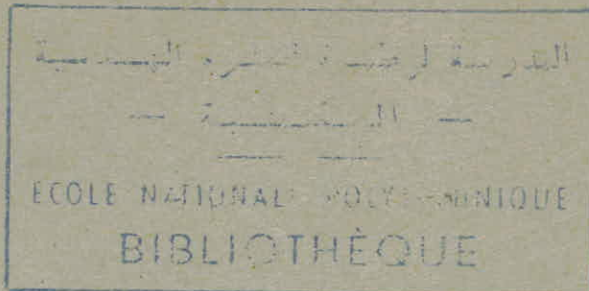


UNIVERSITE D'ALGER

15/75

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL



THÉSE DE FIN D'ÉTUDE

- Réservoir d'eau de Berrouaghia

proposé et dirigé par

M^r IBRON

Etudié par

KARDAS.S

1975

Promotion: 1975

Je tiens à remercier tous les Professeurs, Assistants de l'Ecole Nationale Polytechnique qui ont contribué à ma formation.

Remercie Monsieur BRON mon Professeur de béton armé à l'Ecole Polytechnique et mon promoteur pour son aide active dont il m'a offert.

A tous j'exprime ma profonde gratitude.

A tous mes amis, copains de classe et parents.

A mon père ; A lui j'exprime ma vive reconnaissance.

S O M M A I R E

- I CONTRAINTES ADMISSIBLES
- II DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

- III CALCUL DE LA COUPOLE DE COUVERTURE
 - * GENERALITES
 - * DIMENSIONS DE LA COUPOLE
 - * METHODE DES CALCULS DES COUPOLES SURBAISSEES
 - * METHODE DES CALCULS DE LA CEINTURE
 - * PREDIMENSIONNEMENT DE LA COUPOLE DE COUVERTURE
 - * CALCUL DE LA CEINTURE
- IV CALCUL DE LA PAROI DU RESERVOIR
 - * RESERVOIR PLEIN
 - * METHODE LABELLE
 - * PREDIMENSIONNEMENT DE LA PAROI
 - EFFORT DANS LES ANNEAUX
 - MOMENT DE FLEXION DANS LES POUTRES
 - ** RESERVOIR VIDE
 - CALCUL DE LA POUSSEE DES TERRES PAR LA METHODE RESAL
 - CALCUL DU MOMENT DE FLEXION DU A LA POUSSEE DES TERRES
 - EFFET DU GOUSSET
- V CALCUL DU RADIER
 - * CAS DE CHARGES
 - RESERVOIR VIDE
 - RESERVOIR PLEIN

- * CHARGES SUR LE RADIER
- * RADIER PARFAITEMENT ENCASTRE SUR LES PAROIS
- * RADIER SIMPLEMENT APPUYE SUR LES PAROIS
- * CAS INTERMEDIAIRE
- * CALCUL DES ARMATURES
- * VERIFICATION DE LA PRESSION SUR LE SOL

BIBLIOGRAPHIE

I CONTRAINTES ADMISSIBLES (Art 9) CCBA 68

Béton

Béton dosé à 400 kg/m³, contrôle atténué

Ciment : CPA 325

Résistance nominale : $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 300b$

• Contraintes de compression admissible

La contrainte de compression admissible est la même pour les autres ouvrages

$$\sigma'_b = \alpha \sigma'_n \quad \text{avec } \sigma'_b = \sqrt{\beta \gamma \delta \epsilon}$$

$$\alpha = 1$$

ciment classe 325

$$\beta = \frac{5}{6}$$

contrôle atténué

$$\gamma = 1$$

pour les éléments de construction dont l'épaisseur minimale est supérieure à quatre fois la grosseur du granulat constitutif du béton

Pour une sollicitation totale pondérée du 1er genre :

$$\delta = 0,3$$

- compression simple

$$\delta = 0,6$$

- flexion simple

flexion composée avec traction

Pour une sollicitation totale pondérée du second genre :
Les valeurs de δ fixées pour les sollicitations du 1er genre seront à multiplier par 1,5.

d'où :

La contrainte admissible en compression simple

$$\overline{\sigma}'_{bo} = 0,3 \times \beta \times \sigma'_{28}$$

$$\overline{\sigma}'_{bo} = 0,3 \times 1 \times 0,833 \times 1 \times 300 = 75 \text{ 3b}$$

$$\overline{\sigma}'_{bo} = 75 \text{ b}$$

- Contrainte de compression admissible en flexion simple, et flexion composée avec traction :

$$\overline{\sigma}'_b \leq 0,6 \times \beta \times \sigma'_{28} = 2 \overline{\sigma}'_{bo}$$

$$\overline{\sigma}'_b = 150b$$

- Contrainte de traction admissible

L'Article 2.1 2 3. 112 paru dans :

"Le Cahier des Charges applicables à la construction des réservoirs et cuves en béton armé" établi en 1966 par la Chambre Syndicale des Constructeurs en ciment armé et béton précontraint prévoit une contrainte admissible de traction en section homogène $\overline{\sigma}'_{bh}$ égale à :

$$\overline{\sigma}'_{bh} = \theta \overline{\sigma}'_{28}$$

- $\overline{\sigma}'_{28}$: résistance à la traction du béton à 28 jours d'âge ; cette résistance devra être prise au plus égale à 22b
- θ : un coefficient dont la valeur est égale à 1 dans le cas de la traction simple

$$\bullet 1 + \frac{3e_0}{3h}$$

dans le cas où la section considérée est soumise à la flexion plane composée, la force extérieure étant une traction dont l'excentricité e_0 est inférieure à l'épaisseur h de la paroi

$$\bullet 5/3$$

Dans le cas de la flexion simple

Dans la suite de mes calculs on va se limiter à :

$$\underline{\nabla_{bh} = 22b}$$

Acier

Acier à adhérence améliorée : TOR FeE 40

$$\begin{aligned} \nabla'_{en} = \nabla_{en} &= 4120 b & \phi \leq 20 \\ \nabla_a &= 2750 b \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \nabla'_{en} = \nabla_{en} &= 3920 b & \phi > 20 \\ \nabla_a &= 2610 b \end{aligned}$$

Le CCBA 68 fait varier la contrainte admissible en fonction du danger plus ou moins grand de la fissuration éventuelle, du pourcentage d'acier, du diamètre des barres, de la contrainte d'adhérence et de la résistance en traction du béton.

La contrainte admissible est la plus grande des deux valeurs ci-dessous :

$$\nabla_I = \frac{K\gamma}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} + (300\gamma)$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} + (300 \eta) \quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{B \phi}$$

ϕ : diamètre de la plus grosse barre tendue en mm

η : coefficient de fissuration des barres

• $\eta = 1,6$ pour l'acier HA

$\bar{\sigma}_b$: contrainte admissible en traction du béton en b

• $\bar{\sigma}_b = 7,5b$ pour les parois de réservoirs dosées à 400 kg/m³

$K : 0,5 \cdot 10^6$ l'ouverture des fissures étant très préjudiciable, puisque les éléments sont en contact avec l'eau

$\bar{\omega}_f : \frac{A}{B}$

le pourcentage d'acier

La contrainte $\bar{\sigma}_1$ n'est pas à considérer car elle est toujours plus petite que σ_2 . Mais par ailleurs le CCBA 68 impose pour la contrainte limite de l'acier le $\frac{2}{3}$ de la limite élastique :

$$\text{Acier TOR} : \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 4120 = 2750b \quad \phi \leq 20$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 3920 = 2610b \quad \phi > 20$$

Finalement les contraintes admissibles sont les suivantes :

ϕ mm	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
\bar{V}_a (ba ²)										
Acier HA										
1,6	2750	2750	2555	2340	2175	2050	1950	1790	1655	1520

II DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Un premier calcul sommaire nous a conduit à choisir la forme et les dimensions suivantes :

deux réservoirs d'eau potable semi-enterrés cylindriques identiques séparés par une chambre de vanne, à la région de BERROUAGHIA, ils sont chacun de 2 000 m³ de capacité.

La hauteur de l'eau à l'intérieur d'un réservoir est de six (6) mètres, le diamètre intérieur d'un réservoir est de 20,61 m, l'épaisseur de la paroi est de 18 cm sur toute la hauteur.

Le réservoir est recouvert d'une coupole de 6 cm d'épaisseur et de 3,25 m de flèche.

Le réservoir repose directement sur le sol qui est une couche rocheuse de portance égale à 4b, par l'intermédiaire d'un radier circulaire de 30 cm d'épaisseur et de 21,47 m de diamètre.

III CALCUL DE LA COUPOLE DE COUVERTURE

Généralités

Les coupoles sont des coques destinées à couvrir un espace de forme la plupart du temps circulaire, mais aussi polygonal ou toute autre forme, elles peuvent être surbaissées, en plein cintre ; ou surhaussées, elles sont munies généralement d'une ceinture de base, reposant sur des appuis soit continus, soit ponctuels.

Les coupoles surbaissées sont telles que $f < \frac{d}{2}$

Les coupoles plein cintre sont telles que $f = \frac{d}{2}$

Les coupoles surhaussées sont telles que $f > \frac{d}{2}$

Dimensions de la coupole

Le premier calcul sommaire nous a conduit à choisir la coupole surbaissée suivante :

$$r = \frac{d}{2} = \frac{20,61}{2} = 10,3 \text{ m}$$

$$f = 3,25 \text{ m}$$

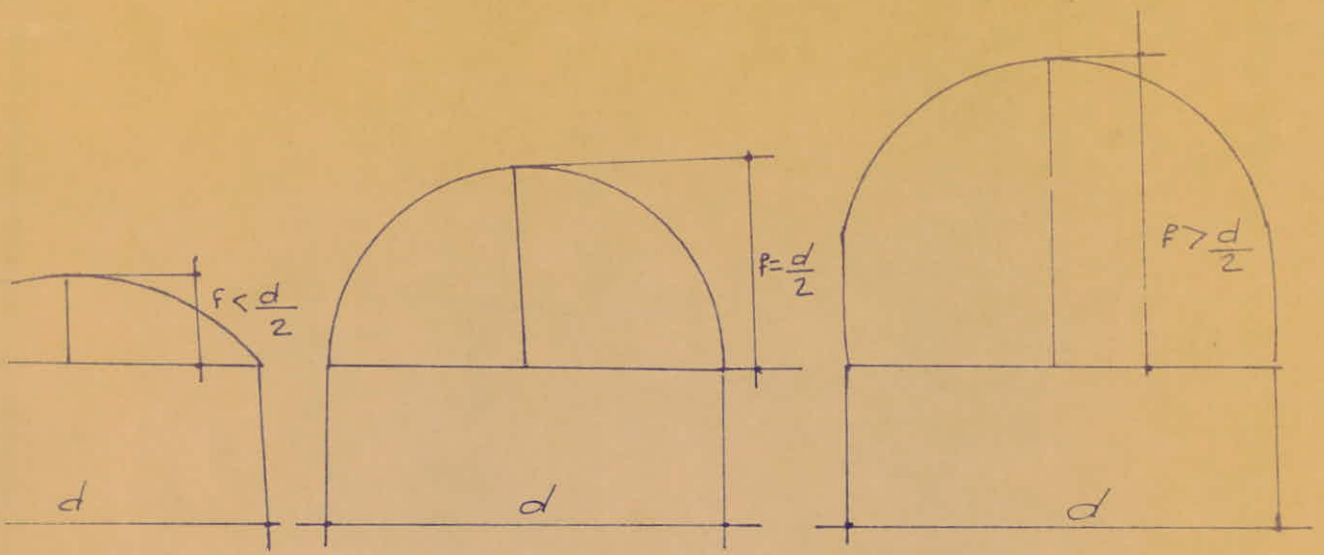
$$e = 6 \text{ cm} = \text{constante}$$

(voir figure III-2)

