

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

RESERVOIR D'EAU
SEMI ENTERRÉ
2 x 5000 M³

2 PLANCHES

Proposé Par :

SETHYAL

Etudié par :

HAMMOUM A.
METAIRIA K.

Dirigé par :

Mr 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



PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

**RESERVOIR D'EAU
SEMI ENTERRÉ
2 x 5000 M³**

Proposé Par :

SETHYAL

Etudié par :

HAMMOUM A.

METAIRIA K.

Dirigé par :

Mr HAMOUTENE

PROMOTION :

Janvier 1987

Remerciements

Nous tenons à exprimer notre
profonde gratitude à notre promoteur
M^r. HAMOUTENE pour ses conseils ainsi
qu'à tout le personnel de la SETHYAL
pour les grands services qu'il nous a
rendus et pour la sympathie de ses
composants .

Nous tenons par ailleurs à remercier
vivement tous ceux qui ont contribué à
la réalisation de ce projet et notamment

M^r. MAALEM

M^r. HAFIDI

M^r. BIOUD

M^r. BONNEVILLE .

Dedicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- La mémoire de mon père
- Ma mère
- Mes frères et sœurs
- Mes amis
- Mes professeurs

Halim

Je dédie ce modeste travail à :

- mes parents.
- ma sœur, et mon Frère.
- à tous ceux que j'aime.

Karim Fouad

Plan d'étude

Pages :

1. Généralités 1
2. Caractéristiques des matériaux 5
3. Etude de la coupole 11
4. Etude de la paroi 18
5. Calcul des poteaux et de la dalle annulaire 37
6. Etude hydrodynamique 41
7. Fondations 54

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

GENERALITES

GENERALITES

Il n'échappe à personne l'importance des réservoirs d'eau aussi bien élevés qu'enterrés quand à l'alimentation en eau d'une ville ou d'une commune.

1. Role du reservoir d'eau :

le réservoir a essentiellement pour but de servir de régulateur aux variations de la consommation selon les besoins et les périodes. Il doit contenir en tout temps une réserve d'eau suffisante, pour pallier à toute défection des installations de refoulements.

2. Classification des reservoirs :

les réservoirs peuvent être classés en fonction des critères suivants :

- a. selon la position par rapport au sol.
(au niveau du sol ; enterrés ; semi-enterrés ; sur poteaux ; sur bâtiment)
- b. selon la forme de la cuve.
(carrée ; rectangulaire ; circulaire . . .)
- c. selon le volume.
(grand réservoir ; réservoir moyen ; petit réservoirs)
- d. selon la nature du liquide conservé.
(réservoirs d'eau ; cuves à vins ; citerne à produits noirs ; réservoirs à hydrocarbures : pétrole, essence).
- e. selon le mode de fermeture.
(couverts ; non-couverts)

3. Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir.

un bon réservoir doit satisfaire à différents impératifs :

(A) Résistance.

l'ouvrage doit équilibrer les efforts auxquels il est soumis ;

poids propre ; poids de l'eau ; surcharges ; efforts dus au vent et au

séisme ; fluage.

(B) Durabilité.

comme tout ouvrage d'art le réservoir doit pouvoir durer longtemps c'est à dire que le béton doit garder toutes ses propriétés initiales après le contact permanent avec l'eau.

(C) Etanchéité.

le réservoir doit présenter une étanchéité absolue et parfaite afin de préserver la cuve contre toutes fissures.

Présentation de l'ouvrage

1. Caractéristiques du réservoir.

- capacité : 5000 m³
- hauteur utile d'eau : 5,00 m
- Forme géométrique : cuve cylindrique
- diamètre extérieur du réservoir : 36,35 m
- site : ALGER
- matériaux utilisés : béton armé
- taux de travail du sol : 1,5 bars

2. Description du réservoir.

Le réservoir étudié est composé d'une cuve cylindrique de capacité 5000 m³, de diamètre intérieur 35,75 m.

La couverture est assurée par une coupole d'épaisseur 10 cm, reposant sur vingt poteaux intérieurs, possédant 5 trous d'aération et pour d'éventuelles réparations 3 trous d'homme existent ; ainsi qu'une dalle annulaire d'épaisseur 15 cm reposant sur la ceinture de coupole et la paroi.

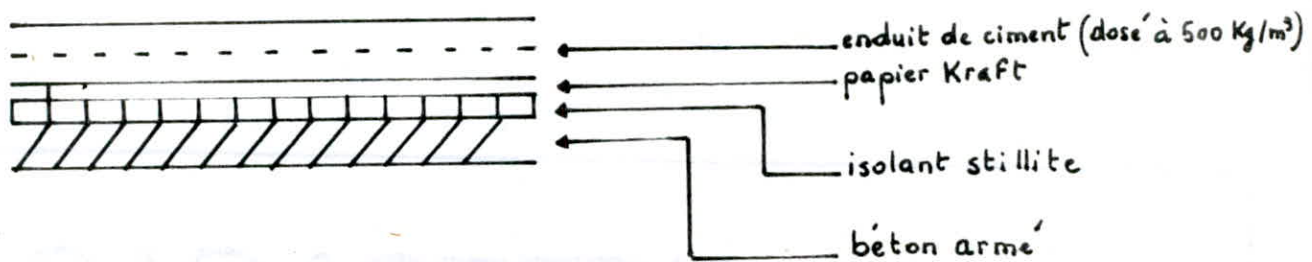
La fondation est assurée par un radier d'épaisseur 60 cm.

3. Revêtement - Étanchéité - Isolation.

Les règles imposées par l'hygiène (éviter une contamination de l'eau), ainsi que l'influence des facteurs atmosphériques nous imposent des revêtements extérieurs et intérieurs.

- Pour la coupole.

Comme le réservoir sera implanté à ALGER, on bénéficiera de son climat tempéré, doux qui ne comporte pas de grands écarts thermiques, nous nous contenterons donc d'un revêtement d'étanchéité pour la coupole de couverture qui consistera en :



* Remarque.

nous adopterons le même revêtement d'étanchéité pour la dalle.

- * Pour la paroi.

L'expérience a montré que dans le cas des grands réservoirs (au delà de 800 m³), 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 et que par suite toute isolation thermique est dans ce cas superflue. Il n'est donc pas nécessaire de prévoir un système d'isolation thermique.

Par contre pour l'étanchéité on prévoit des enduits pour améliorer l'imperméabilité de la paroi (et des poteaux aussi) et de la protéger. Ces enduits seront en mortier de ciment et en deux couches en principe dosées à 500 kg/m³ de sable sec sur couche d'accrochage (dosée à 400 kg/m³).

- . la première couche forme le dégrossi
 - . la seconde couche forme l'enduit proprement dit.
- .NB: le lissage de la 2nde couche avec un feutre est recommandé.

4. Recommandation.

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

CARACTERISTIQUES

DES

MATERIAUX

1. Béton :

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

1.1 Contrainte de compression admissible: notée $\overline{\sigma}_b$

$$\overline{\sigma}_b = r'_b \cdot \sigma_n' \quad \sigma_n' : \text{contrainte d'écrasement du béton (ou résistance nominale) après 28 jours}$$

$$r'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \quad (r'_b \text{ étant une fraction de sa résistance nominale})$$

$\alpha, \beta, \gamma, \delta, \epsilon$ sont des facteurs sans dimension.

- α : dépend de la classe du ciment utilisé CPA 325 $\rightarrow \alpha = 1$

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

$$\begin{cases} \beta = 5/6 & \text{contrôle atténué} \\ \beta = 1 & \text{contrôle stricte} \end{cases}$$

- γ : dépend des épaisseurs relatives h_m des éléments de construction et des dimensions des granulats,

$$c_g : \begin{cases} \gamma = 1 & \text{si } h_m > 4c_g \\ \gamma = \frac{h_m}{4c_g} & \text{si } h_m < 4c_g \end{cases}$$

dans notre cas $\gamma = 1$

- δ : dépend de la nature des sollicitations:

	compression simple	flexion simple, et en flexion composée, quand l'effort normal est une traction	flexion composée quand l'effort normal est une compression. avec un max de 0,6
δ	0,3	0,6	$0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right)$

avec:

- e_0 : excentricité de la force extérieure par rapport au c.d.g de la section complète du béton seul

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

Exemple:

Section annulaire de faible épaisseur

soit D diamètre moyen. on aura alors : $e_1 = D/4$

$$\text{pour } 0 < e_0 \leq 0,75D \rightarrow S = 0,3 \left(1 + \frac{1,33 e_0}{D} \right)$$

$$\text{pour } e_0 > 0,75D \rightarrow S = 0,6$$

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

il est toujours compris entre : $0,5 < E \leq 1$

* compression simple : $E = 1$

les autres cas on prendra aussi $E = 1$

Finalement on obtient :

a/ sous SP1 : * compression simple : $\bar{\sigma}_{b_0} = 1,5/6 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1.300 = 75 \text{ bars}$

* flexion simple : $\bar{\sigma}_{b'} = 1,5/6 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1.300 = 150 \text{ bars}$

b/ sous SP2 : * compression simple : $\bar{\sigma}_{b_0}' = 1,5 \cdot \bar{\sigma}_{b_0} \text{ (sous SP1)} = 112,5 \text{ bars}$

* flexion simple : $\bar{\sigma}_{b'} = 1,5 \cdot \bar{\sigma}_{b'} \text{ (sous SP1)} = 225 \text{ bars}$

1.2 - contrainte de traction de référence : notée $\bar{\sigma}_b$

c'est la fraction ρ_b de sa résistance à la compression à 28 jours

$$\bar{\sigma}_b = \rho_b \cdot \sigma'_{28} \quad \text{ou } \rho_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$$

* α, β, γ : coefficients définis auparavant.

* $\theta = 0,018 + 2,1/\sigma'_n$ avec $\sigma'_n = 300 \text{ bars}$

$$\theta = 0,018 + 2,1/300 = 0,025$$

on obtient donc : $\bar{\sigma}_b = 1,5/6 \cdot 1 \cdot 0,025 \cdot 300 = 6,25 \text{ bars}$

Remarques:

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

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

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

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

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

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

1.3 - Contrainte de cisaillement admissible

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

$$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}_{b_0} \quad \Rightarrow \quad \tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_{b_0} < \sigma'_b \leq 2 \cdot \bar{\sigma}_{b_0} \quad \Rightarrow \quad \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}_{b_0}} \right) \cdot \bar{\sigma}_b$$

2 - Aciers.

on utilise deux types d'aciers :

x acier doux Fe 24 $\rightarrow \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$.

x acier H.A FeE 40 $\rightarrow \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

$4200 \text{ Kg/cm}^2 (\phi \leq 20 \text{ mm}) \rightarrow 4120 \text{ bars}$.

$4000 \text{ Kg/cm}^2 (\phi > 20 \text{ mm}) \rightarrow 3920 \text{ bars}$.

2.1. Contrainte admissible de traction.

en respectant les conditions de non fissuration exposées dans le CCBA 68 art 49.22, la valeur maximale de la contrainte de traction admissible doit vérifier l'inégalité suivante :

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

σ_1 : contrainte de fissuration systématique

σ_2 : contrainte de fissuration accidentelle

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

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot n}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} \quad ; \quad \sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{n \cdot K \cdot \bar{\sigma}_s}{\phi}}$$

- ϕ : diamètre nominal de la plus grosse barre tendue

- n : coefficient de fissuration $\begin{cases} n=1 \rightarrow \text{pour les ronds lisses} \\ n=1,6 \rightarrow \text{pour les H.A.} \end{cases}$

- K : coefficient dépendant des conséquences de fissuration :

$$K = 0,5 \cdot 10^6 \text{ (fissuration très préjudiciable)}$$

- $\bar{\omega}_f$: % de fissuration défini par : $\bar{\omega}_f = A/B_f$

- A : section totale des barres tendues

- B_f : section de béton tendu ayant même C.D.G. que les armatures tendues

valeur de $\bar{\sigma}_{a1} = 2/3 \cdot \sigma_{en}$

* acier doux $\rightarrow \bar{\sigma}_{a1} = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (1570 bars)}$

* acier H.A.

$$\bar{\sigma}_{a1} = \begin{cases} 2670 \text{ Kg/cm}^2 & ; (\phi > 20) \rightarrow (2610 \text{ bars}) \\ 2800 \text{ Kg/cm}^2 & ; (\phi \leq 20) \rightarrow (2750 \text{ bars}) \end{cases}$$

les valeurs de $\bar{\sigma}_a$ après comparaison de $\bar{\sigma}_{a1}$ et σ_2 sont données ci dessous

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

on ne considère que les valeurs de σ_2 car (en general $\sigma_2 > \sigma_1$)

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

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

$$\sigma_1 = \frac{K.n}{\Phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1+10\bar{w}_f} + 300\eta \quad ; \quad \sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{K.n \cdot \bar{\sigma}_b}{\Phi} + 300\eta}$$

d'où :

Φ_{mm}	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
A.dx	1600	1600	1600	1600	1549	1456	1381	1267	1165	1065
H.A	2800	2714	2415	2211	2060	1943	1848	1704	1574	1447

2.2. Contrainte admissible de compression : $\bar{\sigma}'_a = 2/3 \cdot \sigma_{en}$

dans le cas de pièces soumises à la compression simple pour lesquelles l'acier utilisé serait tel que : $\sigma_{en} < 3300 \text{ Kg/cm}^2$ la valeur de $\bar{\sigma}'_a$ sera réduite à $\bar{\sigma}'_a = 2/3 \cdot \sigma_{en} \cdot \frac{\sigma_{en}}{3340}$

$$\text{* acier HA} \longrightarrow \bar{\sigma}'_a = \begin{cases} 2800 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \Phi \leq 20 \text{ (2750 bars)} \\ 2670 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \Phi > 20 \text{ (2610 bars)} \end{cases}$$

$$\text{* acier doux} \longrightarrow \bar{\sigma}'_a = 1150 \text{ Kg/cm}^2$$

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

elle est donnée suivant deux zones :

* zone d'ancrage normale : $\bar{\sigma}_d = 1,25 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$

* zone d'ancrage en pleine masse : $\bar{\sigma}_d = 2 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$

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

ψ_d : coefficient de scellement droit

η_r : valeur du coefficient de scellement égale à $\sqrt{2}$

$\bar{\sigma}_d$ [Kg/cm ²]	H.A	A.dx
zone normale	17,58	7,81
zone en pleine masse	28,12	12,50

2.4. Recouvrement des armatures droites et longueur de scellement.

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

$$l_n = \begin{cases} l_d & \text{si } d \leq 5\phi \\ l_d + d & \text{si } d > 5\phi \end{cases} \quad \text{ou } d = \text{distance entre-axe des barres}$$

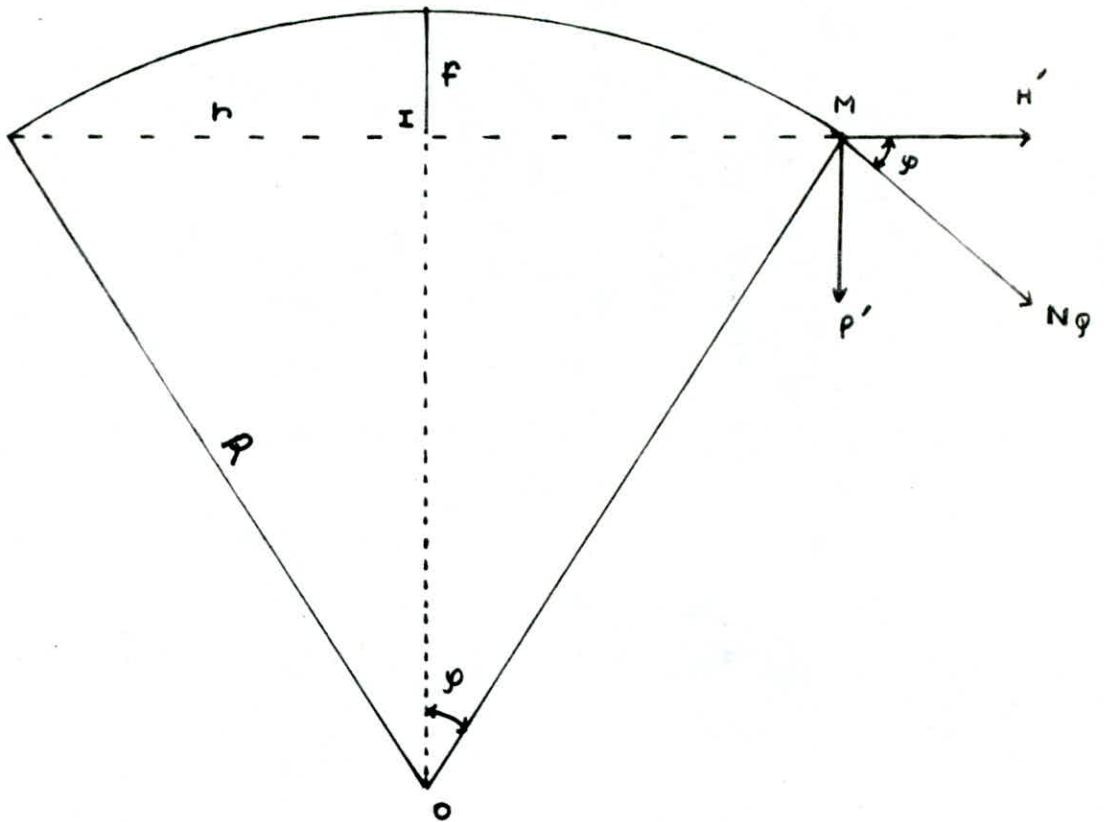
la longueur de scellement droit l_d d'une barre est la longueur minimale de zone rectiligne sur laquelle son ancrage peut être total lorsqu'elle est isolée.

$$l_d = \begin{cases} \phi/4 \cdot \frac{l_{\sigma d}}{\sigma_d} & \text{en traction.} \\ \phi/4 \cdot \frac{l'_{\sigma d}}{\sigma'_d} & \text{en compression.} \end{cases}$$

ϕ : étant le diamètre nominal de la barre.

