie (cm ²)	α (cm)	I (cm ⁴)	σ'_b (kg/cm ²)	σ_a (kg/cm ²)
r = 0	—	—	—	—	—	—	6HA10 4,71	—	—	—	—
r = 8,4	—	—	—	—	—	—	6HA10 4,71	—	—	—	—
r = 14	-13,34	1553	0,59	0,80	89,05	21,40	5HA25 24,54	15,85	562016	37,62	1216
r = 16,8	-21,77	1553	0,59	0,80	89,05	34,92	9HA25 44,18	19,96	863091,4	50,35	1137

• Vérification de la stabilité du radier

a. Réservoir vide

$$p = 1,14 \text{ t/m}^2 \text{ (réaction du sol supposée uniforme)}$$

comme la réaction du sol est triangulaire on aura $q = 1,5p = 1,71 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} = 0,17 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
et en tenant compte du poids du radier P_r y compris 10cm de béton de propreté on aura

$$P_r = 2,5 \cdot 0,55 \cdot \pi (16,8)^2 + 2,2 \pi (17,1)^2 \cdot 0,10 = 1421,29 \text{ t}$$

$$\text{d'où } \sigma_s = q + \frac{P_r}{\pi a^2} = 0,17 + \frac{1421,3 \cdot 10^3}{\pi (1680)^2} = 0,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

b. Réservoir plein

b.1 sollicitation du 1^{er} genre

$$N = G + 1,2P$$

$$G = P_{res} + P_{rad} + P_{eau} = 783,59 + 1421,29 + (1,2 \cdot 5000)$$

$$P : \text{surcharges} = 80,42 \text{ t}$$

$$N = G + 1,2P = 8301,38 \text{ t}$$

$$\sigma_s = N/S = \frac{8301,38 \cdot 10^3}{\pi (1680)^2} = 0,94 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,25 \text{ bar}$$

b.2 sollicitation du 2^o genre

Le radier est sollicité par les effets d'un moment de renversement M_r et d'un effort normal N qui agissent au niveau de la base

$$N = G + P + P_r + P_e = 864,01 + 1421,29 + 6000 = 6285,3 \text{ t}$$

$$M = 4880,81 \text{ tm}$$

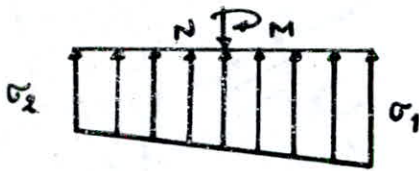
$$\sigma_{1,2} = -N/S \pm M^U/I$$

avec

$$S = \pi a^2 = \pi \cdot (1680)^2 = 8,87 \cdot 10^6 \text{ cm}^2$$

$$U = D/2 = a = 1680 \text{ cm}$$

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (3360)^4}{64} = 6,26 \cdot 10^2 \text{ cm}^4$$



$$\sigma_1 = 0,84 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 0,58 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma(D/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,78 \text{ kg/cm}^2$$

alors $\sigma_1 = 0,84 \text{ kg/cm}^2 < 1,3 \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_2 = 0,58 \text{ kg/cm}^2 < 1,3 \bar{\sigma}_s$$

• Vérification à la résistance

Pour $M = 44,25 \text{ tm}$

$$\bar{\sigma}_b = 150 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_a = 1429 \text{ kg/cm}^2 ; k = 36,52.$$

h min telle que $M = k b h^2$

$$h^2 \geq \frac{44,25 \cdot 10^5}{100 \cdot 36,52} = 1212 \Rightarrow h \geq 35 \text{ cm}$$

or $h = 50 \text{ cm} ; h_f = 55 \text{ cm}$ ce qui vérifie la résistance

Fondation de la chambre des manoeuvres

de la même manière que pour la fondation du réservoir, le radier de la chambre des vannes sera calculé comme un plancher renversé sous une charge uniformément répartie. pour assurer la rigidité du radier, on prendra $h_f = 20\text{ cm}$

• Calcul de la réaction du sol

$$\text{poids de la dalle supérieure : } 2500 \cdot 20,68 \cdot 0,1 + 120 \cdot 20,68 = 7,7\text{ t}$$

$$\text{poids des 2 dalles intérieures : } 2(2500 \cdot 0,1 \cdot 3,6 \cdot 1,2) = 2,2\text{ t}$$

$$\text{poids des voiles : } (7,80 \cdot 3,6 \cdot 0,15 \cdot 2500 \cdot 2) + (2500 \cdot 0,15 \cdot 7,8 \cdot 3,9) + (2500 \cdot 0,15 \cdot 2,2 \cdot 3,9) = 35,7\text{ t}$$

$$\text{poids de la maçonnerie : } 1400 \cdot 0,15 \cdot 5,35 \cdot 3,60 = 4\text{ t}$$

$$\text{poids de la poutre : } 2500 \cdot 0,25 \cdot 0,2 \cdot 3,6 = 0,45\text{ t}$$

$$\text{Poids total de la superstructure : } 50,05\text{ t}$$

et en tenant compte du matériel on aura $P = 54,3\text{ t}$

$$q = \frac{P}{S} = \frac{54,3 \cdot 10^3}{3,9 \cdot 3,6 \cdot 10^4} = 0,4 \text{ kg/cm}^2 = 4\text{ t/m}^2$$