Méthode de calcul des coupole surbaissées

La coupole surbaissée est calculée par une méthode pratique

Elle donne pour le cas d'une coupole sphérique surbaissée pesant p (poids propre) par unité de surface



le surbaissé

plein-centre

surhaussé

Fig III 1

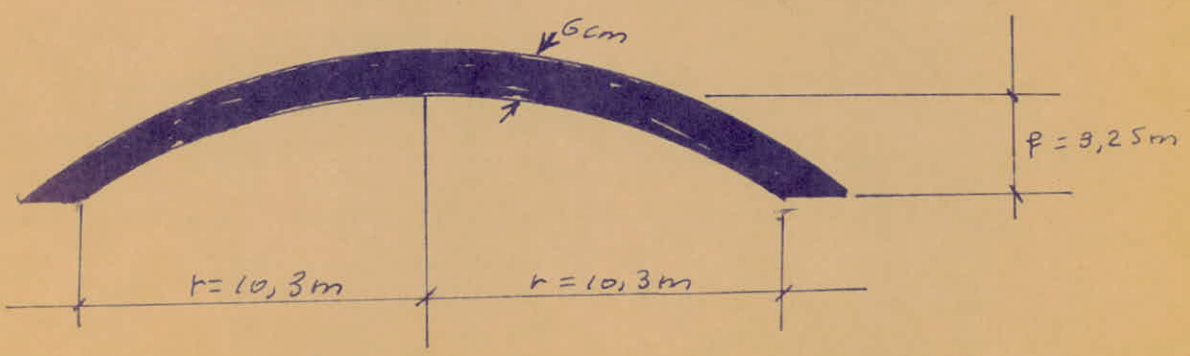


Fig III 2

Surface de la coupole (calotte sphérique) :

$$S = 2 \pi R f$$

R : rayon de la sphère

f : flèche de la coupole

Poids total :

$$P_p = 2 \pi R f p$$

et par mètre du pourtour :

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

$$\text{Mais } R = \frac{r^2 + f^2}{2 f} \quad \text{car : } r^2 = f (2R - f)$$

d'où

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

L'effort normal aux naissances étant tangent à la coupole

on a $\frac{H'}{R - f} = \frac{p'}{r}$ (triangles BH'P' et COB sont semblables)

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

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

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

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

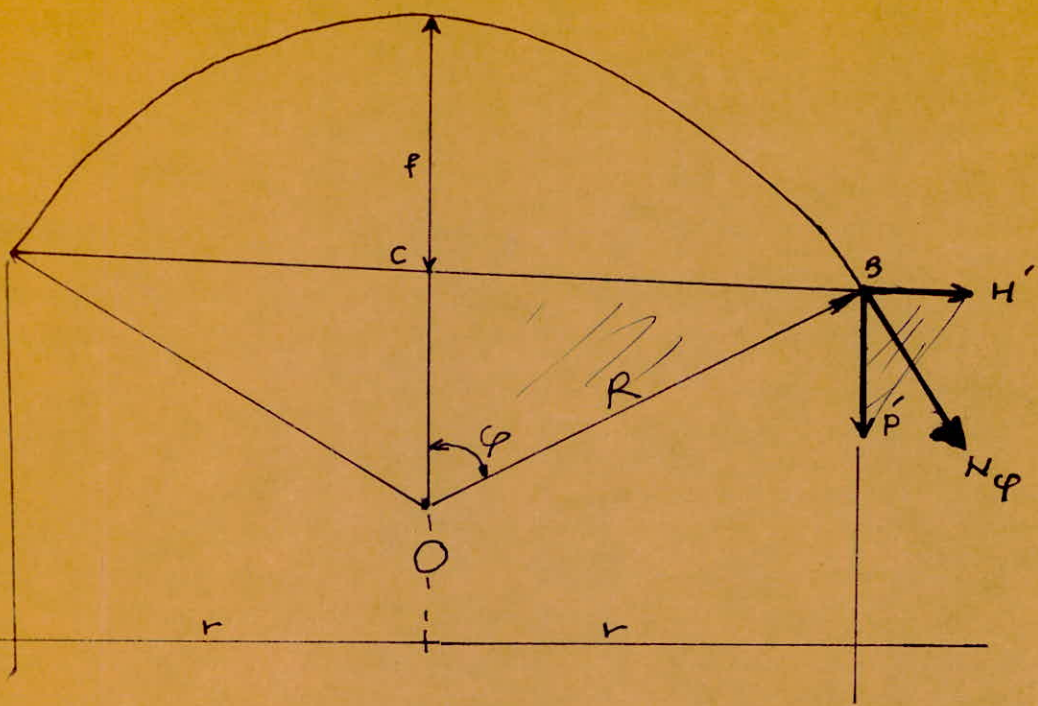


Fig III 3

Si nous considérons une surcharge q par mètre carré de projection horizontale, nous calculerons de même :

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

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

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

$$P'_q = \frac{qr}{2}$$

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

Ces résultats ne sont valables que pour les coupes sphériques. Pratiquement pour l'effort H' , il suffit de faire le calcul dans les deux cas, de charge et de surcharge, avec la formule du poids propre :

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

qui donne des résultats plus grands que la formule :

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

puisque la première peut s'écrire :

$$H' = \frac{q(r^2 - f^2)}{4f} \times \frac{(r^2 + f^2)}{r^2}$$

et que le facteur :

$$\frac{r^2 + f^2}{r^2} = 1 + \frac{(f)^2}{(r)^2}$$

est supérieur à 1

L'effort de compression méridien vaut :

et sert à vérifier la contrainte de compression
dans le sens d'un méridien

$$\sigma'_b = \frac{N\varphi}{b e} = \frac{N\varphi}{100. e}$$

Calcul de la ceinture

Avec l'effort H' ainsi calculé, on déterminera la traction dans la ceinture :

$$T = H' \cdot r$$

et la section d'acier :

$$A = \frac{T}{\sigma_a}$$

la contrainte de traction dans la ceinture σ_b est égale :

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

Prédimensionnement de la coupole de couverture

La coupole sphérique surbaissée (car

$$f = 3,25 < 10,3 \text{ m} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \frac{f}{r} = 0,32$$

dont les dimensions sont données précédemment est calculée par la méthode ainsi définie, elle est soumise à des charges verticales uniformément réparties provenant à son poids propre et aux surcharges climatiques de neige seulement car le vent à peu de prise sur elle.

Rayon de courbure de la coupole

$$R = \frac{r^2 + f^2}{2f} \quad r = 10,3 \text{ m}$$

$$R = \frac{10,3^2 + 3,25^2}{2 \times 3,25} = \frac{106,09 + 10,5625}{2 \times 3,25} = 17,95 \text{ m}$$

$$R = 17,95 \text{ m}$$

Surface de la coupole :

$$S = 2\pi Rf = 2 \times 3,14 \times 17,95 \times 3,25 = 366,36 \text{ m}^2$$

$$\underline{S = 366,36 \text{ m}^2}$$

Charges et Surcharges

Charges

- poids propre de la coupole :

l'épaisseur constante de la coupole étant de 6 cm
ce qui donne un poids propre de :

$$p = 2500 \times 0,06 = 150 \text{ daN/m}^2 \text{ de surface réelle de la coupole}$$

soit :

$$\underline{p = 150 \text{ daN/m}^2}$$

- étanchéité

On a choisi une étanchéité en multicouches, ce qui donne une charge répartie de 10 kg/m²

$$\underline{10 \text{ daN/m}^2}$$

- isolation thermique

Cette isolation est faite en briques creuses de 10,5 cm d'épaisseur plus un enduit de ciment sur deux faces de 1,5 cm sur chaque face.

Ce qui donne :

$$0,03 \times 2000 + 0,105 \times 1400 = 60 + 147 = 207 \text{ daN/m}^2$$

soit

$$\underline{210 \text{ daN/m}^2}$$

Surcharges

- surcharges climatiques :

On ne tient compte que de la surcharge de neige uniformément répartie suivant la corde,

La Région de BERROUAGHIA figure dans la zone II du règlement neige et vent, elle a une altitude

$$A = 970 \text{ m.}$$

- Surcharges verticales normales :

$$p_n = p_{no} + 30 + \frac{A - 500}{4} \quad p_{no} = 45 \text{ daN/m}^2$$

$$p_n = 45 + 30 + \frac{970 - 500}{4}$$

$$\underline{p_n = 192,5 \text{ daN/m}^2}$$

- Surcharges verticales extrêmes :

$$p'n = p'no + 50 + \frac{A - 500}{2,4}$$

$$p'n = 75 + 50 + \frac{970 - 500}{2,4}$$

$$\underline{p'n = 320,83 \text{ daN/m}^2}$$

Charges par mètre carré : CCBA68 → $S_1 = G + P + V$

Poids propre 150 daN/m²

Etanchéité 10 daN/m²

Isolation thermique 210 daN/m²

$$p = 370 \text{ daN/m}^2$$

Surcharges par mètre carré :

Neige 200 daN/m²

Surcharge d'exploitation 100 daN/m²

$$q = 300 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{TOTAL } (p + q) = 670 \text{ daN/m}^2$$

Poids total de la coupole dû à p :

$$P = p S$$

$$P = 366,36 \times 370 = 135\,553,2 \text{ daN}$$

et par mètre du pourtour :