COUPOLE

COUPOLE



Soit s la surface de notre coupole $S = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot f$.

R étant le rayon de la sphère.

* poids total de la coupole $P_p = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot f \cdot p$

où p est le poids par mètre carré de la coupole.

* poids par mètre de pourtour

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

or $R = \frac{r^2 + f^2}{2f}$ car $r^2 = f(2R - f)$

et donc $P'_p = \frac{p \cdot f \cdot (r^2 + f^2)}{2 \cdot f \cdot r}$

les triangles OIM et (H', N_9, P'_p) sont semblables

$$\text{d'où } \frac{H'}{R-F} = \frac{P'_p}{r} \Rightarrow H' = \frac{P'_p}{r} \cdot (R-F)$$

$$H' = \frac{PF(r^2+F^2)}{2 \cdot F \cdot r} \cdot \frac{(R-F)}{r}$$

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

$$\text{et donc } H' = \frac{PF(r^2+F^2)(r^2-F^2)}{2 \cdot F \cdot r \cdot 2 \cdot F \cdot r} = \frac{P(r^4-F^4)}{4Fr^2}$$

* Surcharges :

si nous considérons une surcharge q par mètre carré de projection horizontale, nous calculons de même :

$$P_q = \pi r^2 q. \quad \text{par mètre de contour : } P'_q = \frac{\pi r^2 q}{2\pi r} = \frac{qr}{2}$$

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

pratiquement on fait le calcul avec $H'_q = \frac{q(r^4-F^4)}{4Fr^2}$ qui est dans le

sens de sécurité car

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

* Effort de compression dans les méridiens :

$$N_q = \sqrt{H'^2 + P'^2} \quad \text{qui sert à vérifier la contrainte de compression}$$

$$\sigma'_b = \frac{N_q}{b.e} = \frac{N_g}{100e} \quad \text{avec } P' = P'_p + P'_q$$

* Calcul de la ceinture

la ceinture est soumise à un effort de traction T tel que :

$$T = H'.r$$

et la section d'acier sera: $A = \frac{T}{\sigma_a}$

la contrainte de traction dans la ceinture est: $\sigma_b = \frac{T}{B+n.A}$

- Application :

a) charges et surcharges

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

$$F = 3,75 \text{ m}$$

$$r = 14 \text{ m}$$

$$h = 5 \text{ m}$$

$$d = \frac{r^2 + F^2}{2.F} = \frac{14^2 + 3,75^2}{2 \cdot 3,75} = 28,0 \text{ m}$$

$$S = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot F = 2 \cdot \pi \cdot 28 \cdot 3,75 = 659,7 \approx 660 \text{ m}^2$$

* charges

$$\text{- poids propre : } P_p = 2500 \cdot 0,1 = 250 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{- étanchéité, isolation : } P_e = 40 \text{ daN/m}^2$$

$$\Rightarrow P = 250 + 40 = 290 \text{ daN/m}^2$$

* surcharges

$$\text{surcharge d'exploitation} = 100 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow q = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$\Rightarrow P + 1,2q = 410 \text{ daN/m}^2$$

2. Calcul des efforts :

* calcul des charges et surcharges par mètre de pourtour

$$\text{- charges : } P'_p = \frac{P \cdot S}{2 \cdot \pi \cdot r} = \frac{290 \cdot 660}{2 \cdot \pi \cdot 14} = 2175,9 \text{ daN/m}$$

$$\text{- surcharges : } P'_q = \frac{q \cdot r}{2} = \frac{120 \cdot 14}{2} = 840 \text{ daN/m}$$

$$\Rightarrow P' = P'_p + P'_q = 2175,9 + 840 = \underline{3015,9 \text{ daN/m}}$$

* poussée horizontale est donc

$$H' = \frac{(P + 1,2q) \cdot (r^4 - F^4)}{4 \cdot F \cdot r^2} = \frac{410 (14^4 - 3,75^4)}{4 \cdot 3,75 \cdot 14^2} = \underline{5329,7 \text{ daN/m}}$$

l'effort de compression dans les méridiens est:

$$N_g = P'^2 + H'^2 = 3015,9^2 + 5330^2 = 6124,1 \text{ daN/m}$$

$$N_g = 6124,1 \text{ daN/m}$$

3 - Calcul des contraintes

* contrainte de compression

$$\sigma'_b = \frac{N_g}{100 \cdot e} = \frac{6124,1}{100 \cdot 10} = 6,12 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

* contrainte de cisaillement

$$\tau'_b = \frac{P'}{100 \cdot e} = \frac{3015,9}{100 \cdot 10} = 3,015 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

4. Calcul des armatures

comme les contraintes de compression et de cisaillement sont inférieures aux contraintes admissibles, le béton suffit à lui seul, mais on mettra

quand même des armatures destinées à résister aux effets de retrait, et aux efforts dissymétriques

* suivant les méridiens (compression) : $A_1 = 0,3.e = 0,3 \times 10 = 3 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow A_1 = 6 \text{ HA } 8 / \text{ml} = 3,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

* armatures de répartition suivant les parallèles : $A_2 = A_1/3 = 1 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow A_2 = 4 \text{ HA } 6 / \text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

- 5. Vérification de la coupole au poinçonnement :

on vérifiera la coupole au poinçonnement causé par une surcharge de 150 Kg.

→ le CCBA 68 recommande :

$$\frac{1,5 P}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$$

h_t : épaisseur de la coupole

P : charge de 150 Kg.

P_c : périmètre dans le plan moyen de la coupole en tenant compte de la diffusion.

$$P_c = 4(h_t + 40) = 4(10 + 40) = 200 \text{ cm.}$$

$$\text{d'où } 1,5 \times \frac{150}{200 \cdot 10} = 0,11 \text{ Kg/cm}^2 < 1,2 \bar{\sigma}_b$$

$1,2 \bar{\sigma}_b$: contrainte de traction de référence du béton majorée de 20%.

- 6. Ouvertures de la coupole.

la coupole comporte un trou d'aération central, ainsi que quatre autres répartis suivant un cercle. Ces ouvertures sont seulement soumises à la compression. Et comme le béton vérifie la compression, on adoptera un ferrailage de principe qui consiste à relever les barres méridiennes de la coupole.

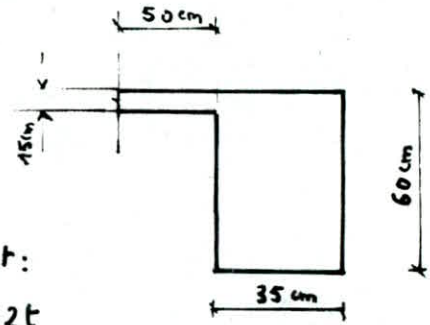
On mettra des armatures en cerces sur la cote supérieure et inférieure du bord de la coupole qui consistent en 4 HA 10 espacées de 16 cm afin de parer à la présence d'un moment (relativement petit) tout en augmentant l'épaisseur de la coupole à 20 cm aux environs de son bord.

Etude de la ceinture

la ceinture sera calculée en traction simple

l'effort de traction repris par les armatures est:

$$T = \frac{1}{2} \int_0^\pi H' r \sin \theta d\theta = H' r \quad T = 5330 \times 14 = 74,62t$$



* Notons que nous sommes dans un cas de flexion composée d'une poutre circulaire appuyée sur poteaux également espacés. les charges verticales non contenues dans le plan vertical développent des moments en travée et à l'appui relativement faibles devant l'effort de traction T .

* comme c'est destiné à la construction d'un élément de réservoir (pas en contact avec l'eau), on prendra $\bar{\sigma}_a = 1224 \text{ Kg/cm}^2$ pour des T20.

on aura une section d'acier de : $A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{74620}{1224} = 60,96 \text{ cm}^2$

on prendra 20HA20 = $62,8 \text{ cm}^2$.

* - contrainte de traction du béton : $\sigma_b = \frac{T}{B + nA} = \frac{74620}{35 \times 60 + 15 \times 50 + 15 \times 62,8} = 19,7 \text{ Kg/cm}^2$

on limitera $\bar{\sigma}_b$ à 20 bars soit $\bar{\sigma}_b = 20,4 \text{ Kg/cm}^2$. donc $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$

* - condition de non fragilité :

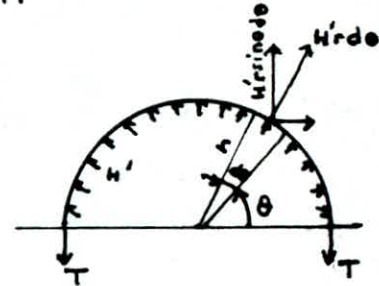
$$w_f = \frac{A}{B} > \frac{3\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \Rightarrow A > \frac{3\bar{\sigma}_b B}{\sigma_{en}} ; \text{ d'où } A_{\min} = \frac{3 \times 6,25 \times 2050}{4200} = 12,72 \text{ cm}^2$$

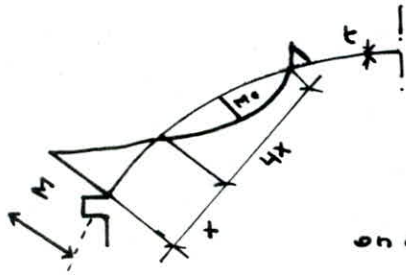
on a bien $A > A_{\min} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

* - condition de non fissuration : $\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{74620}{62,8} = 1188 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 1224 \text{ Kg/cm}^2$

* - vérification à la torsion :

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





t: épaisseur de la coupole = 0,1 m

R: rayon de la sphère = 28 m

$$\text{on a } x = 0,6 \sqrt{Rt} = 0,6 \sqrt{28 \times 0,1} = 1,004 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 4x = 4,016 \text{ m}$$

le moment est donné par la relation : $M = \frac{P'x^2}{2} = \frac{3015,9 \times (1,004)^2}{2} = 1,52 \text{ t.m.}$

$$M_0 = M/7,5 = 1,52/7,5 = 0,203 \text{ km.}$$

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

on calcule la contrainte de cisaillement : $\tau_b = \frac{\chi M_t}{a^3}$

$$b/a = 1,7 \Rightarrow \chi = 2,49 \Rightarrow \tau_b = \frac{2,49 \cdot 1,52 \cdot 10^5}{(35)^3} = 0,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = \frac{a \cdot b \cdot \tilde{w}_t}{100} \cdot \frac{t}{l_t} \quad \tilde{w}_t = (0,17)\% \rightarrow \text{tableau "aide-mémoire béton armé"}$$

$$A_t = \frac{35 \times 60 \times 0,17}{100} \cdot \frac{25}{2(29+54)} = 0,5 \text{ cm}^2. \text{ on prendra des T8/25.}$$

*- vérification de l'effort tranchant.

soit q la charge verticale par ml : $q = P' + \text{Poids de la ceinture/ml} = 3,54 \text{ t/ml.}$

$$\text{Réaction d'appui R: } R = \frac{2\pi}{n} q r = \frac{2\pi}{20} \cdot 3,54 \cdot 14 = 15,57 \text{ t.}$$

effort tranchant max : $T = R/2 = 7,78 \text{ t.}$

$$\text{d'où } \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{7,78 \cdot 10^3}{35 \times \frac{7,57}{8}} = 4,46 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 2,5 \bar{\sigma}_b = 2,5 \times 6,25 = 15,62 \text{ Kg/cm}^2$$

on a bien $\tau_b < \bar{\tau}_b$.

on prendra un espacement de 15 cm pour les cadres aux appuis de la ceinture. (RPA 81.)

PAROI

La paroi sera étudiée sous deux cas distincts :

Cas 1: le réservoir est plein et donc soumis à la poussée de l'eau; on ne tient pas compte de la poussée des terres.

Cas 2: le réservoir est vide et donc soumis à l'action des terres seulement.
on supposera que le réservoir est complètement enterré (jusqu'à la base de la ceinture).

La théorie de la membrane nous donne, selon TIMOSHENKO, les équations d'équilibre d'une coque cylindrique soumise à des pressions extérieures et ce à partir des déplacements des éléments de coque.

Il est arrivé à donner les relations entre le déplacement et les éléments de réductions qui sont:

$$N_{\varphi} = \frac{D(1-\nu^2)}{a} \cdot w \quad \text{ou} \quad D = \frac{E \cdot t}{1-\nu^2} \quad \text{résistance à la dilatation.}$$

$$M_x = K \cdot w'' \quad \text{avec} \quad K = \frac{E \cdot t^3}{12(1-\nu^2)} \quad \text{résistance à la flexion.}$$

$$T_x = K \cdot w'''$$

t: épaisseur de la paroi.

a: rayon interne du réservoir.

ν : coefficient de poisson.

w: déplacement radial de l'élément de paroi.

M_x : moment flechissant sur l'élément de paroi.

N_{φ} : poussée radiale sur l'élément de paroi.