• Calcul du radier

on supposera des tranches de 1m de largeur reposant sur les voiles.

pour une dalle uniformément chargée ($q = 4\text{ t/m}^2$) l'ouvrage de M^r Belazouebi donnant les moments dans les 2 sens en fonction du rapport l_x/l_y

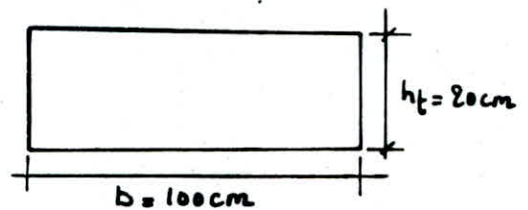
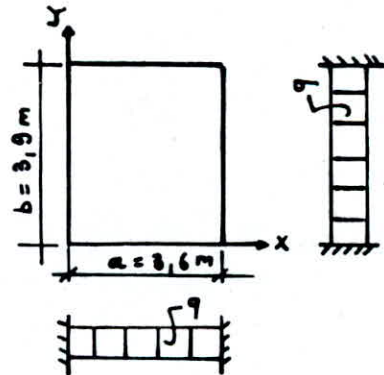
$$\text{pour } \frac{l_x}{l_y} = 0,9 ; \psi_x = 0,0511 ; \psi_y = 0,831$$

$$M_x = \psi_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0511 \cdot 4 \cdot (3,9)^2 = 2,23\text{ tm/mL}$$

$$M_y = \psi_y \cdot M_x = 0,831 \cdot 2,23 = 1,85\text{ tm/mL}$$

et pour tenir compte des encastresments

$$\text{on prendra, en travée : } M_x^t = 0,85 M_x = 1,9\text{ tm/mL} ; M_y^t = 0,85 M_y = 1,58\text{ tm/mL}$$



et en appui : $M_x^a = 0,3 \cdot M_x = 0,7 \text{ tm/ml}$; $M_y^a = 0,3 M_y = 0,6 \text{ tm/ml}$

• ferrailage

Les moments en appui et en travée dans les 2 sens étant rapprochés, on disposera

un quadrillage supérieur à l'aide de $M_x^t = 1,9 \text{ tm/ml}$

et un quadrillage inférieur à l'aide de $M_x^a = 0,7 \text{ tm/ml}$

• nappe supérieure : on disposera des HA14 ; $\bar{\sigma}_a = 2065 \text{ kg/cm}^2$ ($k=1 \cdot 10^6$)

$$\psi = \frac{15 \cdot M_x^t}{\bar{\sigma}_a \cdot h^2 \cdot 100} = \frac{15 \cdot 190.000}{2065 \cdot 17^2 \cdot 100} = 0,0478 ; \epsilon = 0,9081 ; k = 39,4$$

$$\text{d'où } A = \frac{M_x^t}{\bar{\sigma}_a \cdot h \cdot \epsilon} = \frac{190000}{2065 \cdot 17 \cdot 0,9081} = 5,96 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } A^{\text{sup}} = 5 \text{ HA14} = 7,7 \text{ cm}^2$$

• nappe inférieure : on disposera des HA10 ; $\bar{\sigma}_a = 2440 \text{ kg/cm}^2$ ($k=1 \cdot 10^6$)

$$\psi = \frac{15 \cdot M_x^a}{\bar{\sigma}_a \cdot h^2 \cdot 100} = \frac{15 \cdot 70.000}{2440 \cdot 17^2 \cdot 100} = 0,0148 ; \epsilon = 0,9458 ; k = 77,0$$

$$\text{d'où } A^{\text{inf}} = \frac{M_x^a}{\bar{\sigma}_a \cdot h \cdot \epsilon} = \frac{70.000}{2440 \cdot 17 \cdot 0,9458} = 1,78 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } A^{\text{inf}} = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$$