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

$$P'_p = \frac{135\,553,2}{2 \times 3,14 \times 10,3} = 2\,095,62 \text{ daN/m}$$

Surcharges par mètre du pourtour :

$$P'_q = \frac{qr}{2}$$

$$P'_q = \frac{300 \times 10,3}{2} = 1545 \text{ daN/m}$$

Finalement :

$$P' = P'_p + P'_q = 2095,62 + 1545 = 3640,62 \text{ daN/m}$$

Soit

$$\underline{P' = 3\,641 \text{ daN/m}}$$

Poussée horizontale aux naissances :

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

$$H' = 670 \frac{\left(\frac{10,3^4}{4 \times 3,25 \times 10,3} - \frac{3,25^4}{2}\right)}{2} = \frac{670 (11255,08 - 111,5664)}{1} = 1\,379,17$$

$$\underline{H' = 5\,413,52 \text{ daN}}$$

Effort de compression dans les méridiennes :

$$N_{\varphi} = \left(\frac{H^2}{8} + \frac{S^2}{2} \right)^{1/2}$$

$$N_{\varphi} = \left(\frac{3640,62^2}{8} + \frac{5413,52^2}{2} \right)^{1/2}$$

$$N_{\varphi} = \left(13254113 + 29306198 \right)^{1/2} = \left(42560311 \right)^{1/2}$$

$N_{\varphi} = 6,524 \text{ KdaN/m}$

Contrainte de compression du béton :

$$\sigma'_b = \frac{N_{\varphi}}{100z}$$

$$\sigma'_b = \frac{6,524 \times 10^3}{100 \times 6} = 10,87 \text{ b}$$

Contrainte de cisaillement du béton :

$$\tau_b = \frac{P^1}{100z}$$

$$\tau_b = \frac{3640,62}{100 \times 6} = 6,06 \text{ b} < \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = 20,3 \text{ b}$$

Les contraintes σ'_b et τ_b sont toutes deux infé-

rieures aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_b$ et $\bar{\tau}_b$,
 cependant on place des armatures destinées à résister aux effets du retrait et aux efforts dissymétriques.

Ainsi on a :

o. Suivant les méridiennes :

$$A_1 = 0,32 /m$$

soit

$$A_1 = 0,3 \times 6 = 1,8 \text{ cm}^2/m$$

ce qui fait 5 HA8/m du développement de la
 méridienne

$$(A=2,5 \text{ cm}^2/m)$$

o. Suivant les parallèles :

$$A_2 = \frac{1}{3} A_1$$

$$A_2 = \frac{2,51}{3} = 0,83 \text{ cm}^2/m$$

ce qui fait 5 HA6/m du développement de la
 parallèle

$$(A_2=1,41 \text{ cm}^2/m)$$

Les armatures seront placées à mi-épaisseur de la coupole suivant un quadrillage de 20 X 20 cm

Pour les barres méridiennes qui sont rayonnantes, elles seront interrompues une sur deux en plusieurs endroits.

Calcul de la ceinture

Traction dans la ceinture :

$$T = H' r$$

$$T = 5413,52 \times 10,3 = 55\,759,256 \text{ daN}$$

$$\underline{T = 56 \text{ K daN}}$$

La section d'acier nécessaire :

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

Si on choisit des HA de 20 mm, $\bar{\sigma}_a = 1790 \text{ b}$

$$A = \frac{56 \times 10^3}{1790} = 31,28 \text{ cm}^2$$

Soit 10 HA 20 $A = 31,41 \text{ cm}^2$

La section du béton nécessaire en limitant la contrainte de traction du béton à 18 b est la suivante :

$$B = \frac{56 \times 10^3 - 15 \times 31,41 \times 18}{18} = 2639,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{car } \bar{\sigma}_b = \frac{T}{B + nA} \longrightarrow B = \frac{T - nA \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b}$$

On choisit la section de la (fig. III - 4)
ce qui donne :

Section de béton réelle :

$$B = 55 \times 36 + \frac{(24,5 + 6)}{2} 33 + 10 \times 20 = 2\,683,25 \text{ cm}^2$$

et la contrainte de traction dans le béton est :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{56\,000}{2683,25 + 15 \times 31,41} = 17,75 \text{ b} < \bar{\sigma}_b$$

Cette contrainte est inférieure à la contrainte

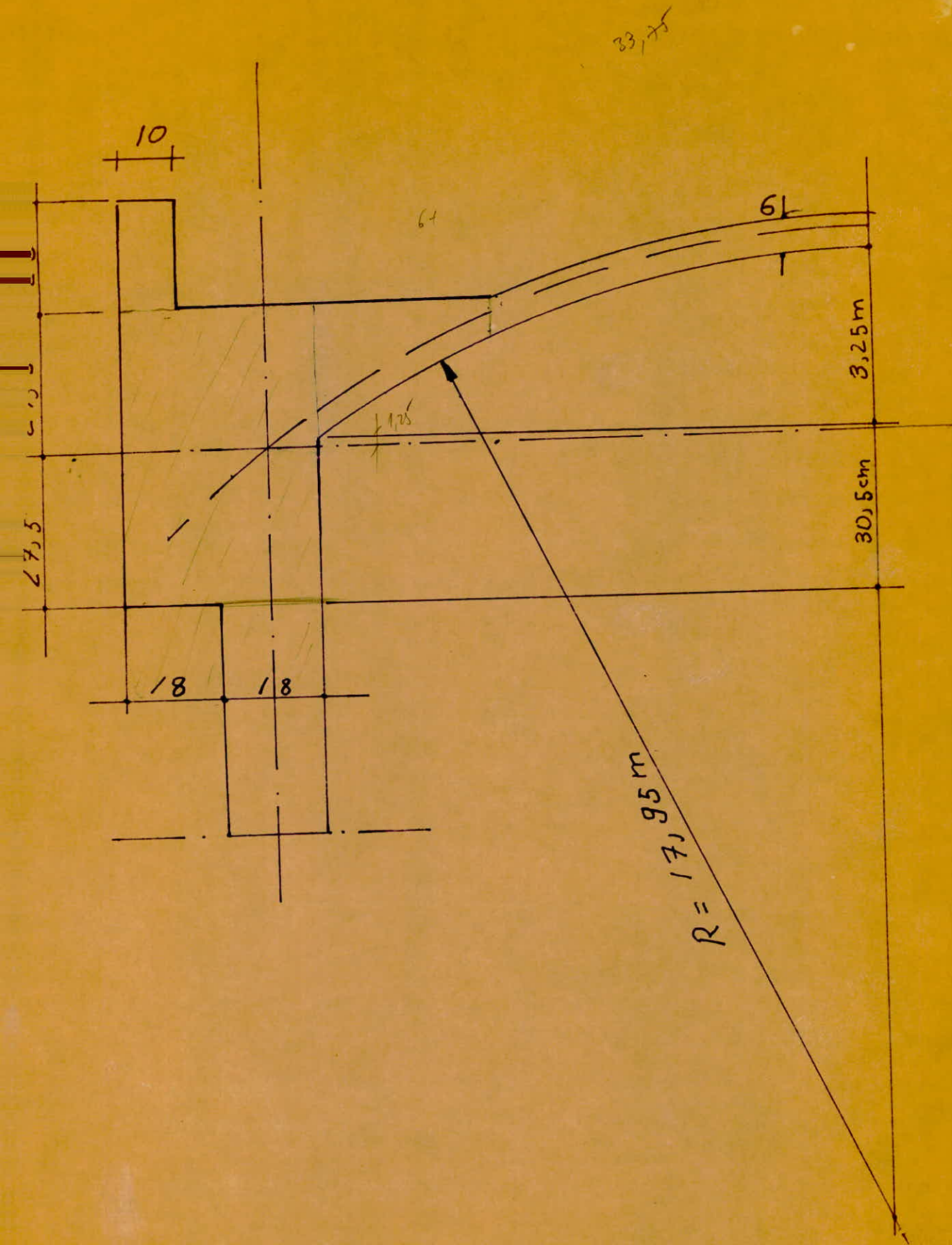


Fig III. 4

IV CALCUL DE LA PAROI DU RESERVOIR

Le réservoir étant semi enterré, le niveau des terres est le même que celui de l'eau , à cet effet la paroi du réservoir est soumise à la poussée de l'eau, qui sollicite un effort de traction dans la paroi, et la poussée des terres qui crée une sollicitation de compression dans la paroi ; ces deux poussées sont respectivement intérieures et extérieures au réservoir et de sens contraire.

Il est évident que l'effort résultant est celui de la poussée de l'eau moins celui de la poussée des terres, qui est un effort de traction car la poussée de l'eau est notamment supérieure à celle des terres.

Pour des raisons sécuritaires, en dimensionnant la paroi du réservoir, on ne tient pas compte de la poussée des terres, on calcule tout simplement la paroi sous l'influence de la poussée de l'eau, tandis que pour la poussée des terres on vérifie que les contraintes de compression introduites dans la paroi sous l'effet de cette poussée sont inférieures aux contraintes admissibles.

Donc on va étudier les deux cas qui correspondent au réservoir vide et plein.

Réservoir plein :

Méthode Lebel :

Pour dimensionner la paroi du réservoir on va utiliser la Méthode Lebel prescrite dans les "Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, février 1960 : caves et réservoirs en béton armé".

Cette théorie admet que la paroi d'épaisseur constante est constituée par :

- des anneaux (A) limités chacun par deux plans horizontaux
- des poutres verticales (P) découpées dans la paroi par des plans passant par l'axe du réservoir (fig IV - 1)

Les anneaux et les poutres assurent simultanément la résistance de la paroi à la pression hydrostatique, que l'on suppose appliquée sur la surface cylindrique moyenne.

Chaque poutre (P) est généralement reliée au radier et parfois à une couverture. D'autre part les anneaux (A) constituent pour elle un appui continu élastique.

Si P_m est la pression moyenne, R le rayon intérieur de la paroi cylindrique, h sa hauteur, l'effort total qui tend à déchirer le réservoir suivant une génératrice est :

$$F = P_m h R$$

Si le déplacement des extrémités inférieures et supérieures des poutres (P) n'est nullement entravée toute section verticale de la paroi par un plan passant par l'axe de l'ouvrage supporte l'effort F ; les poutres (P) ne sont pas fléchies, la paroi avant remplissage du réservoir devient tronçonnée sans l'effet de la pression hydrostatique. La déformation radiale au niveau x au dessus du fond est

$$Y = - \frac{PR}{E} \frac{R}{E} = - \frac{PR^2}{E^2} = - \frac{p_0 (h-x)}{h} \frac{R^2}{E^2}$$

Les rotations des tranches inférieures et supérieures des poutres (p) sont toutes deux égales à :

$$Y'_{(0)} = Y'_{(k)} = + \frac{p_0}{h} \frac{R^2}{E^2}$$

Le déplacement radial est nul à l'extrémité supérieure et égal à $-\frac{p_0 R^2}{E^2}$ à la base de la paroi.