T_x : effort tranchant sur l'élément de paroi. ●

1. Cas du réservoir plein (sans poussée des terres).

dans ce cas de la poussée d'eau, w sera la solution de l'équation différentielle suivante :

$$Kw'''' + Da^2(1-u^2).w = \gamma a^4 (h-a)$$

où γ : masse volumique de l'eau

h : hauteur d'eau utile

la solution particulière de cette équation est :

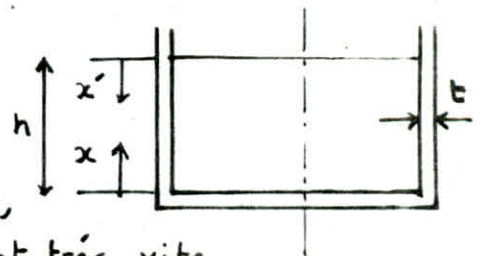
$$w = \frac{\gamma a^2}{D(1-u^2)} \cdot (h-x)$$

la solution de l'équation homogène est de la forme :

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

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

$$\text{et } x' = h-x$$



on remarque que α est une grande valeur, si bien que les fonctions $e^{\alpha x}$ et $e^{-\alpha x}$ croissent très vite en faisant varier x ou x' à partir de zéro.

les fonctions $e^{-\alpha x}$ et $e^{-\alpha x'}$ auront automatiquement des valeurs très faibles en faisant croître x et x' à partir de zéro.

l'expression de w (solution homogène) sera donc au bord inférieur

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

d'où la solution générale de l'équation non homogène :

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

$$\frac{\partial W}{\partial x} = -\frac{\alpha}{a} e^{-\frac{\alpha}{a}x} \left(c_1 \cos \frac{\alpha}{a}x + i c_2 \sin \frac{\alpha}{a}x \right) + e^{-\frac{\alpha}{a}x} \left(-\frac{\alpha}{a} c_1 \sin \frac{\alpha}{a}x + i \frac{\alpha}{a} c_2 \cos \frac{\alpha}{a}x \right) - \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)}$$

$$\frac{\partial W}{\partial x} = -\frac{\alpha}{a} e^{-\frac{\alpha}{a}x} \left(c_1 \cos \frac{\alpha}{a}x + i c_2 \sin \frac{\alpha}{a}x + c_1 \sin \frac{\alpha}{a}x - i c_2 \cos \frac{\alpha}{a}x \right) - \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)}$$

$$\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} = \frac{\alpha^2}{a^2} e^{-\frac{\alpha}{a}x} \left(c_1 \cos \frac{\alpha}{a}x + i c_2 \sin \frac{\alpha}{a}x + c_1 \sin \frac{\alpha}{a}x - i c_2 \cos \frac{\alpha}{a}x \right)$$

$$- \frac{\alpha}{a} e^{-\frac{\alpha}{a}x} \left(\frac{\alpha}{a} c_1 \sin \frac{\alpha}{a}x + i \frac{\alpha}{a} c_2 \cos \frac{\alpha}{a}x + \frac{\alpha}{a} c_1 \cos \frac{\alpha}{a}x + i \frac{\alpha}{a} c_2 \sin \frac{\alpha}{a}x \right)$$

$$\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} = 2 \frac{\alpha^2}{a^2} e^{-\frac{\alpha}{a}x} \left(c_1 \sin \frac{\alpha}{a}x - i c_2 \cos \frac{\alpha}{a}x \right)$$

$$\frac{\partial^3 W}{\partial x^3} = -2 \frac{\alpha^3}{a^3} e^{-\frac{\alpha}{a}x} \left(c_1 \sin \frac{\alpha}{a}x - i c_2 \cos \frac{\alpha}{a}x - c_1 \cos \frac{\alpha}{a}x - i c_2 \sin \frac{\alpha}{a}x \right)$$

$$\frac{\partial^3 W}{\partial x^3} = -2 \frac{\alpha^3}{a^3} e^{-\frac{\alpha}{a}x} \left[c_1 \left(\sin \frac{\alpha}{a}x - \cos \frac{\alpha}{a}x \right) - i c_2 \left(\sin \frac{\alpha}{a}x + \cos \frac{\alpha}{a}x \right) \right]$$

determination des constantes d'intégration c_1 et c_2 :

la base du réservoir est supposée encastree sur le radier, on a donc :

$$\begin{cases} W(x=0) = 0 \\ \left(\frac{\partial W}{\partial x} \right)_{x=0} = 0 \end{cases}$$

$$* W(x=0) = 0 \Rightarrow c_1 + \frac{\gamma a^2 h}{D(1-\nu^2)} = 0 \Rightarrow c_1 = -\frac{\gamma a^2 h}{D(1-\nu^2)}$$

$$* \left(\frac{\partial W}{\partial x} \right)_{x=0} = 0 \Rightarrow -\frac{\alpha}{a} (c_1 - i c_2) - \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} = 0$$

$$\Rightarrow c_1 - i c_2 = -\frac{\gamma a^3}{\alpha D(1-\nu^2)}$$

$$\Rightarrow c_1 + \frac{\gamma a^3}{\alpha D(1-\nu^2)} = i c_2$$

$$\Rightarrow i c_2 = -\frac{\gamma a^2 h}{D(1-\nu^2)} + \frac{\gamma a^3}{\alpha D(1-\nu^2)} = \frac{\gamma a^2}{i D(1-\nu^2)} \left[-h + \frac{a}{\alpha} \right]$$

ce qui donne

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

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

Finalement, on a:

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

on sait que $\frac{K}{D} = \frac{E t^3}{12(1-\nu^2)} \cdot \frac{1-\nu^2}{E \cdot t} = \frac{t^2}{12}$

d'où $M_x = \frac{t^2 \alpha^2 \gamma}{6(1-\nu^2)} \cdot e^{-\frac{\alpha}{a}x} \left[-h \sin \frac{\alpha}{a}x + \left(h - \frac{a}{\alpha} \right) \cos \frac{\alpha}{a}x \right].$

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

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

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

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

$$T = K W'' = \frac{\partial M_x}{\partial x}$$

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

$$d'où \quad T = -\frac{t^2 \alpha^3 \gamma}{6a(1-u^2)} \cdot e^{-\frac{\alpha}{a}x} \left[h \left(\cos \frac{\alpha}{a}x - \sin \frac{\alpha}{a}x \right) + (h - \frac{a}{\alpha}) \left(\cos \frac{\alpha}{a}x + \sin \frac{\alpha}{a}x \right) \right]$$

Resumé :

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

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

$$T = -\frac{t^2 \alpha^3 \gamma}{6a(1-u^2)} e^{-\frac{\alpha}{a}x} \left[h \left(\cos \frac{\alpha}{a}x - \sin \frac{\alpha}{a}x \right) + (h - \frac{a}{\alpha}) \left(\cos \frac{\alpha}{a}x + \sin \frac{\alpha}{a}x \right) \right]$$

Application :

on remarquera que la valeur de γ (poids volumique de l'eau) est prescrite par le cahier des charges applicable au calcul des ouvrages:

reservoirs, et est égale à 1200 Kg/m^3 .

$$a = 17,87 \text{ m.}$$

$$t = 0,3 \text{ m.}$$

$$h = 5 \text{ m.}$$

$$u = 0,15$$

$$\delta = 1200 \text{ Kg/m}^3.$$

$$\underline{\alpha = 10,1}$$

$$M_x = 1878,4 e^{-0,565x} \cdot (-5 \sin 0,565x + 3,23 \cos 0,565x).$$

$$N_g = e^{-0,565x} (-107220 \cos 0,565x - 69279 \sin 0,565x) + 21444(5-x).$$

$$T_x = -1061,7 e^{-0,565x} (8,231 \cos 0,565x - 1,769 \sin 0,565x).$$

Efforts Cotes (m)	M_x (t.m/ml)	N_g (t/ml)	T_x (t/ml)
0,00	+ 6,067	0,00	- 8,738
0,50	+ 2,418	4,310	- 5,932
1,00	+ 0,054	13,224	- 3,623
1,50	- 1,296	22,394	- 1,875
2,00	- 1,907	29,314	- 0,655
2,50	- 2,025	32,833	+ 0,116
3,00	- 1,849	32,705	+ 0,541
3,50	- 1,526	29,229	+ 0,717
4,00	- 1,158	22,979	+ 0,731
4,50	- 0,810	14,614	+ 0,651
5,00	0,00	0,00	+ 0,527

2. Cas du réservoir vide. (action des terres).

quand le réservoir est supposé vide, il n'est soumis qu'à la poussée des terres. On supposera que le réservoir est entièrement enterré (hauteur totale de la paroi).

Les terres sont constituées d'un remblai argilo-gravilleux dont les caractéristiques sont généralement :

Δ : poids spécifique = 1700 à 2000 daN/m³.

c : cohésion = 0,1 à 0,3 KdaN/m².

φ : angle de frottement interne = 25° à 40°.

Les valeurs prises dans notre étude seront sécurisantes; le rapport de sol ne donnant pas les valeurs exactes. on a donc :

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

$$c = 0$$

$$\varphi = 30^\circ$$

le calcul des éléments de réduction se fera de la même manière que pour le cas du réservoir plein (poussée de l'eau).

avec $\gamma_t = K_a \cdot \Delta$ où K_a est le coefficient de poussée horizontale.

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

$$\varphi = 30^\circ$$

α : inclinaison de la paroi $\Rightarrow \alpha = 0^\circ$

$$\Rightarrow K_a = f(30^\circ; 0^\circ) = 0,27$$

$$\Rightarrow \gamma_t = 0,27 \cdot 2000 = 540 \text{ Kg/m}^3$$

$$t = 0,3 \text{ m}$$

$$h = 6 \text{ m}$$

$$a = 18,17 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \alpha = 4 \sqrt{\frac{3a^2(1-u^2)}{t^2}} = 10,184$$

donc $\alpha = 10,184$

d'où

$$M_x = 859,42 e^{-0,565x} \cdot \left(-6 \sin \frac{\alpha}{a} x + 4,216 \cos 0,565x \right)$$

$$N_g = 9811,8 e^{-0,565x} \cdot \left(-6 \cos 0,565x - 4,216 \sin 0,565x \right) + 9811,8(6-x)$$

$$T_x = -481,69 e^{-0,565x} \cdot \left(10,216 \cos 0,565x - 1,784 \sin 0,565x \right)$$

cote / eForts	M_x (t/m)	N_g (t/ml)	T_x (t/ml)
0,00	+3,623	0,000	-4,921
0,50	+1,555	2,564	-3,395
1,00	+0,188	8,017	-2,121
1,50	-0,614	13,891	-1,142
2,00	-0,999	18,730	-0,447
2,50	-1,101	21,821	+0,003
3,00	-1,029	22,967	+0,259
3,50	-0,866	22,285	+0,375
4,00	-0,670	20,058	+0,397
4,50	-0,480	16,630	+0,362
5,00	-0,313	12,342	+0,299
5,50	-0,180	7,489	+0,228
6,00	0,000	0,000	+0,160

Ferraillage horizontal des viroles : armatures en cercles.

On découpe la paroi en virole de 0,5m de hauteur.

On a donc un ferraillage approprié pour chaque virole.

On prendra des barres d'acier HA 10, 12 et 16 mm de diamètre avec respectivement $\bar{\sigma}_a = 2211 \text{ Kg/cm}^2$, $\bar{\sigma}_a = 2060 \text{ Kg/cm}^2$ et $\bar{\sigma}_a = 1848 \text{ Kg/cm}^2$.

étant donné que N_g se développe à mi-épaisseur de la paroi; le nombre d'armatures trouvé par les calculs sera divisé entre les côtes intérieures et extérieures de la paroi symétriquement.

- on prendra la contrainte de traction du béton, admissible, égale à 22 bars

les calculs sont dressés sur le tableau ci-dessous :

viros	h (m)	$F_i = \frac{Ng_i + Ng_{i+1}}{2}$ (t)	$A_i = \frac{F_i}{\rho_{11} a}$ (cm ²)	A choisie (cm ²)	l_{espace} (cm)	$G_{bM_i} = \frac{F_i}{100e + 15A_i}$ kg/cm ²
1	$0 \leq h \leq 0,5$	$F_1 = \frac{0,00 + 4,31}{2} = 2,16$	$A_1 = \frac{2160}{2244} = 0,98$	$2T10 + 2T10 = 3,14$	2×25	$\frac{2160}{100 \times 30 + 15 \times 3,14} = 0,7 < 22 \text{ bar}$
2	$0,5 \leq h \leq 1$	$F_2 = \frac{4,31 + 13,22}{2} = 8,76$	$A_2 = \frac{8760}{2060} = 4,25$	$2T12 + 2T12 = 4,52$	2×25	$\frac{8760}{100 \times 30 + 15 \times 4,52} = 2,85 < 22 \text{ b}$
3	$1 \leq h \leq 1,5$	$F_3 = \frac{13,22 + 22,39}{2} = 17,8$	$A_3 = \frac{17800}{1848} = 9,63$	$3T16 + 3T16 = 12,06$	3×16	$\frac{17800}{100 \times 30 + 15 \times 12,06} = 5,59 < 22 \text{ b}$
4	$1,5 \leq h \leq 2$	$F_4 = \frac{22,39 + 28,31}{2} = 25,84$	$A_4 = \frac{25840}{1848} = 13,98$	$4T16 + 4T16 = 16,08$	4×12	$\frac{25840}{100 \times 30 + 15 \times 16,08} = 7,97 < 22 \text{ b}$
5	$2 \leq h \leq 2,5$	$F_5 = \frac{29,31 + 32,83}{2} = 31,05$	$A_5 = \frac{31050}{1848} = 16,8$	$5T16 + 5T16 = 20,1$	5×10	$\frac{31050}{100 \times 30 + 15 \times 20,1} = 9,4 < 22 \text{ b}$
6	$2,5 \leq h \leq 3$	$F_6 = \frac{32,83 + 32,71}{2} = 32,75$	$A_6 = \frac{32750}{1848} = 17,72$	$5T16 + 5T16 = 20,1$	5×10	$\frac{32750}{100 \times 30 + 15 \times 20,1} = 9,91 < 22 \text{ b}$
7	$3 \leq h \leq 3,5$	$F_7 = \frac{32,71 + 29,23}{2} = 30,97$	$A_7 = \frac{30970}{1848} = 16,76$	$5T16 + 5T16 = 20,1$	5×10	$\frac{30970}{100 \times 30 + 15 \times 20,1} = 9,38 < 22 \text{ b}$
8	$3,5 \leq h \leq 4$	$F_8 = \frac{29,23 + 22,98}{2} = 26,1$	$A_8 = \frac{26100}{1848} = 14,13$	$4T16 + 4T16 = 16,08$	4×12	$\frac{26100}{100 \times 30 + 15 \times 16,08} = 8,05 < 22 \text{ b}$
9	$4 \leq h \leq 4,5$	$F_9 = \frac{22,98 + 14,61}{2} = 18,79$	$A_9 = \frac{18790}{1848} = 10,17$	$3T16 + 3T16 = 12,06$	3×16	$\frac{18790}{100 \times 30 + 15 \times 12,06} = 5,9 < 22 \text{ b}$
10	$4,5 \leq h \leq 5$	$F_{10} = \frac{14,61 + 0,00}{2} = 7,3$	$A_{10} = \frac{7300}{2060} = 3,54$	$2T12 + 2T12 = 4,52$	2×25	$\frac{7300}{100 \times 30 + 15 \times 4,52} = 2,38 < 22 \text{ b}$

Verification des contraintes de compression dans les viroles.

viroles	$F_i' = (N_i + N_{i+1})/2$ (t)	$\sigma_{b_i}' = F_i'/100e$ kg/cm^2
1	$(0 + 2,56)/2 = 1,28$	0,426
2	$(2,56 + 8,017)/2 = 5,28$	1,76
3	$(8,017 + 13,89)/2 = 10,95$	3,65
4	$(13,89 + 18,73)/2 = 16,31$	5,44
5	$(18,73 + 21,82)/2 = 20,275$	6,76
6	$(21,82 + 22,97)/2 = 22,39$	7,46
7	$(22,97 + 22,28)/2 = 22,63$	7,54
8	$(22,28 + 20,06)/2 = 21,17$	7,06
9	$(20,06 + 16,63)/2 = 18,35$	6,12
10	$(16,63 + 12,34)/2 = 14,49$	4,83
11	$(12,34 + 7,49)/2 = 9,92$	3,31
12	$(7,49 + 0)/2 = 3,75$	1,25

les contraintes de compression dans le béton étant très inférieures à la contrainte admissible du béton à la compression, donc le béton suffit largement à reprendre ces contraintes.

Ferraillage vertical

le ferraillage longitudinal de la paroi se fera selon les moments maximaux (positifs ou négatifs).

la section est soumise à la flexion composée, elle sera calculée selon la méthode de pierre Charon.

* Poussée de l'eau.

$$M_{\max} (\text{positif}) = 6,07 \text{ t.m.}$$

$$M_{\max} (\text{négatif}) = -2,03 \text{ t.m.}$$

* Poussée des terres

$$M_{\max} (\text{positif}) = 3,62 \text{ t.m.}$$

$$M_{\max} (\text{négatif}) = -1,1 \text{ t.m.}$$

P

$M^{\pm} \max$	Poussée de l'eau	Poussée des terres
$M > 0$ (t.m)	6,07	+ 1,1
$M < 0$ (t.m)	- 2,03	- 3,62

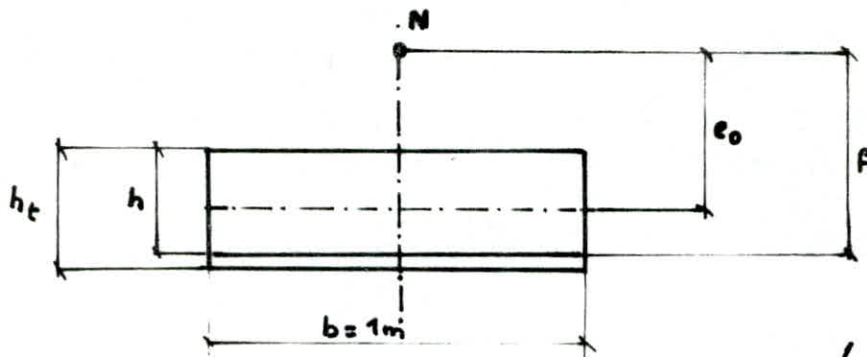
Effort normal maximum:

$$N = 5,71 \text{ t/ml}$$

une section élémentaire de la paroi sera sollicitée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} M = 6,07 \text{ t.m / ml} \\ N = 5,71 \text{ t / ml.} \end{array} \right.$$

cette section sera calculée en flexion composée par la méthode de Pierre Charon



e_0 : excentricité

f : flèche

$h_t = 30$ cm

$h = h_t - d = 30 - 5 = 25$ cm

$b = 100$ cm

Remarque: on étudiera la section comme si elle ne présentait pas de courbure.