• vérification des contraintes

$$\omega = 100 A / b \cdot h = 100 \cdot 7,7 / 100 \cdot 17 = 0,4528 ; \epsilon = 0,8977 ; k = 33,9$$

$$z = \epsilon \cdot h = 15,26 \text{ d'où}$$

$$\bar{\sigma}_a = M / A z = 190.000 / 7,7 \cdot 15,26 = 1617 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_b' = \bar{\sigma}_a / k = 1617 / 33,9 = 47,70 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

• vérification au cisaillement

$$T = q l / 2 = 4 \cdot 3,9 / 2 = 7,80 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_b = T / b z = 7,80 \cdot 10^3 / (100 \cdot 7,7 \cdot 17) = 5,24 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 7,2 \text{ kg/cm}^2$$

• vérification de la stabilité du radier

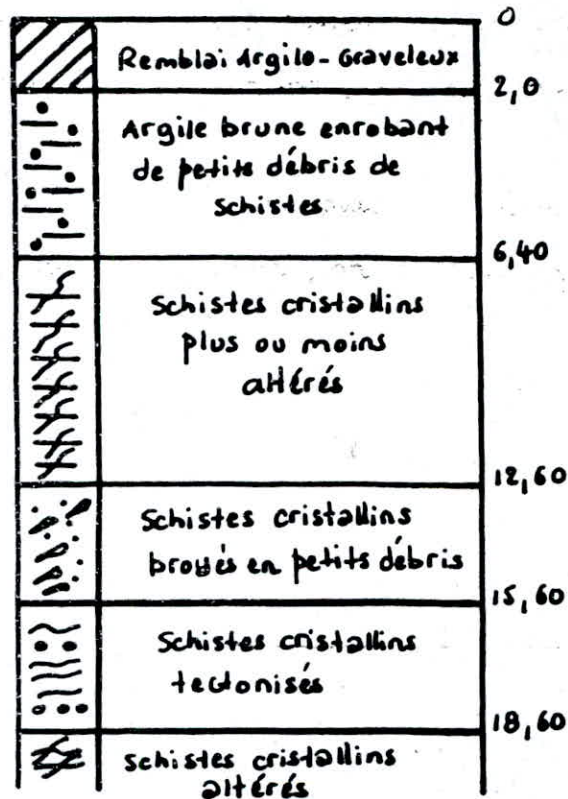
$$P_{\text{radier}} = (2500 \cdot 0,2 \cdot 3,9 \cdot 3,6) + (2200 \cdot 0,05 \cdot 4,1 \cdot 3,8) = 8733,8 \text{ kg} = 8,73 \text{ t}$$

$$P_{\text{total}} = P_{\text{superstructure}} + P_{\text{radier}} = 63,03 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{P}{S} = \frac{63,03 \cdot 10^3}{3,6 \cdot 3,9 \cdot 10^4} = 0,45 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

o Tassements

L'un des sondages effectués sur le site fait apparaître les différentes couches composant le sol



La fondation étant ancrée à la profondeur de 2m et le sol étant essentiellement composé de schistes, le problème du tassement n'est pas à craindre

par ailleurs pour la chambre des vannes faiblement chargée et pour éviter le tassement différentiel, on a prévu un joint de rupture.

BIBLIOGRAPHIE

- Résistance des matériaux théorique et expérimentale (T.1) R. L'hermite
- Statique et dynamique des voûtes W. FÜGGE.
- Théorie des plaques et des voûtes S. TIMOSHENKO
- Traité de béton armé (Tomes 5, 6, 7) A. GUERRIN.
- Règles C.C.B.A. 68 (Éditions Eyrolles)
- Aide mémoire de béton Armé V. DAVIDOVICI
- Calcul et vérification des ouvrages en B.A P. CHARON.
- Exercices de béton armé avec leurs solutions P. CHARON.
- Cours de béton armé M. BELDZOUGUI
- Conception et calcul des structures soumises aux séismes DAUDI, RILI, SALHI
- Règlement parasismique algérien (R.P.A. 81)
- Pratique du béton précontraint G. DREUX.
- Constructions en béton précontraint Y. GUYON.
- Mémento du béton précontraint G. DREUX.
- Réservoirs précontraints C.H.E.C
- Structures spéciales en B.A Bucur. Ildikó
- Technologie des méthodes de construction E. OLIVIER
- Calcul des structures Stronguize.
- Design of thin shell structures
- Calcul et exécution des ouvrages en B.A (T.2) v. Forestier.
- Cahier des charges applicables à la construction des réservoirs
- Calcul pratique des réservoirs en zone sismique A. HADDADI, DAVIDOVICI
- Règles pour la tenue aux séismes d'équipements d'installations nucléaires (Bureau Veritas)
- Tables pour le calcul des dalles et des parois R. BAREZ.