Quant au contraire la paroi est reliée au radier, les poutres (P) sont fléchies et, de ce fait, une fraction F_R de l'effort F se trouve transmise au radier qui doit être en mesure de la supporter, et sur une section verticale axiale, l'ensemble des anneaux (A) ne supporte plus au total qu'une traction $F - F_R$. La liaison de la partie supérieure de la paroi a une couverture ou a une ceinture a des conséquences analogues. En somme quand la paroi est solidaire d'un radier et d'une couverture l'effort total F_A supporté par les anneaux est inférieur à F , les poutres (p) sont fléchies, et le radier et la couverture supportent les efforts F_R et F_C et l'on a : (fig. IV - 2)

$$F = F_A + F_R + F_C$$

- Equation différentielle régissant la flexion due à des pressions radiales dans les cylindres d'épaisseur constante :

OA est la fibre moyenne d'une poutre (P) avant déformation, O' A' est la fibre moyenne défor-

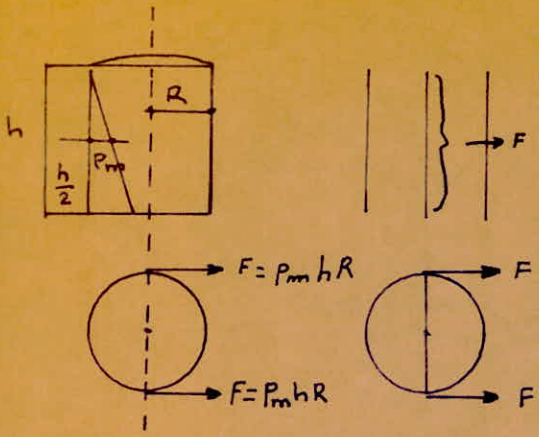


Fig IV 1

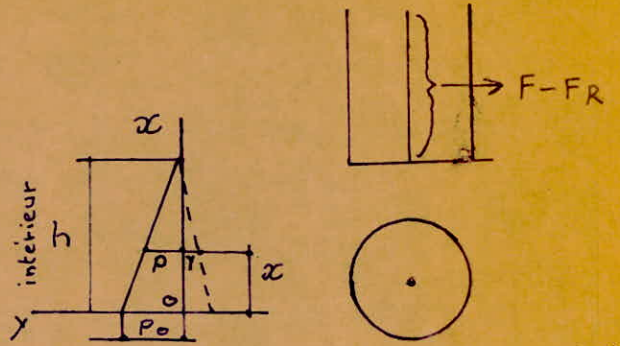


Fig IV 2

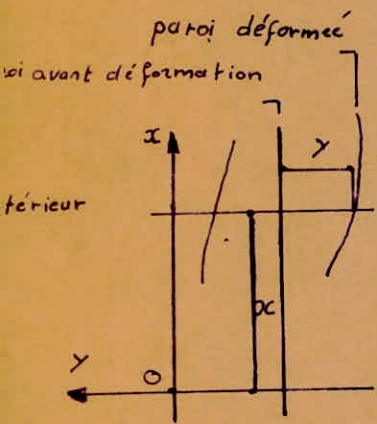


Fig IV 3, a

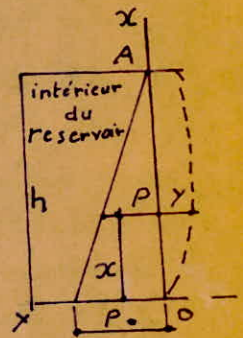


Fig IV 3, b

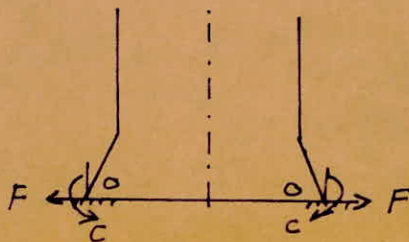


Fig IV 4

mée, (Fig IV - 3) a et b)

L'axe des x orienté vers le haut est confondu avec OA. L'axe OY est orienté vers la gauche, c'est à dire vers l'intérieur du réservoir. Un déplacement négatif Y de la fibre moyenne au niveau x, indique donc un accroissement du rayon de la paroi cylindrique. Les pressions exercées par le liquide sur celle-ci sont considérées comme positives. Une rotation est positive quand elle s'effectue en sens inverse de celui des aiguilles d'une montre. Un couple est positif quand il tend à provoquer une rotation dans le sens des aiguilles d'une montre, c'est à dire négative.

On appelle :

- E Le module d'élasticité du béton
- ν Le coefficient du poisson du béton
- R Le rayon du feuillet moyen de la paroi
- e L'épaisseur de celle -ci
- h Sa hauteur
- p La pression au niveau x
- p_0 La pression au niveau de la base de la paroi
- p_1 La part de la pression du liquide équilibrée par les poutres (P)
- p_2 Celle équilibrée par les anneaux
- M Le moment fléchissant dans les poutres (P) (par unité de largeur) l'exprime en KdaNm c'est à dire homogène à une force.
- T S'exprime en KdaN/m

on a :

On appelle :

- E Le module d'élasticité du béton
- ν Le coefficient du poisson du béton

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = -p \quad \text{et} \quad M = EJ \frac{d^2 Y}{dx^2}$$

Nous négligeons l'influence du coefficient de poisson, si l'on voulait en tenir compte il faudrait écrire

$$M = \frac{E}{1-\nu^2} Y''$$

$$\text{d'où } p_1 = EJ Y''''$$

Sous l'action de p_2 , la contrainte dans l'anneau (A) est $\frac{p_2 R}{e}$, l'allongement proportionnel

$$\frac{p_2 R}{Ee} \quad \text{et le déplacement} \quad - \frac{p_2 R_2}{Ee} = Y$$

d'où

$$p_2 = - \frac{Ee}{R^2} Y = -KY \quad \left(K = \frac{Ee}{R^2} \right)$$

on a donc en définitive :

$$p_1 + p_2 = P$$

$$\text{ou} \quad EJ Y'''' + \frac{Ee}{R^2} Y + p = 0 \quad (1)$$

on pose :

$$4 \beta^4 = \frac{K}{EJ} = \frac{12}{R^2 e^2}$$

$$\text{d'où } \beta = \frac{\sqrt[4]{3}}{\sqrt{R e}} = \frac{1,3165}{\sqrt{R e}}$$

Si l'on tenait compte du coefficient de poisson

on poserait :

$$\beta = \frac{\sqrt[4]{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{Re}}$$

L'équation (1) s'écrit donc :

$$EJY'''' + KY + p = 0 \quad (1')$$

$$Y'''' + 4\beta^4 Y + \frac{p}{EJ} = 0 \quad (2)$$

C'est l'équation générale qui permet l'étude de la flexion des poutres (P) dans les réservoirs et tubes cylindriques d'épaisseur constante soumis à des pressions radiales intérieures ou extérieures.

La solution générale de l'équation (2) sans second membre est :

$$Y = Ae^{-\beta x} \cos(\beta x) + B e^{\beta x} \sin \beta x + Ce^{\beta x} \cos \beta x + De^{\beta x} \sin \beta x$$

Si le réservoir est assez haut ($\frac{h^2}{ed} > 16$) les

coefficients C et D seront nécessairement nuls, sinon les deux derniers de l'expression de Y prendraient des valeurs excessives, incompatibles avec l'intégrité de l'ouvrage.

On posera dans ce qui suit :

$$\bar{e}^{\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) = \varphi(\beta x)$$

$$\bar{e}^{\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) = \psi(\beta x)$$

$$\bar{e}^{\beta x} \cos \beta x = \theta(\beta x)$$

$$\bar{e}^{\beta x} \sin \beta x = \xi(\beta x)$$

On aura alors si le réservoir est complètement plein :

$$Y = A\bar{e}^{\beta x} \cos \beta x + B\bar{e}^{\beta x} \sin \beta x - \frac{p_0 (h-x)}{K h}$$

d'où

$$Y' = \beta (-A\bar{e}^{\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) + B\bar{e}^{\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)) + \frac{p_0}{K h}$$

$$M = E J Y'' = 2 E J \beta^2 (-B\bar{e}^{\beta x} \cos \beta x + A\bar{e}^{\beta x} \sin \beta x)$$

$$T = E J Y''' = 2 E J \beta^2 \left[(\cos \beta x - \sin \beta x) A\bar{e}^{\beta x} + B\bar{e}^{\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \right]$$

$$p_1 = -E J Y'''' = K Y + p_0 \frac{(h-x)}{h}$$

* Réservoir à paroi encastree sur un fond indéformable :

* Effet de la pression du liquide :

Les conditions aux limites sont :

$$\text{pour } x = 0 \quad Y = 0 \quad Y' = 0$$

(fig. IV - 4)

on en déduit aisément :

$$A = \frac{p_0}{K}, \quad B = \frac{p_0}{K} \left(1 - \frac{1}{\beta h}\right)$$

$$Y = \frac{p_0}{K} \left[\bar{\theta}(\beta x) + \left(1 - \frac{1}{\beta h}\right) \xi(\beta x) \right] - p_0 \frac{(h-x)}{Kh}$$

$$P_1 = P_0 \left[\bar{\theta}(\beta x) + \left(1 - \frac{1}{\beta h}\right) \xi(\beta x) \right]$$

$$Y' = \frac{P_0 \beta}{K} \left[-\varphi(\beta x) + \left(1 - \frac{1}{\beta h}\right) \varphi(\beta x) \right] + \frac{P_0}{Kh}$$

$$M = \frac{P_0}{2\beta^2} \left[-\left(1 - \frac{1}{\beta h}\right) \theta(\beta x) + \xi(\beta x) \right]$$

$$T = \frac{P_0}{2\beta} \left[\psi(\beta x) + \left(1 - \frac{1}{\beta h}\right) \varphi(\beta x) \right]$$

à l'encastrement on a :

$$P_1 = P_0 \quad P_2 = P_0$$

$$M_o = - \frac{p_o}{2 \beta^2} \left(1 - \frac{1}{\beta h} \right) = - \frac{p_o Re}{3,464} \left(1 - \frac{Re}{1,3165h} \right)$$

$$T_o = \frac{p_o}{2\beta} \left(2 - \frac{1}{\beta h} \right) = \frac{p_o \sqrt{Re}}{2,633} \left(2 - \frac{\sqrt{Re}}{1,3165h} \right)$$

Pour des réservoirs peu élevés c'est à dire pour lesquels $0,4 < \frac{h^2}{ed} < 16$ "Le cahier des charges de la Cham-

bre Syndicale des Constructeurs en ciment armé" donne des tableaux de coefficients, ces coefficients sont donnés dans tous les tableaux à des niveaux comptés de dixième en dixième de la hauteur à partir du haut, et ils servent à calculer le moment de flexion dans la paroi ainsi que l'effort de traction FA dans une hauteur d'anneau égale à l'unité.