Ferrailage

$$* e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6,07}{5,71} = 1,06 \text{ m} = 106 \text{ cm}$$

*

$$* e = \frac{h_t}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \quad \text{bien que } e_0 > e \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée}$$

$$* \bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}_b \quad \text{puisque } e_0 > e \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 2 \times 75 = 150 \text{ bars.}$$

$$* f = e_0 + \frac{h_t}{2} - d = 106 + \frac{30}{2} - 5 = 116 \text{ cm.}$$

* on calcule la section comme si elle était soumise à une flexion simple avec un moment fictif $M_f = N \cdot f$, on a donc $M_f = 5,76 \times 1,16 = 6,62 \text{ tm/ml.}$

* les aciers utilisés sont des $\phi 20$, on a alors $\bar{\sigma}_a = 1704 \text{ kg/cm}^2$.

$$* \alpha = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 150}{15 \times 150 + 1704} = 0,57 \quad \Rightarrow \gamma = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,81$$

* moment résistant du béton :

$$M_{rb} = 0,5 \cdot \alpha \cdot \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h^2 = 0,5 \times 0,57 \times 0,81 \times 150 \times 100 \times 25^2 = 21,64 \text{ t.m.}$$

* ce moment résistant du béton est supérieur au moment extérieur sollicitant la section, le béton suffit donc seul à reprendre les contraintes de compression, nous n'aurons pas besoin d'armatures comprimées $\Rightarrow A' = 0$

* calcul des Aciers.

A_s : acier en Flexion simple.

A_c : acier en Flexion composée.

$$\text{on a } A_s = \frac{M_f}{\gamma \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{6,62 \cdot 10^5}{0,81 \cdot 25 \cdot 1704} = 19,18 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } A_c = A_s - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 19,18 - \frac{5710}{1704} = 15,83 \text{ cm}^2$$

Ferrailage et choix des aciers

h (m)	M (t.m)	N (t)	e_0 (cm)	f (cm)	M_f (t.m)	M_{rb} (t.m)	A (cm ²)	A:choisie (cm ²)	A' (cm ²)
0	6,07	5,71	106	116	6,62	21,64	15,83	6HA20 18,84	0
0	-3,62	5,71	63,4	73,4	4,19	20,63	7,56	6HA14 9,23	0
2,4	1,1	3,81	28,9	38,9	1,48	19,65	1,50	6HA10 4,71	0
2,4	-2,03	3,81	53,3	63,3	2,41	19,65	3,52	6HA10 4,71	0

. On mettra des épingles (T8) : 4T8/m² placées de façon à former un losange pour maintenir les barres verticales.

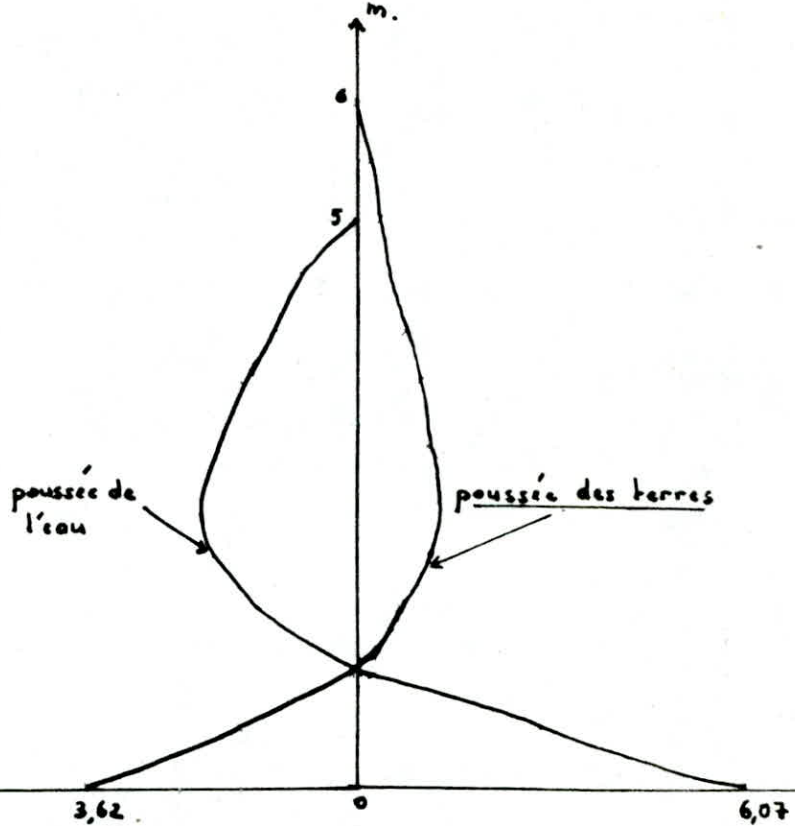
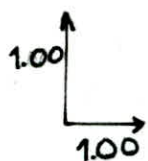


diagramme des moments (M_x)

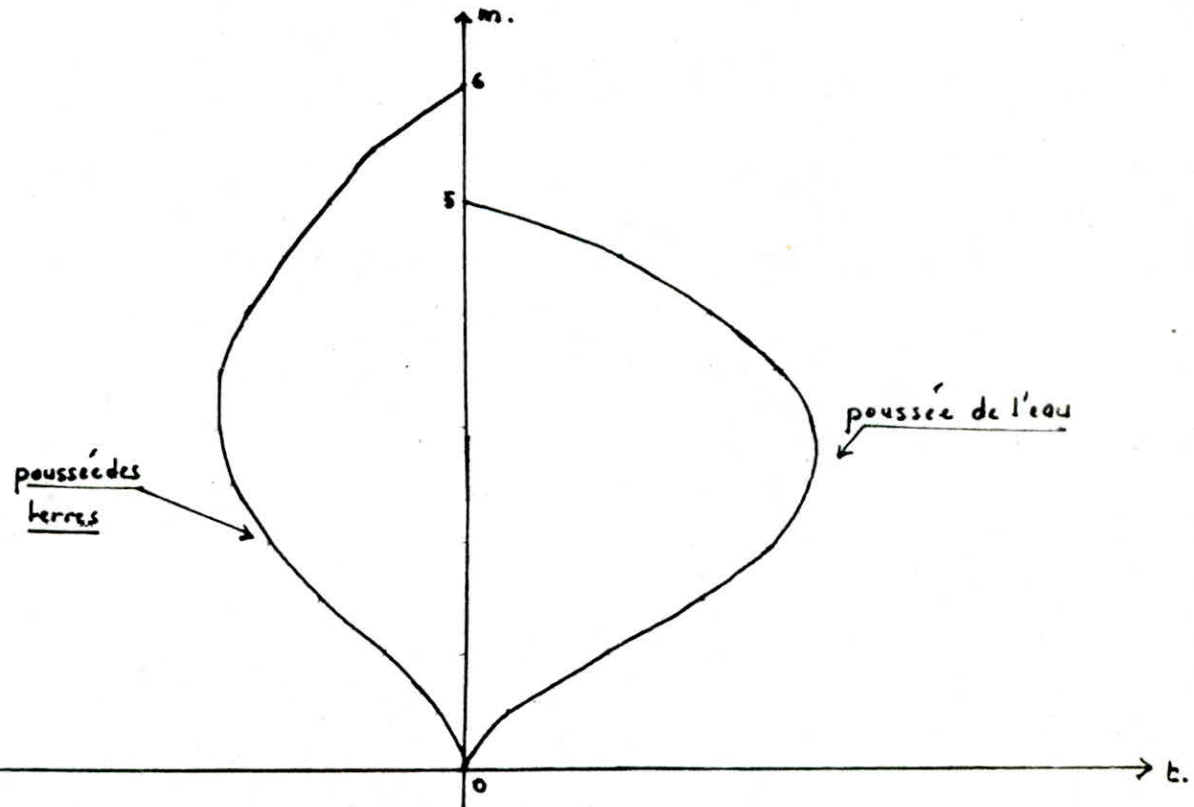
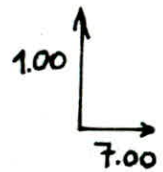


diagramme des poussées (N_q)

Verifications des contraintes (methode Pierre charon)

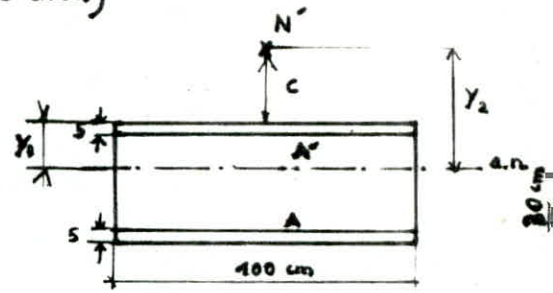
nous designerons par c : la distance du point de passage N' de la résultante des forces extérieures à l'arête la plus comprimée.

y_2 : la distance de l'axe neutre à N'

conventions: lorsque N est un effort de compression, c sera considéré comme positif si N' tombe à l'intérieur de la section, et comme négatif dans le cas contraire.

y_2 sera considéré comme positif.

dans ces conditions les contraintes pourront être obtenues à l'aide des formules suivantes:



$$e = \frac{c}{h} ; \quad \delta' = \frac{d'}{h} ; \quad \bar{w}' = \frac{100 A'}{bh} ; \quad \bar{w} = \frac{100 A}{bh}$$

$$p = 3 \left\{ e^2 + 0,3 [\bar{w}'(e - \delta') - \bar{w}(1 - e)] \right\} ; \quad q = 2 \left\{ e^3 + 0,45 [\bar{w}'(e - \delta')^2 + \bar{w}(1 - e)^2] \right\}$$

$$\alpha_1^3 = p \alpha_1 + q ; \quad y_2 = \alpha_1 h ; \quad y_1 = y_2 + c$$

$$S = \frac{b y_1^2}{2} + 15 [A'(y_1 - d') - A(h - y_1)] ; \quad K = N/S$$

$$\sigma'_b = K y_1 ; \quad \sigma'_a = 15K \quad \sigma_a = 15K(h - y_1).$$

* Vérification

$$A = 6 \times 14 \times 20 = 1680 \text{ cm}^2$$

$$d = d' = 5 \text{ cm.}$$

$$A' = 6 \times 14 \times 4 = 336 \text{ cm}^2$$

$$\frac{M}{N'} = \frac{6,07 \cdot 10^5}{5,71 \cdot 10^3} = 106,3 \text{ cm}$$

$$e_0 = 106,3 \text{ cm}$$

$$c = e_0 - h/2 = 106,3 - 15 = 91,3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad c = -91,3 \text{ cm.}$$

$$e = \frac{c}{h} = \frac{-91,3}{25} = -3,65 ; \quad \delta' = d'/h = 5/25 = 0,2$$

$$\bar{w} = 100 \cdot 1680 / 100 \cdot 25 = 0,7536$$

$$\bar{w}' = 100 \cdot 336 / 100 \cdot 25 = 0,3692$$

$$p = 3 \left[(-3,65)^2 + 0,3 \left[0,3692 (-3,65 - 0,2) - 0,7536 (1 + 3,65) \right] \right] = 35,58$$

$$p = 35,58$$

$$q = 2 \left[(-3,65)^3 + 0,45 \left[0,3692 (-3,65 - 0,2)^2 + 0,7536 (1 + 3,65)^2 \right] \right] = -77,82$$

$$q = -77,82$$

$$\alpha_1^3 = p\alpha_1 + q \quad \Rightarrow \quad \alpha_1^3 = 35,58\alpha_1 + (-77,82)$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 4,03888$$

$$y_2 = \alpha_1 h = 4,03888 \times 25 = 100,97 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_2 + c = 100,97 - 91,3 = 9,667$$

$$s = \frac{100}{2} \times (9,667)^2 + 15 \left[9,23 (9,667 - 5) - 18,84 (25 - 9,667) \right] = 985,961 \text{ cm}^3$$

$$k = N/s = 5710 / 985,961 = 5,791$$

$$\sigma'_b = 5,791 \times 9,667 = 55,98 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 15 \times 5,791 \times (25 - 9,667) = 1331,95 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 1704 \text{ kg/cm}^2$$

pour les autres cas les resultats sont dressés sur le tableau ci-dessous

Remarque: le RPA (art. 4.3.3.3) donne pour pourcentage minimum des armatures verticales sur toutes la zone tendue : 0,5% : on prendra donc 7HA12/ml au lieu de 6HA10/ml.

h (m)	α_1	S (cm ³)	K (kg/cm ²)	σ'_b (kg/cm ²)	σ'_a (kg/cm ²)	σ_a (kg/cm ²)
0,0	4,0388	985,961	5,791	55,98	86,86 < 1943 kg/cm ²	1336 < 1704 kg/cm ²
0,0	2,2340	1040,55	5,487	40,89	82,3 < 1704 kg/cm ²	1440 < 1943 kg/cm ²
2,4	0,8518	1684,95	2,261	16,786	33,92 < 2211 kg/cm ²	596,15 < 2211 kg/cm ²
2,4	1,7826	742,98	5,128	32,225	76,92 < 2211 kg/cm ²	1439,61 < 2211 kg/cm ²

verification de l'effort tranchant

$$T_{\max} = 8,74t.$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{8,74 \cdot 10^3}{100 \times \frac{7,95}{8}} = 3,995 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 2,5 \bar{\sigma}_b = 2,5 \times 6,25 = 15,62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 3,995 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 15,62 \text{ Kg/cm}^2.$$

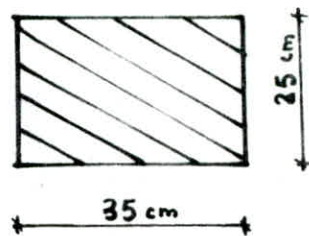
donc: l'effort tranchant est verifié

POTEAUX

DALLE

ANNULAIRE

calcul du poteau



* poids total couple (B.A):

$$P_c = 165t = 660 \times 2,5 \times 0,1 = 165t$$

* poids total isolation:

$$P_{iso} = 0,04 \times 660 = 26,4t$$

* poids total surcharge:

$$P_{sur} = 1,2 \times 0,1 \times 660 = 79,2t$$

* poids total ceinture:

$$P_{ce} = 0,6 \times 0,35 \times 2\pi \times 14 \times 2,5 = 46,18t$$

* poids total de la dalle:
(revenant aux poteaux)

$$P_d = 1,85 \times 0,15 \times 2\pi \times 15,1 \times 2,5 = 65,82t$$

* poids du poteau:

$$P_p = 0,25 \times 0,35 \times 5,55 \times 2,5 = 1,22t$$

* poids du revet poteau:

$$P_{rev} = 0,04 \times (2 \times 0,25 + 2 \times 0,35) \times 5,55 = 0,26t$$

$$d'où N' = (165 + 26,4 + 79,2 + 46,18 + 65,82) / 20 + 1,22 + 0,26 = 20,6t$$

$$l_c = 0,5 l_0 = 0,5 \times 5,55 = 2,775 \text{ m.} \quad (\text{poteau encasté à la ceinture et au radier})$$

$$\frac{l_c}{a} = \frac{2,775}{0,25} = 11,1 < 14 \Rightarrow \text{notre pièce est courte (sans flambement).}$$

Ferrailage

on utilise des aciers HA20 $\phi \leq 20$. FEA 40 $\Rightarrow \bar{\sigma}_a' = \frac{2}{3} \sigma_{en}' = \frac{2}{3} 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{b_0}' = 76,5 \text{ kg/cm}^2 \quad B' = 0,25 \times 0,35 = 0,0875 \text{ cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_{b_0}' = 76,5 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_{a'} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b_0}' = \bar{\sigma}_{b_0}' = 76,5 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma_{a'} = 15 \times 76,5 = 1147,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{a'}$$

$$A' = \frac{1}{15} \left[\frac{20,6 \cdot 10^3}{76,5} - 25 \times 35 \right] = -40,4 \text{ cm}^2$$

le résultat montre que nous n'avons pas besoin d'armatures, mais on adopte la section minimale A_{min} imposée par le c.c.B.A 68.

$$A_{min} = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \frac{N'}{\bar{\sigma}_{b_0}'}$$

$$\theta_1 = 1$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{e_c}{40 - 2e} = 1 + \frac{2,775}{40 - 2 \times 0,04} = 4,016 \quad e: \text{enrobage des aciers} = 4 \text{ cm}$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{4120} = 1,524$$

$$A_{min} = \frac{1 \times 4,016 \times 1,524 \times 1,25 \times 20,6 \cdot 10^3}{1000 \times 76,5} = 2,06 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2,06 \text{ cm}^2. \Rightarrow 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Toutefois le RPA 81 (p.60) exige un minimum d'armatures de 1% de la section du béton. (1% en zone II avec $\Phi_{min} = 14 \text{ mm}$)

donc 1% de $25 \times 35 = 8,75 \text{ cm}^2$ nous prendra pour le ferrailage longitudinal $6HA14 = 9,23 \text{ cm}^2$.