Si l'on considère que le réservoir est encastré sur le radier, et si on néglige l'effet de la couverture sur les parois ;

- Le tableau I donne les coefficients à appliquer pour obtenir à des niveaux différents distants en dixième de la hauteur, soit la pression absorbée par les anneaux soit directement l'effort FA à une hauteur d'anneau égale à l'unité par la formule :

$$F_A = \gamma \times \delta \times hr$$

Les valeurs positives du coefficient correspondent à des efforts d'extension dans les anneaux, tandis que les valeurs négatives indiquent qu'au niveau considéré, il se produit exceptionnellement une compression dans les anneaux.

Les coefficients γ sont donnés en fonction de $\frac{h^2}{ed}$ et de Z/h .

h : hauteur du liquide

e : épaisseur de la paroi

d : diamètre intérieur du réservoir

Z : profondeur du niveau considéré à partir du sommet

Le tableau VII indique les coefficients γ' à appliquer au calcul du moment de flexion le long d'une poutre verticale de largeur unité dans un réservoir encastré à la base et libre en tête soumis à une charge hydrostatique intérieure ou extérieure au réservoir par la formule

$$M = \gamma' X \delta h^3$$

Les valeurs positives du coefficient indique que la zone tendue du béton est à l'extérieur du réservoir négatives à l'intérieur.

Le tableau VIII donne pour un réservoir encastré à la base et libre en tête les coefficients de moment pour une charge uniforme p et qui s'appliquent à la formule :

$$M = \gamma'' X p h^2$$

même convention pour le signe des moments.

Prédimensionnement de la paroi

$$h = 6 \text{ m} \quad e = 18 \text{ cm} = \text{constante}$$

$$d = 20,61 \text{ m} \quad r = 10,3 \text{ m}$$

$$\frac{h^2}{ed} = \frac{6^2}{0,18 \times 20,61} = 9,70$$

$0,4 < \frac{h^2}{ed} < 16$ le réservoir peut être considéré

comme peu élevé, ensuite on va utiliser les tableaux des coefficients $\gamma, \gamma', \gamma''$ pour dimensionner la paroi.

Calcul de l'effort F_A dans les anneaux

$$F_A = \gamma \delta \cdot hr$$

γ est donné par le tableau I

δ doit être pondéré par 1,2 ce qui donne :

$$1,2 \delta = 1,2 \times 1000 = 1200 \text{ daN/m}^3$$

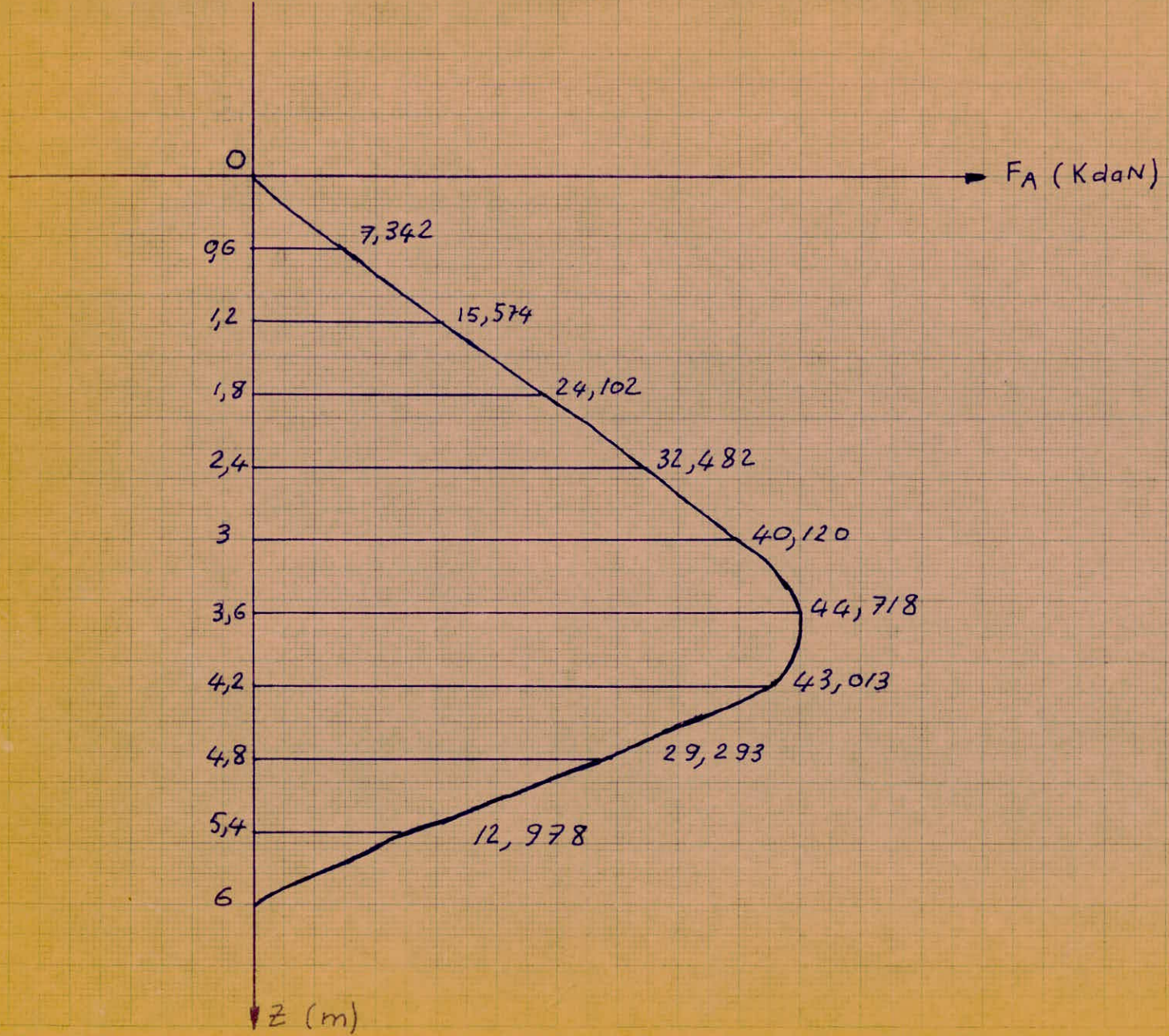
$$F_A = 1200 \times 6 \times 10,3 \gamma = 74160 \gamma \text{ daN/m}$$

$F_A = 74160 \gamma \quad (\text{daN/m})$

Z / h	Z (m)	δ	F_A (da N)
0,1	0,6	0,099	7341,84
0,2	1,2	0,210	15573,60
0,3	1,8	0,325	24102
0,4	2,4	0,438	32482,08
0,5	3,0	0,541	40120,56
0,6	3,6	0,603	44718,48
0,7	4,2	0,580	43012,8
0,8	4,8	0,395	29293,2
0,9	5,4	0,175	12978

la (fig: IV.5) donne les tensions FA en fonction de Z

m



Echelle 1 m ~ 2cm
5 KdaN ~ 1cm

Les efforts F_A sont des tensions dans les anneaux à la profondeur Z et de hauteur unité.

Finalement les efforts T de traction dans les viroles sont les suivants :

le	$0 < Z < 0,6$	$T = \frac{7341,84}{2} = 3670,92$	(daN/m)
le	$0,6 < Z < 1,2$	$T = \frac{7341,84+15573,6}{2} = 11457,72$	(daN/m)
le	$1,2 < Z < 1,8$	$T = \frac{15573,6+24102}{2} = 19837,60$	(daN/m)
le	$1,8 < Z < 2,4$	$T = \frac{24102+32482,08}{2} = 28292,04$	(daN/m)
le	$2,4 < Z < 3$	$T = \frac{32482,08+40120,56}{2} = 36301,32$	(daN/m)
le	$3, < Z < 3,6$	$T = \frac{40120,56+44718,48}{2} = 42419,5$	(daN/m)
le	$3,6 < Z < 4,2$	$T = \frac{44718,48+43012,8}{2} = 43865,64$	(daN/m)
le	$4,2 < Z < 4,8$	$T = \frac{43012,8+29293,2}{2} = 36153$	(daN/m)
le	$4,8 < Z < 5,4$	$T = \frac{29293,2+12978}{2} = 21135,6$	(daN/m)
le	$5,4 < Z < 6$	$T = \frac{12978}{2} = 6489$	(daN/m)

La section d'armature nécessaire est $A_i = \frac{T_i}{\sigma_a}$, i est l'indice des viroles.

La contrainte de traction du béton en section homogène est : $\sigma_{bhi} = \frac{T_i}{100e + nA_i}$

Si on limite σ_{bh} à $22b$, on doit avoir $\sigma_{bhi} < \sigma_{bh} = 22b$

Ainsi on trouve :

Virole	$A_i = \frac{T_i}{\sigma_a}$	A	σ_{bh} (b)
1	$A_1 = \frac{3671}{2340} = 1,57\text{cm}^2$	2 HA 10 1,57cm ²	$\sigma_{bh_1} = \frac{3671}{100 \times 18 + 15 \times 1,57} = 2,01b$
2	$A_2 = \frac{11458}{2050} = 5,6\text{cm}^2$	4 HA 14 6,15cm ²	$\sigma_{bh_2} = \frac{11458}{100 \times 18 + 15 \times 6,15} = 6,1b$
3	$A_3 = \frac{19838}{2050} = 9,68\text{cm}^2$	8 HA 14 12,31cm ²	$\sigma_{bh_3} = \frac{19838}{1800 + 15 \times 12,31} = 10b$
4	$A_4 = \frac{28292}{2050} = 13,80\text{cm}^2$	10 HA 14 15,39cm ²	$\sigma_{bh_4} = \frac{28292}{1800 + 15 \times 15,39} = 13,93b$
5	$A_5 = \frac{36301}{2050} = 17,71\text{cm}^2$	12 HA 14 18,17cm ²	$\sigma_{bh_5} = \frac{36301}{1800 + 15 \times 18,17} = 17,52b$
6	$A_6 = \frac{42420}{1950} = 21,75\text{cm}^2$	12 HA 16 24,12cm ²	$\sigma_{bh_6} = \frac{42420}{1800 + 15 \times 24,12} = 19,62b$

(SUITE)

7	$A_7 = \frac{43866}{1950} = 22,5\text{cm}^2$	12 HA 16 24,12cm ²	$\nabla_{bh_7} = \frac{43866}{1800+15 \times 24,12} = 20,29\text{b}$
8	$A_8 = \frac{36153}{1950} = 18,54\text{cm}^2$	10 HA 16 20,10cm ²	$\nabla_{bh_8} = \frac{36153}{1800+15 \times 20,1} = 17,2\text{b}$
9	$A_9 = \frac{21136}{2050} = 10,31\text{cm}^2$	8 HA 14 12,31cm ²	$\nabla_{bh_9} = \frac{21136}{1800+15 \times 12,31} = 10,65\text{b}$
10	$A_{10} = \frac{6489}{2340} = 2,77\text{cm}^2$	4 HA 10 3,14cm ²	$\nabla_{bh_{10}} = \frac{6489}{1800+15 \times 3,14} = 3,60\text{b}$

Toutes les contraintes σ_{bh} des différents viroles sont inférieures à la contrainte $\overline{\sigma}_{bh} = 22 b$, on est donc dans les limites admises par "le cahier des charges applicables à la construction des réservoirs et cuves en béton armé" paru en Août 1966.

Calcul du Moment de Flexions dans les Poutres :

soit M_e : le moment de flexion dans les poutres sous l'effete de la pression triangulaire de l'eau

$$M_e = \gamma' \cdot S h^3$$

γ' est donné par le tableau V'1

$$1, 2 \gamma' S = 1200 \text{ daN/m}^3$$

ce qui donne :

$$M_e = 1200 \times \frac{\gamma'}{S} \cdot S h^3 \quad \gamma' = 259200 \gamma' \text{ daN m/m}$$

$$\underline{M_e = 2,592 \gamma' (K \text{ daN m/m})}$$

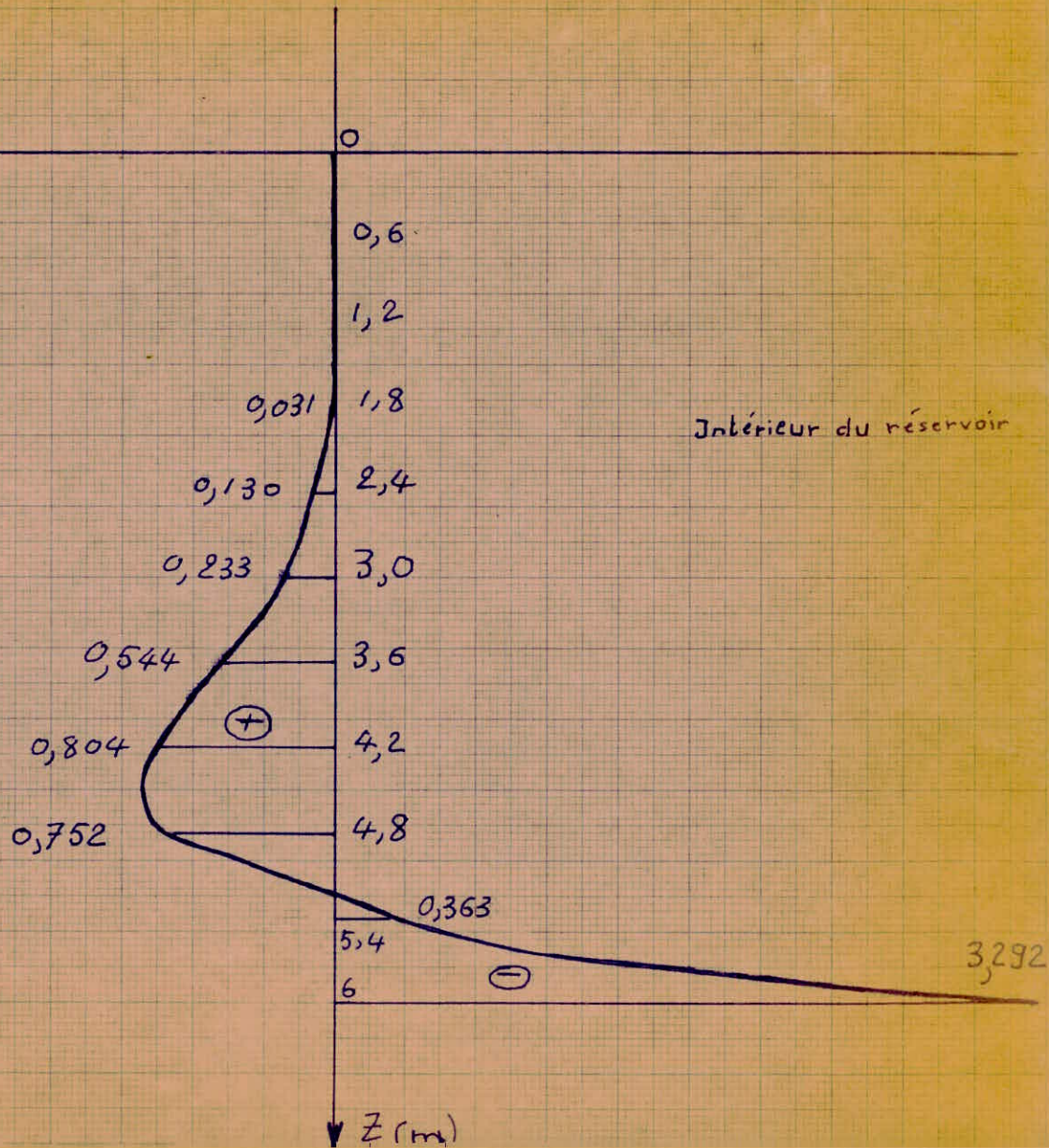
Le tableau suivant donne les valeurs de M_e pour des profondeurs variant du dixième au dixième de la hauteur h de l'eau dans le réservoir.

Z/h	Z (m)	γ'	M_e (daN m/m)
1,0	6	(-) 0,127	(-) 3292
0,9	5,4	(-) 0,0014	(-) 363
0,8	4,8	(+) 0,0029	(+) 752
0,7	4,2	(+) 0,0031	(+) 804
0,6	3,6	(+) 0,0021	(+) 544,32
0,5	3,0	(+) 0,0009	(+) 233,28
0,4	2,4	(+) 0,0005	(+) 130
0,3	1,8	0,00012	31,10
0,2	1,2	0,00002	5,18
0,1	0,6	0,00000	0

voir figure IV.6

Fig IV-6

M_e (KdaNm/m)



Echelle: 1 KdaN \sim 3cm
1 m \sim 2cm

Remarquons que le moment de flexion M_e et celui dû à la poussée des terres M_t agissent sur la paroi en sens inverse, c'est pour cela, il est évident de considérer leurs différences, mais pour des raisons sécuritaires, on ne tient pas compte de M_t , on dimensionne la paroi sous l'effet du moment M_e , exactement comme on a fait précédemment dans le calcul de l'effort de traction dans les anneaux F_{θ} .

A cet effet, on trouve :

épaisseur de la paroi à base :

$$P_b = e + 2 e_i$$

$$P_b = 18 + 2 \cdot 25 = 68 \text{ cm}$$

$e = 18$ est l'épaisseur de la paroi

$e_i = 25$ cm : étant l'épaisseur du gousset reliant la paroi au radier,

or, l'influence du gousset est d'amortir le moment d'encastrement M_0 à la base de la paroi

car $\frac{h^2}{e d}$ diminue ce qui entraîne la croissance

$$\text{de } \chi' \left(\frac{h^2}{e d} = 2,57 \rightarrow \chi' = (-) 0,0385 \right)$$

pour $Z = 6 \text{ m}$

$$\text{et par suite } M_{e0}' = (-) 0,0385 \times 259200 =$$

$$(-) 9979,2 \text{ daN m/m}$$

Il se passe le même phénomène pour le moment M_t , mais dans ce cas là, il sera un peu plus considérable, il est donc nécessaire d'en tenir compte et dimensionner la paroi avec le moment

$M = M_t + M_e$ avec une épaisseur de la paroi de 68 cm et une largeur de 1 m.

Pour les raisons précédentes, on ne va pas tenir compte de la variation de l'épaisseur de la paroi à l'encastrement de l'amortissement du moment de flexion à l'encastrement et aussi du moment de flexion M_t dû à la poussée des terres. (On va vérifier plus tard, dans l'étude du réservoir vide que cette solution est sécuritaire).

En effet :

Acier équilibrant le moment M_e :

A la base :

$$e_t = 18 \text{ cm}$$

$$M_o = 3292 \text{ daNm/m}$$

$$e = P_e - d = 18 - 3 = 15 \text{ cm} \quad d = 3 \text{ cm} = \text{enrobage des armatures}$$

$$b_o = 100 \text{ cm} \quad \bar{\nu}'_{bo} = 75b \quad (\text{dosage } 400 \text{ kg/m}^3) \\ \text{contrôle atténué}$$

$$\frac{b_o e}{100} = 15 \text{ cm} \quad \frac{b_o e^2}{100} = 225 \text{ cm}^2 \quad \frac{\bar{\nu}'_a}{n} = \frac{1950}{15} = 130$$

$$\mu_a = \frac{M}{\frac{\bar{\nu}'_a}{n} \frac{b_o e^2}{100}} = \frac{329200}{\frac{1950}{15} \cdot 225} = 11,255$$

$$\alpha = 0,395$$

$$\eta = 0,654$$

$$\text{Ce qui donne} \quad = 12,90$$

$$\mu'_{bpl} = 31,72$$

$$\bar{\nu}'_b = \eta \frac{\bar{\nu}'_a}{n} = 130 \times 0,654 = 85 \text{ b} \quad < \bar{\nu}'_b = 150 \text{ b}$$

$$M'_{bpl} = \mu'_{bpl} \frac{b_o e^2}{100} \left[\bar{\nu}'_{bo} \left(I, I - \frac{\bar{\nu}'_{bo}}{1000} \right) \right]$$

$$M'_{bpl} = 31,72 \times 225 \times 15 \times 1,075 = 5754,21 \text{ daNm/m}$$

Le moment plafond est supérieur à M_o et $\bar{\nu}'_b < \bar{\nu}'_b$

La section d'acier équilibrant M_0 est :

$$A = \frac{a_n}{a} \frac{b_{oe}}{100} = \frac{12,9}{15} \times 15 = 12,9 \text{ cm}^2/m$$

$A = 7 \text{ HA } 16/m$ $14,07 \text{ cm}^2/m$

Acier équilibrant le moment M_1 positive :

Au niveau $Z = 4,2 \text{ m}$ on a :

$$M_1 = 804 \text{ daNm/m}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a Z} = \frac{804 \cdot 10^2}{2340 \times \frac{7}{8} \cdot 15} = 2,62 \text{ cm}^2$$

Ce qui fait :

$4 \text{ HA } 10/m$ $A = 3,14 \text{ cm}^2/m$
--

RESERVOIR VIDE :

Dans ce cas le réservoir est soumis seulement à la poussée des terres.