Armatures transversales

$$\text{espacement: } \begin{cases} t \leq \min(10\Phi, 15\text{cm}) & \text{zone nodale.} & t \leq 14 \text{ cm} \\ t \leq 12\Phi_{min} & \text{zone courante.} & t \leq 16,8 \text{ cm} \end{cases}$$

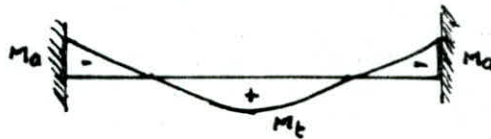
nous adopterons des cadres $\Phi 10$ espacés de 15 cm

CALCUL DALLE :

La dalle n'est soumise qu'à son poids propre, et à une surcharge majorée de 20%.

$$q = q_p + q_{nw} + q_{sur} = 0,375 + 0,04 + 0,1 = 0,515 \text{ t/ml.}$$

La dalle est encastree dans la ceinture et la paroi, notre schema statique est donc :



$$. M_a = q l^2 / 12 = 0,515 \times (3,7)^2 / 12 = 0,588 \text{ t.m}$$

$$. M_t = q l^2 / 24 = 0,515 \times (3,7)^2 / 24 = 0,294 \text{ t.m.}$$

on utilisera la methode de Pierre Charron pour le calcul. $\bar{\sigma}_a = 1731 \text{ Kg/cm}^2$ (HA10)

$$. \alpha = 15 \bar{\sigma}_b' / (15 \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a) = 15 \cdot 150 / (15 \times 150 + 1731) = 0,565 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,81.$$

$$. \text{moment resistant du beton: } M_{rb} = \frac{1}{2} \alpha \gamma \bar{\sigma}_b' \cdot b h^2 = 0,5 \cdot 0,565 \cdot 0,81 \cdot 150 \cdot 100 \cdot 12^2 = 4,94 \text{ t.m}$$

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

$$. \mu = \frac{n M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \times 0,588 \cdot 10^5}{1731 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0,0353.$$

$$\left. \begin{array}{l} . \epsilon_a = 0,9196 \\ . K_a = 47,2 \end{array} \right\} \text{ (abaques - P. Charron)}$$

$$. \text{d'où } A_a = 0,588 \cdot 10^5 / (0,9196 \cdot 12 \cdot 1731) = 3,1 \text{ cm}^2$$

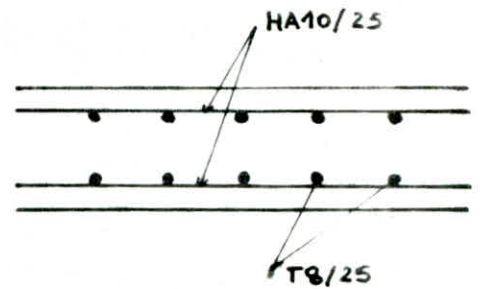
$$. \sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{1731}{47,2} = 36,67 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$. \text{on prendra donc } 4 \text{ HA10/ml} = 3,14 \text{ cm}^2$$

pour la section en travée on adoptera le même ferrailage

armatures encercées : $A' \geq \frac{A}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$

on prendra des TB tel que : $4 \text{ TB/ml} = 2,01 \text{ cm}^2$.



Condition de non Fragilité :

la condition sur la section d'armatures nécessaires est :

$$A \geq \max \left\{ A_0, \min(A_1, A_2) \right\}$$

A_0 : section d'acier trouvée $\rightarrow A_0 = 3,14 \text{ cm}^2$.

A_1 : section d'acier majorée de 20% $\rightarrow 3,77 \text{ cm}^2$

$$A_2 : \text{section telle que : } \frac{A_2}{bh} = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \Rightarrow A_2 = 0,69 \cdot bh \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 12 \times \frac{6,25}{4200}$$
$$A_2 = 1,23 \text{ cm}^2$$

on a donc : $A \geq \max \left\{ 3,14 ; \min(3,77 ; 1,23) \right\} = 3,14 \text{ cm}^2$

$A \geq 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Ouvertures dans la dalle

Dans la dalle il existe 3 trous-d'hommes, pour le nettoyage. le béton y résistant seul à la compression, un ferrailage de principe suffit, et consistera à lever les barres de la dalle.

ETUDE

HYDRODYNAMIQUE

Hypothese :

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 extérieure. le système fluide-réservoir constitue alors une masse unique du point de vue dynamique.

Par contre, dans le cas des réservoirs partiellement remplis, l'excitation extérieure met en mouvement une partie du fluide, ce qui engendre la formation de "vagues" en surface.

NEWMARK a démontré, qu'il suffisait d'un manque 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.

Par ailleurs la dissipation d'énergie due à la viscosité du fluide dans les réservoirs sera négligée.

- le liquide sera considéré incompressible.
- on considèrera que le réservoir est rigidement lié au sol de fondation, ce qui lui confère la même accélération que celle du sol.

Méthode de calcul

- a) méthode de JACOBSEN.
- b) " " HUNT et PRIESTLY
- c) " " HOUZNER

ces trois méthodes considèrent des hypothèses différentes selon la dépendance de la surpression dynamique par rapport au temps.

* pour les réservoirs dont le rapport h/R n'atteint pas la valeur 1,5, les résultats donnés par ces méthodes sont plus ou moins comparables.

On appliquera la méthode de HOUZNER qui est plus simple, mais pour les réservoirs dont $\frac{h}{R} > 1,5$, cette méthode donne des résultats approchés à 10% près.

Méthode de HOUZNER

On décompose l'action du liquide en deux actions principales :

- une action passive qui provoque des efforts d'impulsion.
- une action active qui provoque des efforts d'oscillations.

les efforts d'impulsions résultent du fait qu'une partie de la masse du fluide (masse passive) réagit en inertie à la translation des parois du réservoir. le système mécanique équivalent est obtenu en considérant une masse W_i , rigidement liée au réservoir à une hauteur h_i , de façon qu'elle exerce les mêmes efforts horizontaux que la masse d'eau équivalente sur les parois.

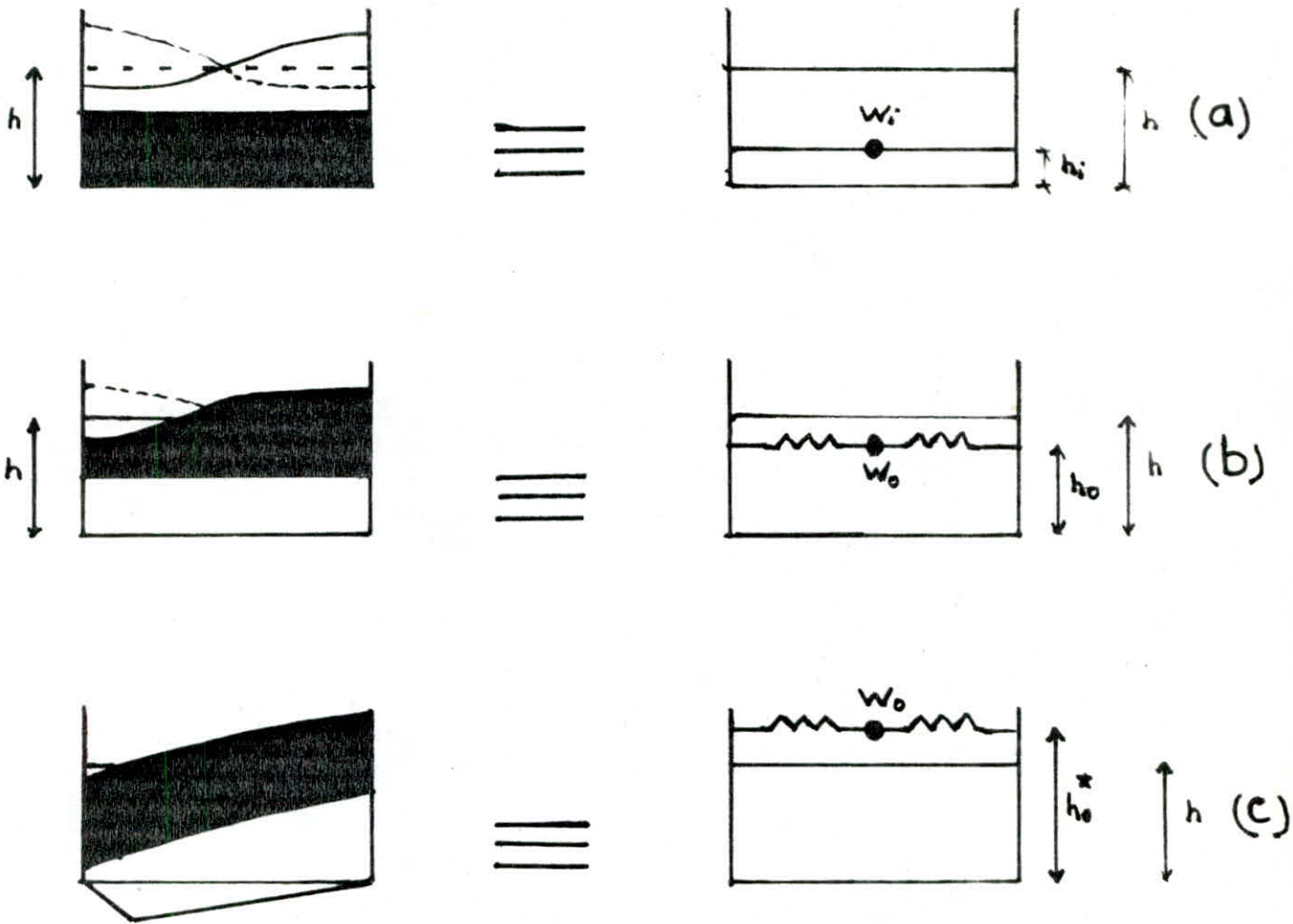
la fig (1a) définit le système équivalent des efforts d'impulsions seulement.

Quand aux efforts d'oscillations, ils sont engendrés par une autre partie de la masse du fluide (masse active) en mouvement d'oscillations sous l'action du seisme.

le système mécanique équivalent s'obtient en considérant n masses W_{on} retenues par des ressorts de raideurs K_n à des niveaux h_{on} ou h_{on}^* , dont les oscillations horizontales exercent les mêmes efforts vibratoires que la masse d'eau active.

2 cas sont à considérer :

- seules les actions sur les parois sont prises en compte pour le calcul du moment de flexion, dans ce cas les masses W_{on} sont appliquées à un niveau h_{on} fig(1b)
- les actions de surpression sur le fond du réservoir sont prises en compte pour le calcul du moment de renversement, dans ce cas les masses W_{on} sont appliquées à un niveau h_{on}^* fig(1c)



réservoirs cylindres.

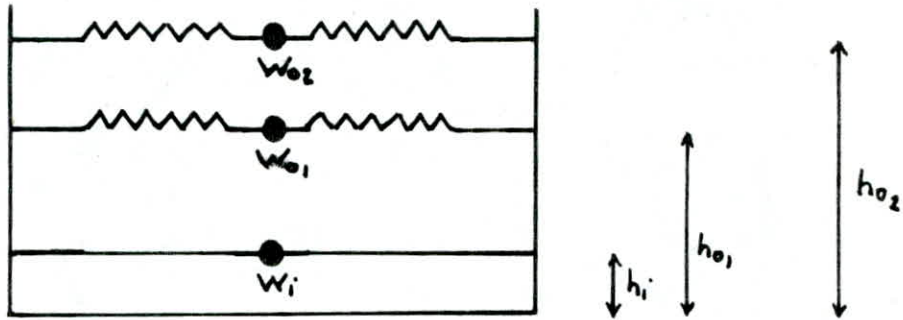
systemes physiques et
systemes mécaniques
équivalents.

Fig. 1.

- a) équivalent mécanique des pressions d'impulsion.
 b) " " des pressions d'oscillation : action sur les parois.
 c) " " " " : action sur les parois et sur
 le fond du réservoir.

le modèle équivalent aux deux types d'actions que l'on a et que l'on retiendra
 sera ainsi celui de la Fig (2).

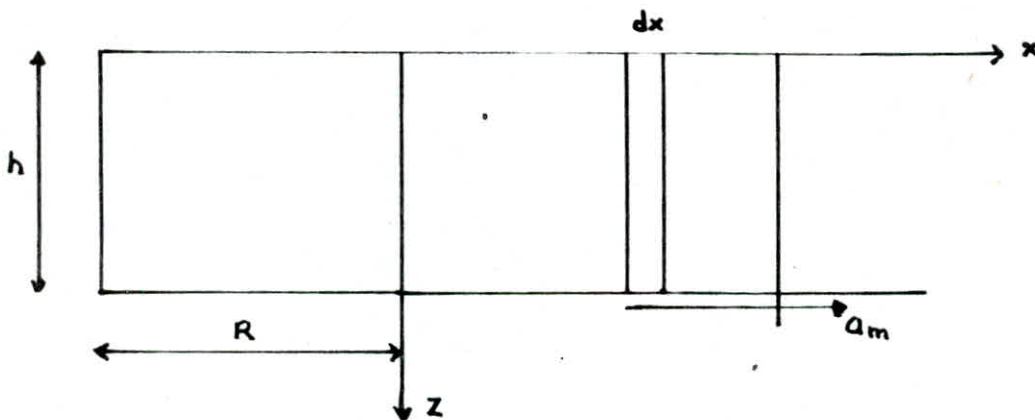
Fig.(2).



Modèle à une masse passive (w_i) (impulsion) et deux masses actives w_{o1} et w_{o2} (oscillation).

Principe de calcul

1) actions d'impulsion



Réservoir cylindrique soumis à une accélération maximum a_m .

l'expression de la pression hydrodynamique s'exerçant sur les parois du réservoir, en utilisant le principe fondamental de la dynamique, et en tenant compte de la 3^{ème} hypothèse, est:

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

avec $v = \frac{a_m \operatorname{ch} \sqrt{3} z/h}{\operatorname{sh} \sqrt{3} R/h}$

: la vitesse du liquide dans la direction ox .

on a alors $P = -\rho \cdot a_m \cdot h \sqrt{3} \left[\frac{z}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{z}{h} \right)^2 \right] h \sqrt{3} R$.

en intégrant, on aura la résultante des pressions hydrodynamiques horizontales d'impulsion : $P_i = a_m \cdot W_i$.

2) actions d'oscillation

On considère les mêmes hypothèses que précédemment en exprimant : d'une part, l'énergie potentielle acquise sous l'effet des vagues en surface ; d'autre part l'énergie cinétique du système.

on établit l'expression de la distribution des surpressions hydrodynamiques, en fonction de θ : coordonnée angulaire.

$$P = \rho \frac{R^5}{3} \cdot \frac{\sqrt{27}}{8} \cdot \left(1 - \frac{\cos^2 \theta}{3} - \frac{\sin^2 \theta}{2} \right) \cdot \cos \theta \cdot \frac{\operatorname{ch} \sqrt{27/8} \cdot (h-z)/R}{\operatorname{sh} \sqrt{27/8} h/R} \cdot \phi_0 \omega_0^2 \cdot \sin \omega_0 t$$

avec $T = K_T \sqrt{h}$

et $\omega_0 = 2\pi/T$

K_T : donné par la courbe en fct de h/R .

(ouvrage "conception des structures soumises aux séismes" p. 111)

$$\phi = \phi_0 \cdot \frac{\operatorname{sh} \sqrt{27/8} (h-z)/R}{\operatorname{sh} \sqrt{27/8} h/R} \cdot \sin \omega_0 t$$

ϕ : angle d'oscillation à la côte $z=0$.

$\int P d\theta dz \Rightarrow P_0 = 1,2 W_0 \cdot g \cdot \phi_0 \sin \omega_0 t$: résultante des pressions hydrodynamiques horizontales d'oscillation.

avec ϕ_0 : angle max d'oscillation (à $z=0$)

Pour $\sin \omega_0 t = 1$, P_0 prend la valeur maximum qui est:

$$P_0 = 1,2 \cdot W_0 \cdot g \cdot \phi_0 \quad g: \text{accélération de la pesanteur.}$$

ϕ_0 : étant exprimé en fonction du spectre d'accélération.

$$\phi_0 = 1,534 \frac{S_1}{R} \operatorname{th} \left(1,84 \frac{h}{R} \right)$$

$$\text{où } S_1 = \frac{\alpha a_m}{\omega_0^2}$$

α : étant donné par la courbe de réponse d'une oscillation simple en fonction de la fréquence et de l'amortissement.

* les oscillations d'eau admettent une hauteur max: notée d_{\max}

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

- Application :

1°) Calcul du poids du réservoir (sans l'eau).

* coupole : $W_{cp} = 257,4 \text{ t}$

* ceinture : $0,6 \times 0,35 \times 2,5 \times 2\pi \times 18,045 : W_c = 59,5 \text{ t}$

* dalle : BA: $0,15 \times 4,2 \times 2\pi \times \left(\frac{18,37 + 14,175}{2} \right) \times 2,5 \Rightarrow W_D = 161,1 \text{ t}$

: revet: $0,04 \times \pi (18,37^2 - 14,175^2) = 17,16 \text{ t} \Rightarrow W_{rev} = 17,16 \text{ t}$

: surch: $0,1 \times \pi (18,37^2 - 14,175^2) = 42,8 \text{ t} \Rightarrow W_{sur} = 42,8 \text{ t}$

$$* \text{ poteaux: } 20 \times 5,55 \times 0,25 \times 0,35 \times 2,5 = 24,3 \text{ t}$$

$$* \text{ paroi: BA: } 0,3 \times 6 \times 2\pi \times 18,02 \times 2,5 = 509,5 \text{ t}$$

$$\text{enduit: } 0,04 \times 6 \times 2\pi \times 17,87 = 26,9 \text{ t}$$

$$* \text{ gousset: } \frac{0,15 \times 0,5}{2} \times 2\pi \times (17,87) \times 2,5 = 10,5 \text{ t}$$

$$W_r = W_{cp} + W_c + W_{D+rev+sur} + W_p + W_{paroi} + W_{gou} = 1109,2 \text{ t}$$

$$W_r = 1109,2 \text{ t}$$

2°) calcul du poids de l'eau.

$$W_e = \rho \pi R^2 h = 1,2 \cdot \pi \cdot (17,87)^2 \cdot 5 = 6020 \text{ t}$$

$$W_e = 6020 \text{ t}$$

3°) poids total

$$W_t = W_r + W_e = 1109,2 + 6020 = 7129,2 \text{ t}$$

$$W_t = 7129,2 \text{ t}$$

4°) calcul de la masse inerte.

$$W_i = W_e \cdot \frac{th(\sqrt{3}R/h)}{\sqrt{3}R/h} + W_r = 2081,7 \text{ t}$$

$$W_i = 2081,7 \text{ t}$$

5°) calcul de la masse oscillante.

$$W_0 = W_e \cdot 0,318 \cdot \frac{R}{h} \cdot \text{th}\left(1,84 \frac{h}{R}\right) = 3241 \text{ t}$$

$$W_0 = 3241 \text{ t}$$

I Actions d'impulsion.

* calcul de la résultante des pressions hydrodynamiques horizontales d'impulsion.

$$P_i = a_m W_i \quad \text{avec } a_m = A B D Q$$

on définit les coefficients A, B, D, Q comme suit :

A : coefficient d'accélération de zone RPA p. 27

$$\left. \begin{array}{l} \text{zone II} \\ \text{groupe d'usage I} \end{array} \right\} \rightarrow A = 0,25 \cdot g.$$

B : facteur de comportement de la structure

$$\text{catégorie B} \rightarrow B = 1/2 \quad \text{RPA 81. p. 35}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = 1 \quad \text{avec } \beta = 0,5\%$$

Q : facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0,1 + 0,1 = 1,2$$

$$Q = 1,2$$

$$\text{d'où } a_m = A.B.D.Q \cdot g = 0,25 \times 1/2 \times 1 \times 1,2 \times 9,81 = 1,47 \text{ m/s}^2$$

$$a_m = 1,47 \text{ m/s}^2$$

$$P_i = a_m W_i = 1,47 \times 2081,7 = 3060,1 \text{ } 10^3 \text{ N.} = 306 \text{ t}$$

$$P_i = 306 \text{ t.}$$

$$\text{par ml, on a } P_i/\text{ml} = \frac{306}{2\pi \cdot 17,87} = 2,73 \text{ t/ml}$$

1°) calcul du moment de flexion dû à P_i (M_{F_i}).
(pression sur le fond exclue)

$$M_{F_i} = P_i \cdot h_i \quad h_i = \frac{3}{8} h = 1,875 \text{ m}$$

$$\text{d'où } M_{F_i} = 573,75 \text{ t.m.}$$

2°) calcul du moment de renversement dû à P_i (M_{R_i}).
(pression sur le fond incluse)

$$M_{R_i} = P_i \cdot h'_i \quad \text{avec } h'_i = \frac{h}{8} \left[\frac{4\sqrt{3} R/h}{\text{th}(\sqrt{3} R/h)} - 1 \right] = 14,85 \text{ m.}$$

$$M_{R_i} = 4544,1 \text{ t.m.}$$

II Actions d'oscillation.

$$\text{où } P_o = 1,2 \cdot W_o \cdot g \cdot \phi_o \quad \text{avec } \phi_o = 1,534 \cdot \frac{\delta_1}{R} \cdot \text{th} \left(1,84 \frac{h}{R} \right)$$

$$\text{et } \delta_1 = \frac{\alpha a_m}{\omega_o^2}$$

$$\text{Période : } T = K_T \sqrt{h} = 2,2 \sqrt{5} = 4,92 \text{ s.}$$

$$\text{Pulsation : } \omega_0 = 2\pi/T = 1,28 \text{ rd/s.}$$

$$\text{Fréquence : } f = 1/T = 0,203 \Rightarrow \alpha = 0,20$$

$$\text{donc } \delta_1 = \frac{0,2 \times 1,47}{1,28^2} = 0,179$$

$$\text{d'où } \phi_0 = 0,007$$

$$\Rightarrow P_0 = 1,2 \times 3241 \times 9,81 \times 0,007 = 267,07 \text{ } 10^3 \text{ N} = 26,71 \text{ t}$$

$$P_0 = 26,71 \text{ t}$$

$$P_0 / \text{ml} = \frac{26,71}{2\pi \cdot 17,87} = 0,238 \text{ t/ml}$$

1°) calcul du moment de flexion dû à P_0 (M_{F_0})
(pression sur le Fond exclue)

$$M_{F_0} = P_0 \cdot h_0 \quad \text{avec } h_0 = \left[1 - \frac{eh(1,84h/R) - 1}{1,84h/R \cdot sh(1,84h/R)} \right] \cdot h = 2,55 \text{ m}$$

$$M_{F_0} = 26,71 \cdot 2,55 = 68,11 \text{ t.m.}$$

$$M_{F_0} = 68,11 \text{ t.m.}$$

2°) calcul du moment de renversement dû à P_0 (M_{R_0})
(pression sur le Fond incluse)

$$M_{R_0} = P_0 \cdot h'_0 \quad \text{avec } h'_0 = \left[1 - \frac{eh(1,84h/R) - 2,01}{1,84h/R \cdot sh(1,84h/R)} \right] \cdot h = 20,79 \text{ m}$$

$$M_{R_0} = 26,71 \cdot 20,79 = 555,3 \text{ t.m.}$$

$$M_{R_0} = 555,3 \text{ t.m.}$$

la hauteur max des oscillations d_{\max} est :

$$d_{\max} = 0,33 \text{ m.} \quad \text{or on a une hauteur de securité de } 1 \text{ m à respecter}$$

donc $d_{\max} < 1 \text{ m.}$

III Résultats Finaux

$$T_{\max} = P_i + P_o$$

- effort tranchant max : $T_{\max} = 332,71 \text{ t.}$
- moment de flexion max : $M_{\beta}^{\max} = M_{\beta_i} + M_{\beta_o} = 641,86 \text{ t.m.}$
- moment de renversement max : $M_n^{\max} = M_{n_i} + M_{n_o} = 5099,4 \text{ t.m.}$

IV Verification à la stabilité

moment de stabilité : $M_{st} = W_r \cdot R_{ext}$ W_r : masse du reservoir vide

$$M_{st} = 1109,2 \times 18,17 = 20154,2 \text{ t.m.} \quad R_{ext}: \text{ rayon exterieur}$$

coefficient de securité : si le coefficient de securité s est supérieur à 1,5
alors la stabilité est vérifiée.

$$s = \frac{M_{st}}{M_n} = \frac{20154,2}{5099,4} = 3,95 > 1,5 \rightarrow \text{stabilité vérifiée.}$$

V Verification de la section d'encastrement (section: liaison paroi-radier)

cette section est la plus dangereuse, étant la plus sollicitée sous l'effet hydrodynamique de l'eau. On la vérifiera au cisaillement et à la flexion.

1°) Verification au cisaillement

$$\tau_b = \frac{1,4T}{S}$$

$$S = \pi(R^2 - r^2) = 34 \text{ m}^2$$

R: rayon exterieur

r: rayon interieur

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 332,71}{34} = 13,69 \text{ t/m}^2 = 1,369 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{\tau}_b = 0,12 \times \sigma'_{28} = 0,12 \times 306 = 36,72 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{RPA89 p.64.}$$

on a bien $\tau_b < \bar{\tau}_b \rightarrow$ la section est donc verifiée au cisaillement.

2°) Verification à la Flexion

On considère un anneau circulaire de même section que précédemment soumis à un moment M dû à l'effet du seisme et à un effort normal venant du poids propre du réservoir.

Cette section sera calculée en flexion composée.

les contraintes sont donc :

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

avec $S = 34 \text{ m}^2$

$$M = 641,86 \text{ t.m}$$

$$N = 646,5 \text{ t.}$$

$$\text{d'ou } W = \frac{J}{R} = \frac{5515,25}{17,87} = 308,63$$

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

$$J = \frac{\pi}{4} (18,17^4 - 17,87^4) = 5515,25$$

$$\sigma_1 = \frac{646,5}{34} + \frac{641,86}{308,63} = 21,09 \text{ t/m}^2 = 2,1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{646,5}{34} - \frac{641,86}{308,63} = 16,93 \text{ t/m}^2 = 1,69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right\} \sigma_1, \sigma_2 < \bar{\sigma}_b$$

FONDATIONS

Capacité portante.

la capacité portante du sol se calcule soit à partir des essais in-situ, soit à partir des essais de laboratoire.

le LNTPB n'ayant pas effectué le prélèvement d'échantillons, il n'était donc pas possible de faire les essais au laboratoire pour déterminer les différentes caractéristiques du sol.

l'essai statique nous permet donc d'estimer la valeur de la contrainte admissible du sol, à partir de la formule :

$$\sigma_{adm} = \frac{R_p}{2.0} \quad (\text{formule assurant un coefficient de 4})$$

où R_p est la résistance à la pointe donnée par plusieurs valeurs correspondantes aux divers essais effectués, dépassant la valeur minimale de 30 bars, au delà de la couverture de terre végétale, soit après 1,80 m.

la contrainte sera donc évaluée à $\bar{\sigma}_s = 1,5$ bars.

Calcul du radier

le radier d'un réservoir cylindrique est généralement une plaque circulaire. son étude et celle de ses liaisons avec la paroi et les poteaux nécessite la prise en compte des caractéristiques du terrain.

On considérera le terrain d'appui du radier comme élastique.

Un radier est en général calculé comme un plancher renversé.

Deux cas d'étude sont considérés :

1^{er} cas : réservoir vide.

le radier est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

2^{ème} cas : réservoir plein

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

le 1^{er} cas est assurément le plus défavorable, puisque le radier n'est presque soumis qu'à la compression simple dans le second cas.

dimensionnement du radier

l'épaisseur h_f du radier doit être choisie de façon à :

1. éviter le poinçonnement.
2. assurer la condition de non vérification du débord à l'effort tranchant.
3. assurer la rigidité du radier.

1°) vérification au poinçonnement

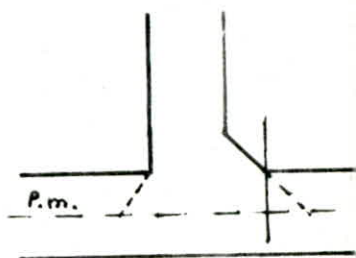
on doit avoir :

$$\frac{1,5 Q}{P_c \cdot h_f} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$$

où : $Q = G + P$

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

$$P_c = 2\pi \left[\left(r_1 + h_f/2 \right) + \left(r_2 - h_f/2 \right) \right] = 2\pi (r_1 + r_2).$$



$$P_c = 2\pi(17,72 + 18,17) = 225,5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{1,5 Q}{P_c \cdot 1,2 \cdot \sigma_b} = \frac{1,5 \cdot 1109,2 \cdot 10^3}{225,5 \times 1,2 \times 6,25 \cdot 10^2} = 9,83 \text{ cm.}$$

2°) - condition de non verification de l'effort tranchant.

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

afin de permettre l'ancrage nécessaire des aciers verticaux de la paroi, dans le radier on laissera un débord de 50 cm.

a: rayon du radier = 18,67 cm.

b: rayon moyen du cylindre = 18,02 m.

e: épaisseur de la paroi = 0,3 m.

$$\Rightarrow h \geq \frac{2(18,67 - 18,02) - 0,3}{4} = 8,75 \text{ cm.}$$

3°) - rigidité du radier

$$1. M_{ext} \leq M_{rb} = Kb h^2.$$

$$M_{rb} = M_{ext} \Rightarrow h^2 = \frac{M_{ext}}{Kb}$$

2. Encastrement paroi - radier

$$1. K = 35,5 \Rightarrow h^2 \geq \frac{M}{Kb} = \frac{36,3 \cdot 10^5}{35,5 \times 100} = 1022,5 \text{ cm}^2$$

$$h \geq 32 \text{ cm}$$

$$2. h \geq 2e_p \Rightarrow h = 60 \text{ cm}$$

On ne connaît pas exactement les lois de répartition des réactions du sol sous les massifs de fondation.

Le problème est fort complexe et dépend de beaucoup de paramètres :

- du mode de transmission des charges : fondations rigides, ou flexibles.
- de la nature du terrain (rocheux, sol cohérent, sol pulvérulent)
- de la profondeur du radier sous le massif de fondation.

Pour le calcul, on considère une charge triangulaire, nulle au centre et maximale aux bords.

notons que pour le cas d'une charge uniforme on a :

$$q = \frac{Q}{S} \quad \text{où : } Q : \text{ charge totale du réservoir vide}$$

$$Q = 1110 \text{ t}$$

et S : surface du radier.

$$S = \pi a^2 = 1099,5 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow q = 1,09 \text{ t/m}^2$$

mais comme la charge est triangulaire, on a alors :

$$q_i = 1,5 q = 1,6 \text{ t/m}^2$$

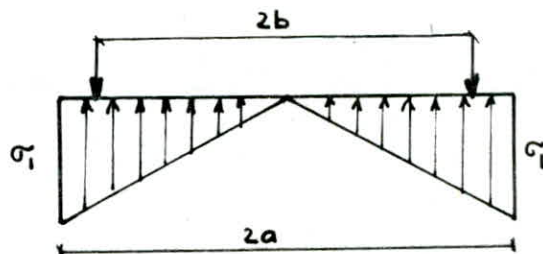
Calcul des efforts

Deux cas se présentent :

1^{er} cas : le radier est simplement appuyé.