Pour calculer la poussée des terres sur la paroi, on va utiliser la méthode Resal.

Cette méthode donne :

la résultante horizontale de la charge triangulaire due à la poussée des terre est :

$$Q = \frac{A \Delta h^2}{2} \quad \text{Elle se trouve au } \frac{1}{3} \text{ de } h \text{ à partir du radier}$$

La résultante verticale est :

$$V = \frac{B \Delta h^2}{2} \quad \text{avec } B = A \operatorname{tg} (\alpha + \theta)$$

$\theta =$ inclinaison de la poussée par rapport à l'horizontale

A et B sont donnés dans des tableaux en fonction de l'angle de frottement interne des terres φ et de l'inclinaison α de la paroi par rapport à la verticale, Δ étant le poids spécifique des terres.

La paroi du réservoir est soumise à une charge triangulaire extérieure due à la poussée des terres, cette charge vaut au niveau du radier la valeur $A \Delta h$ et elle est nulle au niveau de l'eau (fig. IV. 7a)

De plus du fait que la terre est surchargée par les surcharges climatiques de neige S, la poussée due à ces surcharges a une répartition rectangulaire sur toute la hauteur, cette répartition a pour valeur (fig. IV. 7b)

$$p = A \cdot S \quad (\text{horizontale})$$

$$q = A \cdot S \operatorname{tg} \varphi \quad (\text{verticale})$$

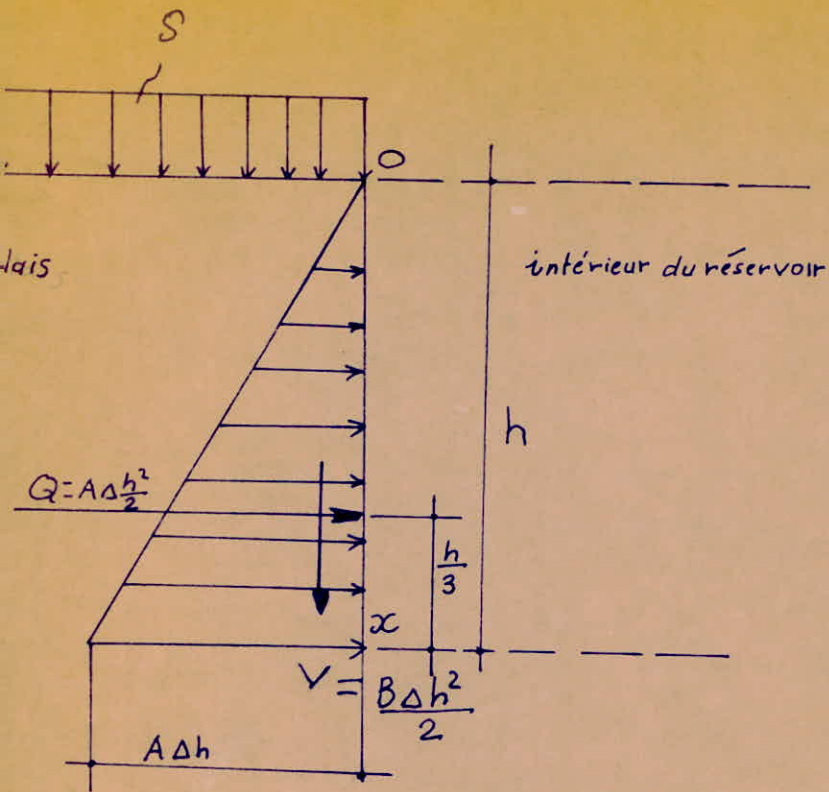


Fig IV 7a

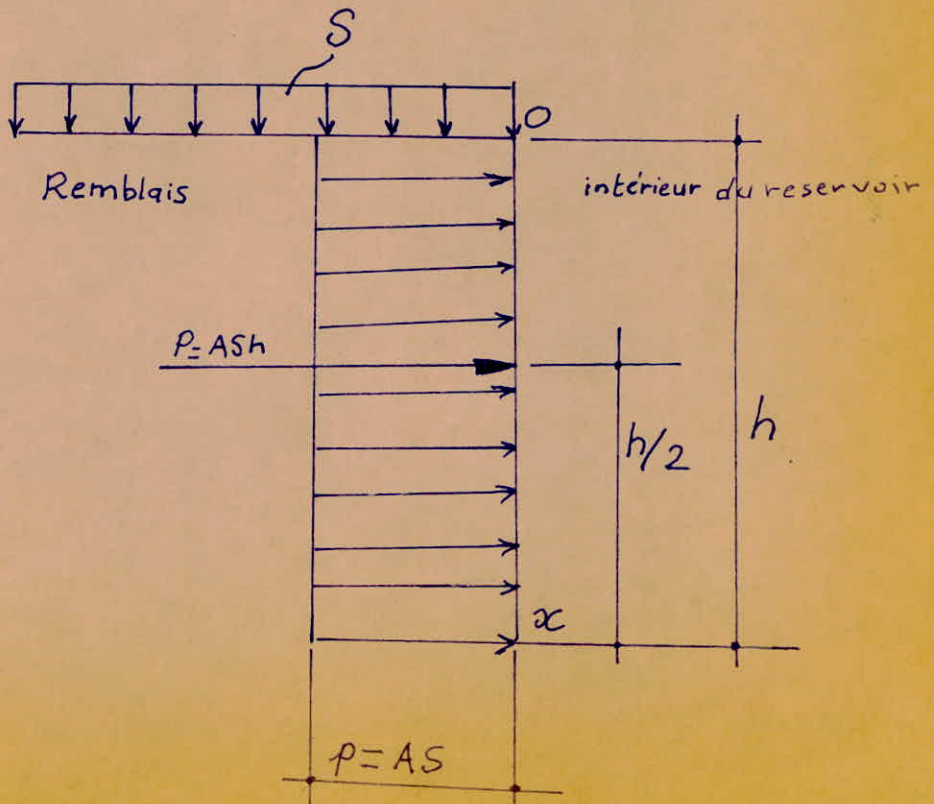


Fig IV 7b

On place derrière la paroi du remblais sableux, ces caractéristiques sont les suivantes :

$$\Delta = 1800 \text{ daN/m}^3$$

$$C = 0 \quad C = \text{cohésion des terres}$$

$$\varphi = 35 \text{ à } 40^\circ$$

Calcul de la poussée des terres :

$$\alpha = 0 \quad \varphi = 40^\circ \quad \Delta = 1800 \text{ daN/m}^3$$

$$\text{tg } \varphi = 0,835 \quad A = 0,167 \quad B = 0,140$$

$$A \Delta h = 0,167 \times 1800 \times 6 = 1803,6 \text{ daN/m}^2$$

On néglige la poussée verticale car elle est sans influence sur la paroi.

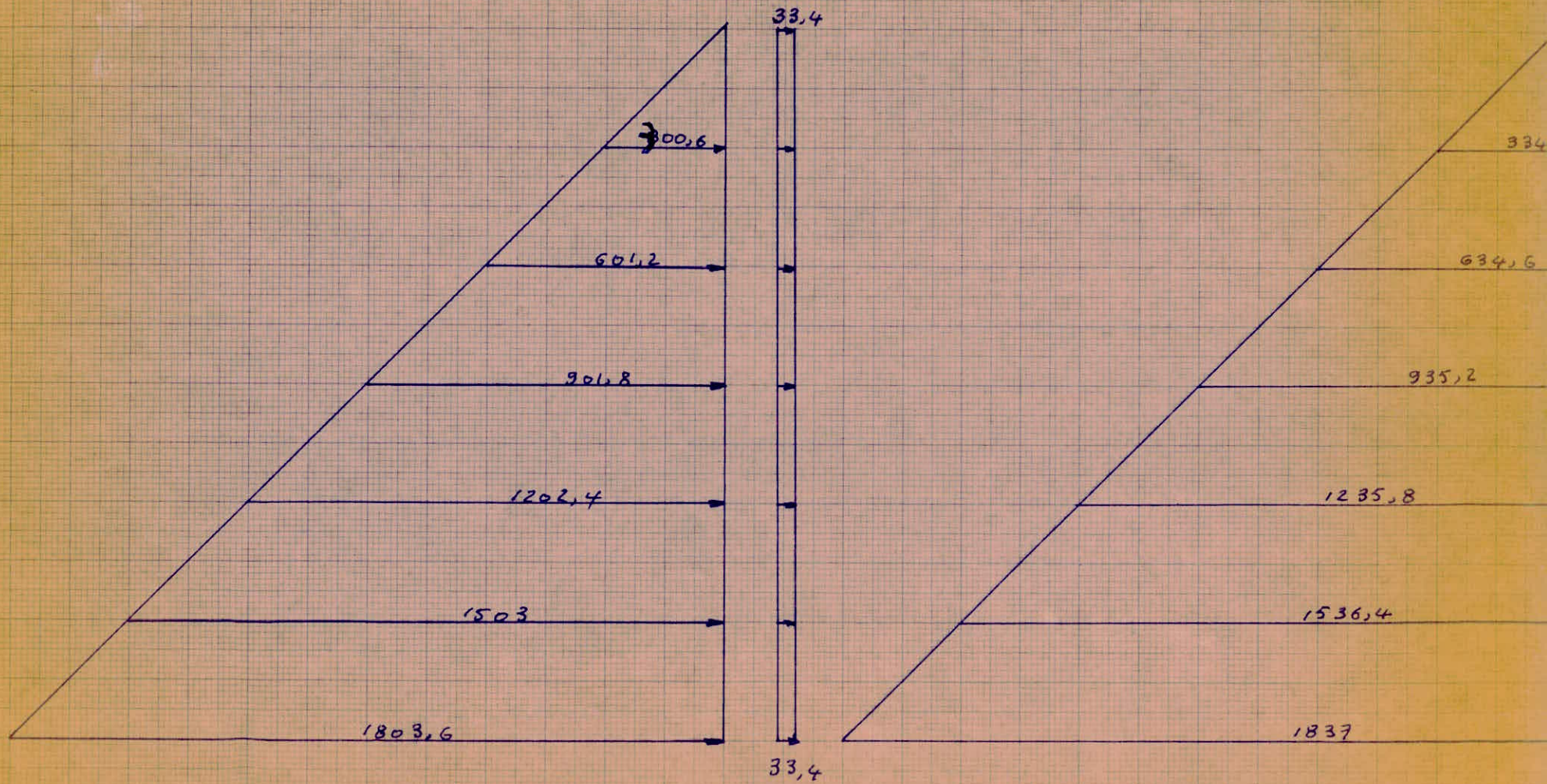
Poussée due aux surcharges :

$$S = 200 \text{ daN/m}^2$$

$$p = A.S = 0,167 \times 200 = 33,4 \text{ daN/m}^2$$

En combinant ces deux poussées on trouve une répartition trapézoïdale qui est la suivante : (fig. IV-8)

Fig IV 8



La cuve étant divisée par des tranches de 1 m. Chaque tranche est calculée sous l'effet de la pression moyenne qui est déduite du diagramme précédent qui crée un effort de compression dans la paroi.