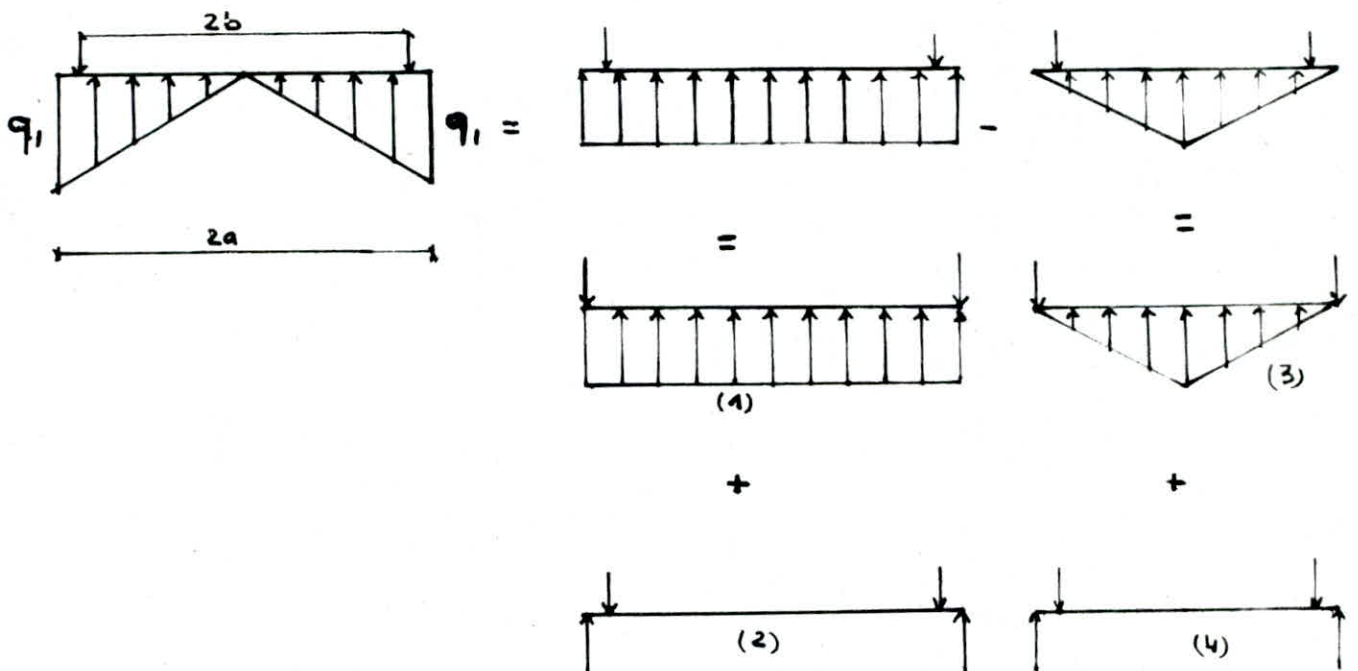
2^e cas : le radier est parfaitement encasturé.

Le schéma statique est :



remarque : les efforts verticaux provenant des poteaux ont été distribués suivant une couronne de rayon 14 m, et de charge uniforme égale à $P = 20,6 \times 20 / 2\pi \times 14 = 4,7 \text{ t/m}$

Ce schéma statique nous amenera vers la superposition suivante:



Notations:

Q : poids propre du réservoir vide. = 1110 t

a : distance du centre du radier à son extrémité = 18,0 m

b : distance du centre du radier à l'axe du poteau.

μ : coefficient de poisson = 0,15 pour le béton

$q_1 = 1,5q = 1,6 \text{ t/m}^2$

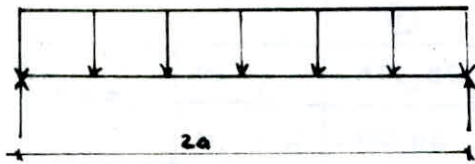
M_r est donné par unité de longueur de circonférence.

M_t est donné par unité de longueur de rayon.

A. Radier simplement appuyé:

Nous appliquerons les résultats de M^r BARRES.

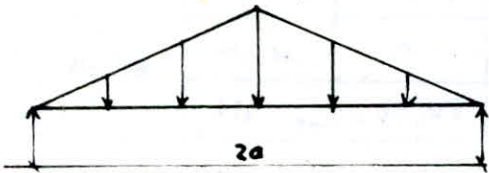
a) plaque circulaire chargée uniformément:



$$M_r = \frac{q_1}{16} (3 + \mu) (a^2 - r^2)$$

$$M_t = \frac{q_1}{16} [a^2(3 + \mu) - r^2(1 + 3\mu)]$$

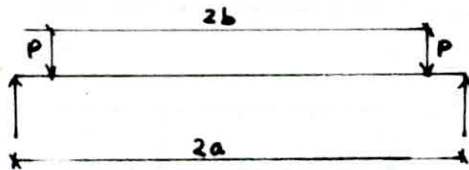
b) plaque circulaire chargée triangulairement:



$$M_r = \frac{q_1}{720} [71a^2 + 29\mu a^2 - 45(3 + \mu)r^2 + 16(4 + \mu)\frac{r^3}{a}]$$

$$M_t = \frac{q_1}{720} [71a^2 + 29\mu a^2 + 45(1 + 3\mu)r^2 + 16(1 + 4\mu)\frac{r^3}{a}]$$

c) plaque circulaire chargée concentriquement:



$$x > b$$

$$M_r = p \frac{b}{4} \left[(1 - \mu) b^2 \left(\frac{1}{r^2} - \frac{1}{a^2} \right) - 2(1 + \mu) \ln \frac{r}{a} \right]$$

$$M_t = p \frac{b}{4} \left[(1 - \mu) \left[2 - b^2 \left(\frac{1}{r^2} + \frac{1}{a^2} \right) \right] - 2(1 + \mu) \ln \frac{r}{a} \right]$$

$$x \leq b$$

$$M_r = M_t = p \frac{b}{4} \left[(1 - \mu) \left(1 - \frac{b^2}{a^2} \right) - 2(1 + \mu) \ln \frac{b}{a} \right]$$

d) plaque circulaire soumise a un moment extérieur:



$$M_t = M_r = M$$

$$M_r = M_{r1} + M_{r2} - M_{r3} - M_{r4} + M_{r5}$$

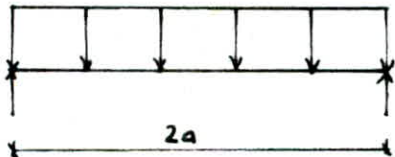
$$M_t = M_{t1} + M_{t2} - M_{t3} - M_{t4} + M_{t5}$$

Resultats sur le tableau ci-dessous :

		①	②	③	④	$\Sigma =$
$r = 0$	M_r t.m	-102,06	15,45	-54,42	7,72	-36,30
	M_t t.m	-102,06	15,45	-54,42	7,72	-36,30
$r = 8$	M_r t.m	-81,90	15,45	-38,38	7,72	-32,18
	M_t t.m	-92,78	15,45	-46,72	7,72	-34,72
$r = 14$	M_r t.m	-40,32	15,45	-14,87	7,72	-14,10
	M_t t.m	-73,64	15,45	-34,54	7,72	-27,76
$r = 18$	M_r t.m	0	0	0	0	0
	M_t t.m	-55,08	11,05	-25,7	5,52	-20,24

B. Radier parfaitement encasté

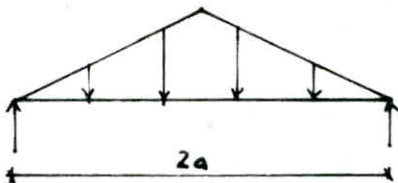
a) plaque circulaire chargée uniformément :



$$M_r = \frac{q_1}{16} \left[(1+\mu)a^2 - (3+\mu)r^2 \right]$$

$$M_t = \frac{q_1}{16} \left[(1+\mu)a^2 - (1+3\mu)r^2 \right]$$

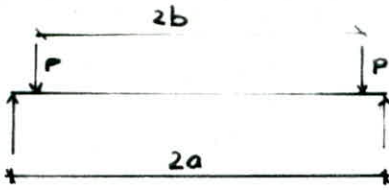
b) plaque circulaire chargée triangulairement :



$$M_r = \frac{q_1}{720} \left[29a^2(1+\mu) - 45r^2(3+\mu) + 16(4+\mu)\frac{r^3}{a} \right]$$

$$M_t = \frac{q_1}{720} \left[29a^2(1+\mu) - 45(1+3\mu)r^2 + 16(1+4\mu)\frac{r^3}{a} \right]$$

c) plaque circulaire chargée concentriquement :



$$\underline{r \leq b}$$

$$M_r = P \frac{b}{4} \left[(1+\mu) \left[\left(1 - \frac{b^2}{a^2}\right) + 2 \ln \frac{b}{a} \right] \right]$$

$$M_t = M_r$$

$$\underline{r > b}$$

$$M_r = P \frac{b}{4} \left[(1+\mu) \frac{b^2}{a^2} + (1-\mu) \frac{b^2}{r^2} - 2 \left[1 + (1+\mu) \ln \frac{r}{a} \right] \right]$$

$$M_t = P \frac{b}{4} \left[(1+\mu) \frac{b^2}{a^2} - (1-\mu) \frac{b^2}{r^2} - 2 \left[\mu + (1+\mu) \ln \frac{r}{a} \right] \right]$$

les resultants sont dressés sur le tableau ci-dessous :

		1	2	3	4	ΣM_{ri}
$r=0$	M_r	-37,26	2,03	-24,01	1,02	-12,23
	M_t	-37,26	2,03	-24,01	1,02	-12,23
$r=8$	M_r	-17,10	2,03	-8,05	1,02	-8,04
	M_t	-27,98	2,03	-16,35	1,02	-10,62
$r=14$	M_r	24,48	2,03	15,23	1,02	10,27
	M_t	-8,84	2,03	-4,26	1,02	-3,57
$r=18$	M_r	64,80	-13,00	30,89	-6,5	27,41
	M_t	9,72	-1,94	4,53	-0,97	4,215

pour le ferrailage on tiendra compte des moments ci-dessous (on a pris les moments les plus défavorables en tenant compte du moment des terres).

		r = 0 m	r = 8 m	r = 14 m	r = 18 m
M_r	+	—	—	10,27	27,41
M_r	-	-36,30	-32,18	-14,10	—
M_t	+	—	—	—	4,22
M_t	-	-36,30	-34,72	-27,76	-20,24

Ferraillage

on fera un exemple de calcul pour le ferraillage radial supérieur au centre du radier.

les autres cas seront donnés en tableaux

$$M_r = -36,3 \text{ t.m}$$

$$\sigma'_b = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 55 \text{ cm}$$

On choisit des aciers HA25 $\Rightarrow \sigma_a = 1574 \text{ kg/cm}^2$

$$\alpha = \frac{15 \sigma'_b}{15 \sigma'_b + \sigma_a} = 0,59 \Rightarrow \gamma = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,803$$

M_{rb} : moment résistant du béton

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \alpha \gamma \sigma'_b \cdot b h^2 = \frac{1}{2} \times 0,59 \times 0,8 \times 150 \times 100 \times 55^2 = 107 \text{ t.m}$$

$$M_{rb} > M = 36,3 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\gamma h \sigma_a} = \frac{36,3 \cdot 10^5}{0,803 \cdot 55 \cdot 1574} = 52,2 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = 11 \text{ HA 25} = 53,98 \text{ cm}^2$$

. soit y la distance de l'axe neutre de la section à la fibre la plus comprimée ;
le moment statique sera :

$$S(y) = \frac{by^2}{2} + nA'(y-d') - nA(h-y) = 0$$

$$\Rightarrow \frac{100}{2} y^2 - 15 \cdot 53,98 (55-y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 22,83 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \cdot 22,83^3}{3} + 15 \cdot 53,98 (55-22,83)^2 = 1234605,7 \text{ cm}^4$$

Verifications des contraintes :

$$\sigma'_b = \frac{M}{I} y = \frac{36,310^5}{1234605,7} \cdot 22,83 = 67,12 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = n \cdot \frac{M}{I} (h-y) = \frac{36,310^5}{1234605,7} (55-22,83) = 94,59 \times 15 = 1418,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 1418,8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 1574 \text{ Kg/cm}^2$$

Armatures superieures

Ferrailage radial.

R (m)	M _r (tm)	α	γ	M _{rb} (tm)	A (cm ²)	A choisie (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ'_b (kg/cm ²)	σ_a (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)
r=0	-36,30	0,59	0,803	107	52,2	11 HA25/ml = 53,98	22,83	1234606	67,12	1418,80	1574
r=8	-32,18	0,59	0,803	107	46,3	10 HA25/ml = 49,08	22,03	1156652,1	61,30	1375,83	1574
r=14	-14,10	0,59	0,803	107	20,2	5 HA25/ml = 20,28	15,50	598757,21	36,50	1395,20	1574
r=18	0	—	—	—	—	4 HA12/ml	—	—	—	—	—

Armatures superieures

Ferrailage en cerces.

R	M_t	α	γ	M_{rb}	A	A choisie	η	I	σ'_b	σ_a	$\bar{\sigma}_a$
$r=0$	-36,3	0,59	0,803	107	52,2	11 HA25/ml = 53,98	22,83	1234606	67,12	1418,8	1574
$r=8$	-34,72	0,59	0,803	107	49,9	11 HA25/ml = 53,98	22,83	1234606	64,19	1357,21	1574
$r=14$	-27,76	0,59	0,803	107	39,13	8 HA25/ml = 39,26	20,24	987925,17	56,86	1465,30	1574
$r=18$	-20,24	0,59	0,803	107	29,12	6 HA25/ml = 29,45	18,06	799146,41	45,75	1403,20	1574

Armatures inférieures

Ferrailage radial

R (cm)	M_r t.m	α	γ	M_{rb} t.m	A cm ²	A choisie (cm ²)	y cm	I (cm ⁴)	σ'_b Kg/cm ²	σ_a Kg/cm ²	$\bar{\sigma}_a$ (Kg/cm ²)
r=0	0	/	/	/	/	4HA12/ml	/	/	/	/	/
r=8	0	/	/	/	/	4HA12/ml	/	/	/	/	/
r=14	10,27	0,57	0,812	105	13,49	5HA20/ml = 15,7 cm ²	13,91	487329,38	29,31	1298,9	1704
r=18	27,41	0,59	0,803	107	39,23	8HA25/ml = 39,26 cm ²	20,24	987925,77	56,14	1446,82	1574

Armatures inferieures

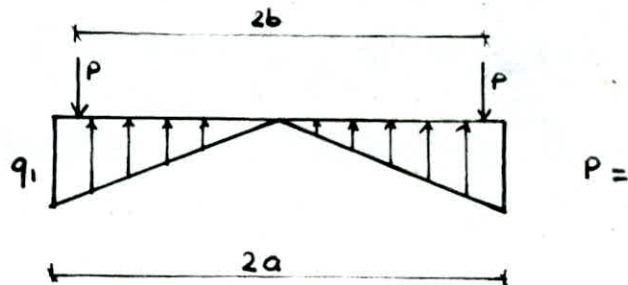
Ferrailage en cerces:

R (m)	M _r (t.m)	α	γ	M _{rb} t.m	A (cm ²)	A choisie (cm ²)	y cm	I (cm ⁴)	σ' _b (kg/cm ²)	σ _a (kg/cm ²)	σ̄ _a kg/cm ²
r = 0	0	/	/	/	/	4HA12/ml	/	/	/	/	/
r = 8	0	/	/	/	/	4HA12/ml	/	/	/	/	/
r = 14	0	/	/	/	/	4HA12/ml	/	/	/	/	/
r = 18	4,22	0,52	0,826	97,4	4,50	4HA12/ml 4,52 cm ²	7,98	166836,66	20,20	1783,83	2060

-66-

Verification de la stabilité du radier

1°) Reservoir vide



$$q_1 = 1,6 \text{ t/m}^2$$

$$h_{\text{rad}} = 60 \text{ cm}$$

$$h_{\text{gros béton}} = 10 \text{ cm}$$

$$\text{étanchéité (2cm)} \rightarrow 40 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{poids du radier } p: P_{\text{rad}} = 2,5 \pi (18)^2 \cdot 0,6 + 2,2 \pi (18)^2 \cdot 0,1 + 0,04 \cdot \pi (18)^2 = 1792 \text{ t}$$
$$P_{\text{rad}} = 1792 \text{ t}$$

$$\sigma = q_1 + \frac{P_r}{\pi a^2} = 1,6 + \frac{1792}{\pi 18^2} = 3,36 \text{ t/m}^2 = 0,336 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{on a donc } \sigma_s = 0,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

2°) Reservoir plein

(a) sollicitations du 1^{er} genre:

$$\left. \begin{array}{l} \text{reservoir : } G + 1,2P = 1131 \text{ t} \\ \text{radier : } P_r = 1792 \text{ t} \\ \text{eau : } P_e = 6020 \text{ t} \end{array} \right\} N = 8943 \text{ t}$$

$$\sigma_s = \frac{8943}{\pi(18)^2} = 8,8 \text{ t/m}^2 = 0,88 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$$

(b) sollicitations du 2nd genre :

Le radier est sollicité par les effets du moment de renversement M_{renv} et l'effort normal N qui agissent au niveau de sa base.

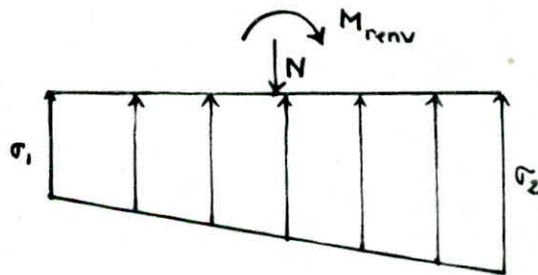
Le décollement des extrémités du radier susceptible de nuire à sa stabilité doit être évité.

$$M_{\text{renv}} = 5099,4 \text{ t.m}$$

$$N = G + P + P_r + P_e = 1110 + 1792 + 6020 = 8922 \text{ t}$$

les contraintes sont :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M V}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M V}{I} \end{cases}$$



$$I = \frac{\pi R^4}{4} = \frac{\pi 18^4}{4} = 82448 \text{ cm}^4$$

$$V = \frac{D}{2} = a = 18 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = 0,99 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0,77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma\left(\frac{D}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,94 \text{ Kg/cm}^2$$

et donc

$$\sigma_1 = 0,99 \text{ Kg/cm}^2 < 1,3 \bar{\sigma}_s = 1,95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma(D/4) = 0,94 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Tassements

les couches d'argile et de sables argileux étant résistants et peu compressibles, les tassements ne sont donc pas à craindre, parce qu'ils sont très limités.

Bibliographie

- Cahier des charges applicables au calcul des réservoirs
- R.P.A 81
- C.C.B.A 68
- Plaques et coques . (Timoschenko).
- Calcul et vérifications des ouvrages en béton armé (P. CHARRON)
- Traité de béton armé . (Guerrin). Tome : 5 ; 6 ; 7
- Traité de béton armé : Tome 2 . (Bellazougui)
- Conception et calcul des structures soumises aux séismes conformément aux règles RPA 81.
- Mécanique des sols - (Sanglerat) : Tome 1 et 2.
- Calcul pratique des réservoirs en zone sismique
- Aide mémoire : Béton armé } Davidovici
R.D.M }

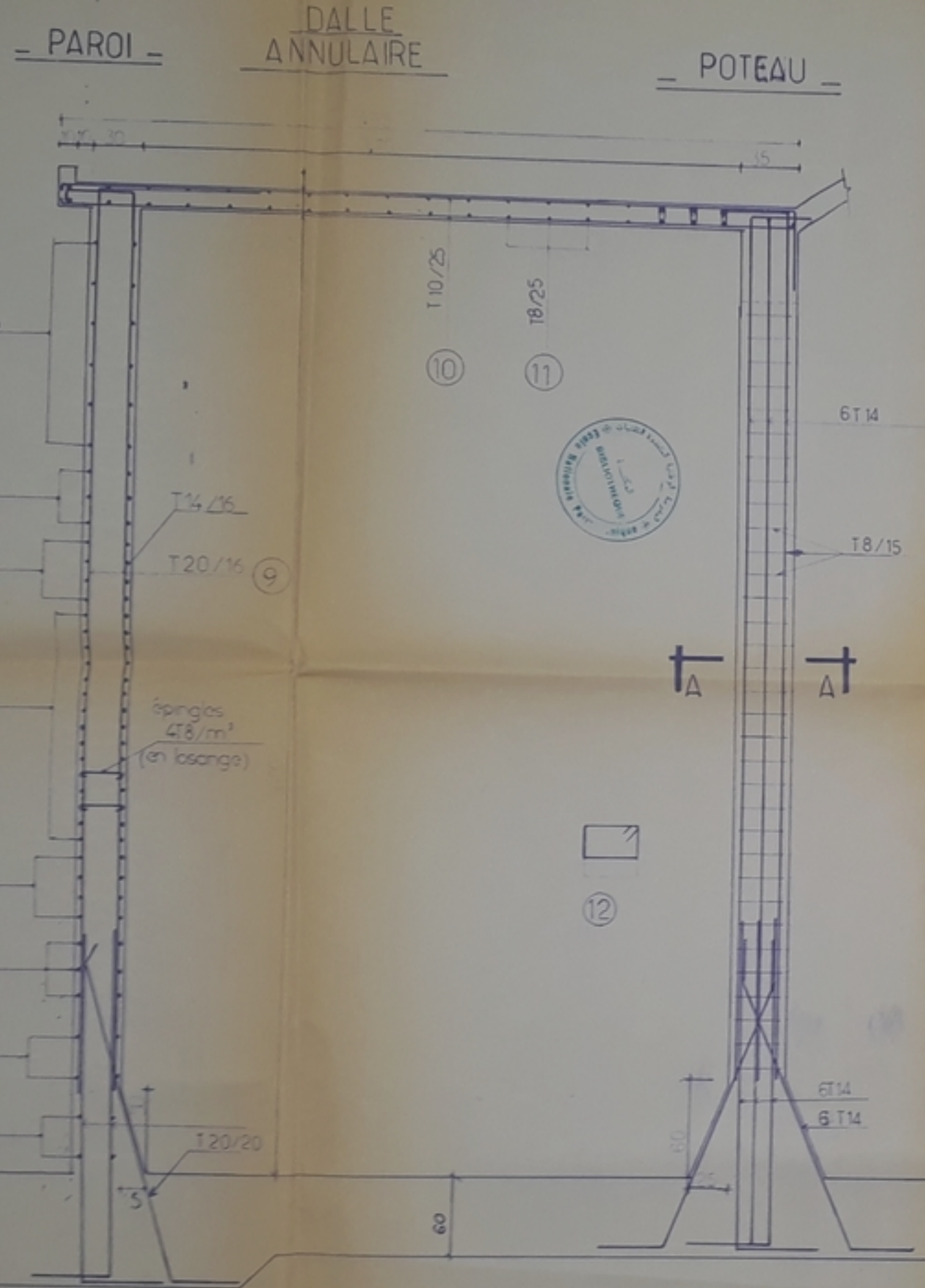
REMARQUE

Les barres T 20 et T 14 sont
continues sur toute la
hauteur de la paroi

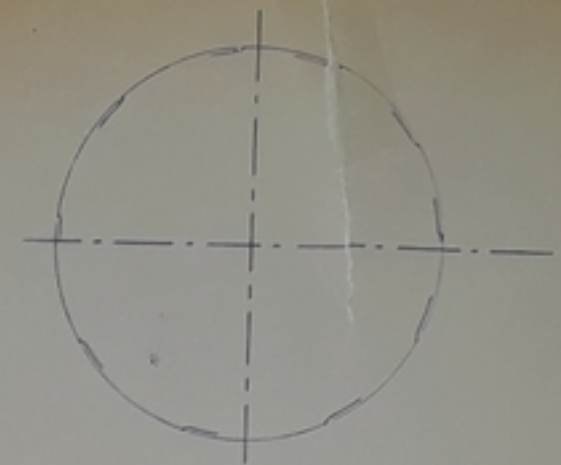
La longueur de recouvrement

Ø	à pleine maille	zone normale
8	12,2	27,5
10	15,7	31,5
14	21,2	38,7
20	30,3	48,5

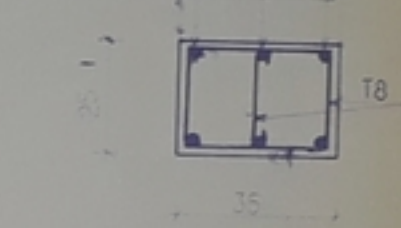
COUPE GENERALE
ECH: 1/20



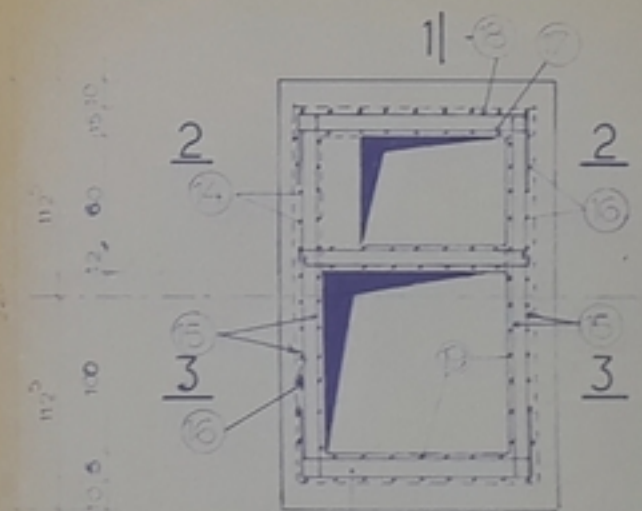
- ①
- ②
- ③
- ④
- ⑤
- ⑥
- ⑦
- ⑧
- ⑨
- ⑩
- ⑪
- ⑫
- ⑬



COUPE A-A
ECH: 1/10

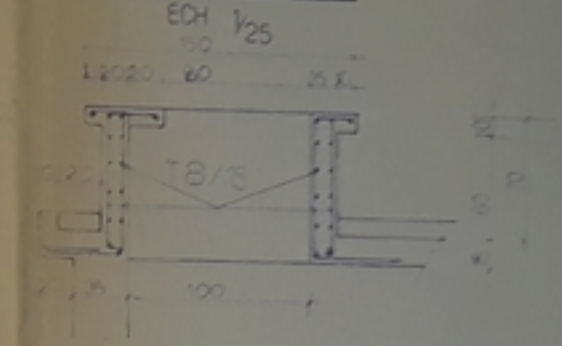


- ⑭ T8/5
- ⑮ T8/5
- ⑯ T8/5



VUE EN PLAN
DU TROU D'HOMME
(3 UNITES)

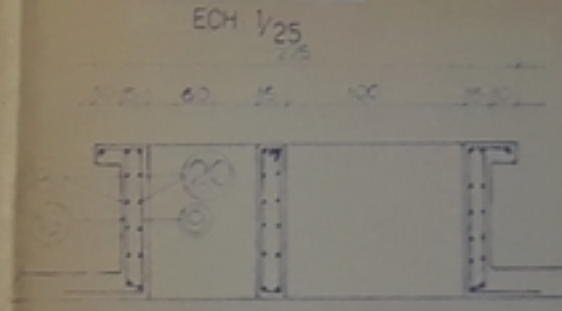
COUPE 2.2



COUPE 3.3 ECH 1/25



COUPE 1.1



ECOLE NATIONALE
Polytechnique

COFFRAGE ET FERRAILLAGE:
PAROI - DALLE - POTEAUX

ETUDE PAR HAMMOUM Abdelhalim
ET METAIRIA Karim

DIRIGE PAR M. HAMOUTENE
PROPOSE PAR SETHVAL

ECHELLE
1/20 1/25 1/10

JANVIER 87

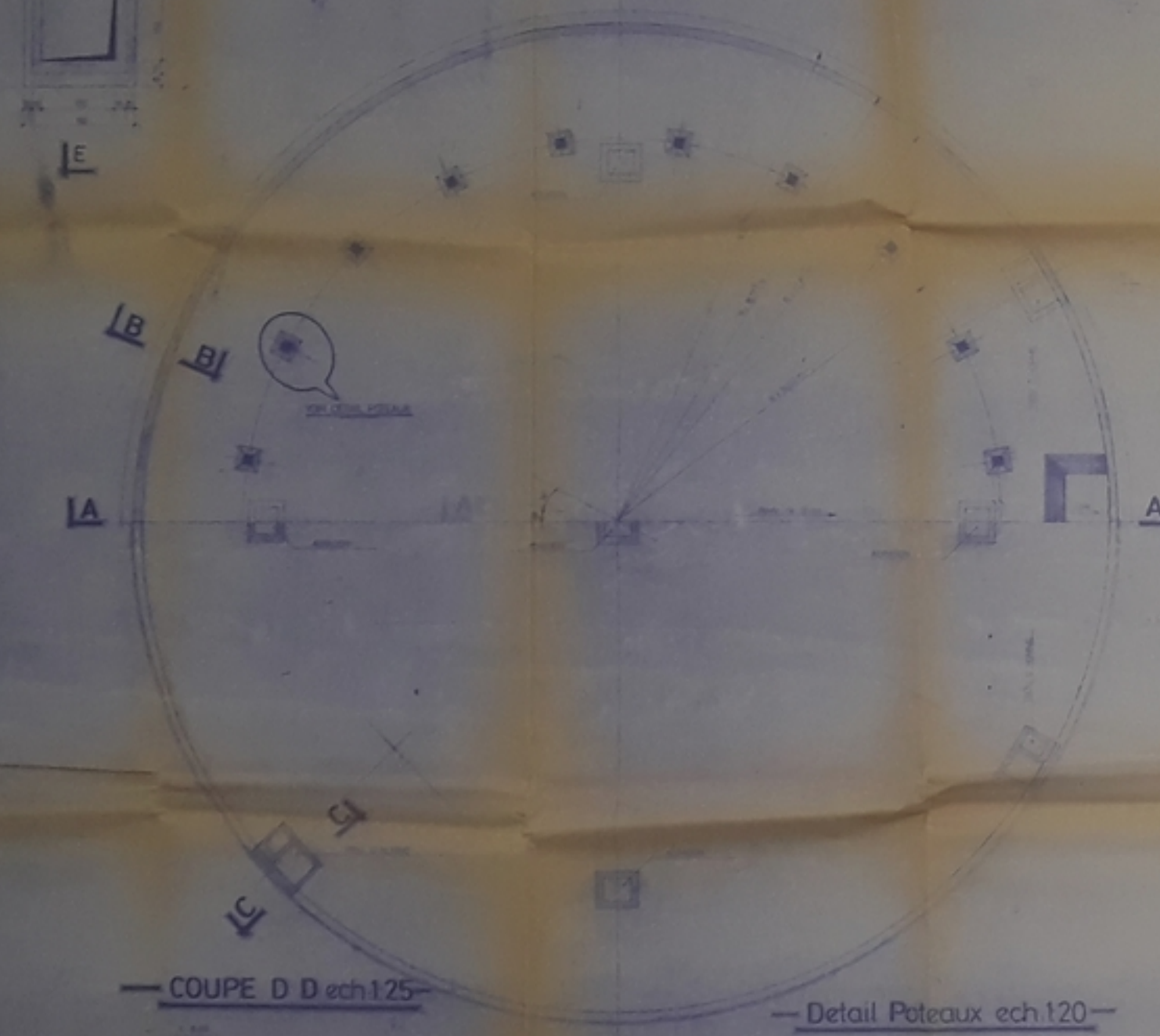
TROU D'HOMME
vue en Plan 1/25

VUE EN PLAN ech.175

COUPE E E ech.125

COUPE A A ech.150

REC 2357
- 2 -



COUPE B B ech.125

PUISARD ech.125

COUPE C C ech.125

RESERVATIONS DANS LE PUISARD
ech.150

COUPE D D ech.125

Detail Poteaux ech.120

ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

DESSIN D'ENSEMBLE
RESERVOIR 2 x 5000 m³

HAMMOUM ABDELHALIM
METARA KARIM
M. HAMOUTE SETHYAL