On vérifie que toutes les contraintes de compressions introduites dans la paroi sous l'effet de la poussée des terres sont inférieures à la contrainte admissible.

Ainsi on a pour les différentes tranches :

$$F'_i = \text{effort de compression} = p_{m_i} r \times I = p_{m_i} r \quad (\text{daN})$$

la tranche i

$$p_{m_i} = \text{pression moyenne de la tranche}$$

$$r = \text{rayon de la cuve} = 10,3 \text{ m}$$

$$\sigma'_{b_i} = \text{contrainte de compression de la tranche } i$$

$$\sigma'_{b_i} = \frac{F'_i}{100 \cdot e}$$

$$e = \text{épaisseur de la paroi} = 18 \text{ cm}$$

Pour :

$$\underline{1^{\text{ère}} \text{ tranche}} : p_{m_1} = 183,7 \text{ daN/m}^2$$

$$F'_1 = 183,7 \cdot 10,3 = 1892,11$$

$$\sigma'_{b_1} = \frac{1892,11}{100 \times 18} = 1,1 \text{ b}$$

$$\underline{2^{\text{ème}} \text{ tranche}} : \sigma'_{b_2} = \frac{484,3 \times 10,3}{1800} = 2,77 \text{ b}$$

$$\underline{3^{\text{ème}} \text{ tranche}} : \sigma'_{b_3} = \frac{784,9 \times 10,3}{1800} = 4,49 \text{ b}$$

$$\underline{4^{\text{ème}} \text{ tranche}} : \sigma'_{b_4} = \frac{1085,5 \times 10,3}{1800} = 6,21 \text{ b}$$

$$\underline{5^{\text{ème}} \text{ tranche}} : \sigma'_{b_5} = \frac{1386,1 \times 10,3}{1800} = 7,93 \text{ b}$$

$$\underline{6^{\text{ème}} \text{ tranche}} : \sigma'_{b_6} = \frac{1686,7 \times 10,3}{1800} = 9,65 \text{ b}$$

Les contraintes de compressions trouvées sont toutes inférieures aux contraintes admissibles, le béton est seul suffisant.

Calcul du Moment de flexion du à la poussée des terres :

Soit M_t ce moment de flexion, M_t se décompose en M_{t1} et M_{t2}

M_{t1} : moment de flexion du à la charge triangulaire

$A \Delta z$ le moment est égal comme on a vu précédemment à $\gamma' A \Delta \times h^3$

γ' est le coefficient donné par le tableau VII

M_{t2} : moment de flexion du à la charge uniforme p

$$p = A.S = 33,4 \text{ daN/m}^2$$

Ce moment est donné par :

$$M_{t2} = \gamma'' p h^2$$

γ'' est donné par le tableau VIII

$$\Delta = 1800 \text{ daN/m}^3 \quad h = 6\text{m} \quad A = 0,167$$

$$M_{t1} = 0,167 \times 1800 \times \frac{9}{6} = 64929,6 \gamma'$$

$$M_{t2} = 33,4 \times \frac{6^2}{6} \gamma'' = 1202,4 \gamma''$$

$$M_{t1} = 64930 \gamma'$$

$$M_{t2} = 1203 \gamma''$$

Le tableau suivant donne le moment M_t en fonction de la profondeur 3

Z (m)			M_{t1} (daNm/m)	M_{t2} (daNm/m)	M_t (daNm/m)
6,0	(-) 0,0127	(-) 0,0153	(-) 824,61	(-) 18,4	(-) 843
5,4	(-) 0,0014	(-) 0,0025	(-) 90,9	(-) 3,0	(-) 94
4,8	(+) 0,0029	(+) 0,0026	(+) 188,3	(+) 3,1	(+) 192
4,2	(+) 0,0031	(+) 0,0031	(+) 201,3	(+) 3,7	(+) 205
3,6	(+) 0,0021	(+) 0,0023	(+) 136,4	(+) 2,8	(+) 139
3,0	(+) 0,0009	(+) 0,0011	(+) 58,4	(+) 1,3	(+) 60
2,4	(+) 0,0005	(+) 0,0003	(+) 32,5	(+) 0,4	(+) 33
1,8	(+) 0,00012	(+) 0,00005	(+) 7,8	(+) 0,06	(+) 8
1,2	(+) 0,00002	(-) 0,0001	(+) 1,3	(-) 0,1	(+) 1,2
0,6	0,0000	0,0000	0,0	0,0	0,0

Le Moment M_t travaille en sens inverse que le Moment M_e .

Effet du gousset :

Epaisseur de la paroi à la base :

$$e_b = 68 \text{ cm}$$

$$\frac{h^2}{e_b d} = \frac{36}{0,68 \cdot 20,61} = 2,57$$

pour $Z = 1,0$:

$$\chi'_o = (-) 0,0385 \text{ et } M't1_o = (-) 2500 \text{ daNm/m}$$

$$\chi''_o = (-) 0,0601 \text{ et } M't2_o = (-) 72 \text{ daNm/m}$$

$$M't_o = M't1_o + M't2_o = (-) 2572 \text{ daNm/m}$$

or :

$$M'e_o = 9979 \text{ daNm/m}$$

Ce qui donne :

$$M_1 = M'e_o - M't_o = -9979 + 2572 = -7407 \text{ daNm/m}$$

$$A = \frac{M_1}{\sqrt{a} \cdot X_3}$$

$$\sqrt{a} = 1950 \text{ b (HA16)}$$

$$z = \frac{7 \cdot 65}{8} = 56,9$$

$$A = \frac{7407 \cdot 10^2}{1950 \times 56,9} = 6,68 \text{ cm}^2$$

$$A = 4 \text{ HA } 16, 8,04 \text{ cm}^2$$

Cette section est notamment inférieure à la section d'acier déjà trouvée (7HA16 14,07 cm²).

Donc le fait de négliger l'élargissement de la paroi à la base sous l'effet du gousset et de ne pas tenir compte des amorcements des moments M_e et M_c sous l'effet de cette variation de l'épaisseur de la paroi, nous rend dans un cas plus sécuritaire que dans le cas contraire.

V - CALCUL DU RADIER

L'étude du radier est difficile, cette difficulté réside de la détermination du diagramme approché des réactions du sol, car cela dépend des coefficients d'élasticité relatifs de la structure du radier et du sol.

On se borne à choisir un diagramme des réactions du sol le plus souvent linéaire et même uniforme, en s'assurant de la rigidité du radier et en vérifiant que les éléments de réductions associés à ce diagramme redonne bien à l'aplomb de chaque point porteur une réaction d'intensité égale et de sens opposé à la charge provenant de la superstructure. On réalise cela en utilisant "la méthode des planchers" : un radier se présente comme un plancher renversé soumis au diagramme des réactions du sol diminué du poids propre du radier. Ce diagramme est dirigé de bas en haut ; les points d'appui sont constitués par murs et piliers de l'ossature.

Deux cas de charges à considérer :Réservoir vide

Dans ce cas le radier est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre. Les parois du réservoir représentant des points d'appui, en plus il faut tenir compte du moment M_t de la poussée des terres au bord du radier.

Réservoir plein :

Dans ce cas le radier est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre et des surcharges de l'eau. De même les parois représentant ces points d'appui et en plus il faut tenir compte de la différence des moments M_t et M_e au bord du radier. Il est clair que le cas des charges le plus défavorable est celui qui correspond au réservoir vide, on va étudier alors le radier dans ce cas.

Charge sur le radier :

- Coupole : $670 \times 366,36 \times 10^{-3}$ = 245,5 KdaN
- Ceinture : $2683,25 \times 10^{-4} \times 3,14 \times 20,61$
 $\times 2500 \times 10^{-3}$ = 43,4 KdaN
- Paroi : $0,18 \times 6,25 \times 3,14 \times 20,61$
 $\times 2500 \times 10^{-3}$ = 182 KdaN
- Enduit de la paroi : $2 \times 0,02 \times 2300 \times 6,25 \times 3,14$
 $\times 20,61 \times 10^{-3}$ = 37,2 KdaN

{Enduit de mortier de ciment dosé à 600 kg/m³
 exécuté en deux couches de 20 mm d'épaisseur}

$$\text{Total: } Q = 508,1 \text{ KdaN}$$

On considère que la réaction du sol sur le radier est triangulaire nul au centre du radier comme le montre la fig. (1-V)

Surface du radier :

$$S = \frac{3,14 \times 21,47^2}{4} = 361,85 \text{ m}^2$$

$D = 21,47$ étant le diamètre jusqu'au bord extérieur du radier
($D = 20,61 + 2 \times 0,18 + 2 \times 0,25 = 21,47 \text{ m}$)

Si la réaction du sol était uniforme on obtient :

Sous pression :

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

$$P = \frac{508,1}{361,85} = 1,4 \text{ KdaN/m}^2$$

Ce qui donne en cas de répartition triangulaire :

$$q = 2 \times 1,4 = 2,8 \text{ KdaN/m}^2$$

$q = 2,8 \text{ KdaN/m}^2$

Le radier est ni parfaitement encastré, ni simplement appuyé sur les parois du réservoir. Il est plutôt dans un état intermédiaire entre ces deux états d'équilibres.

On va étudier séparément ces deux états et ensuite on prendra une valeur intermédiaire entre les deux.

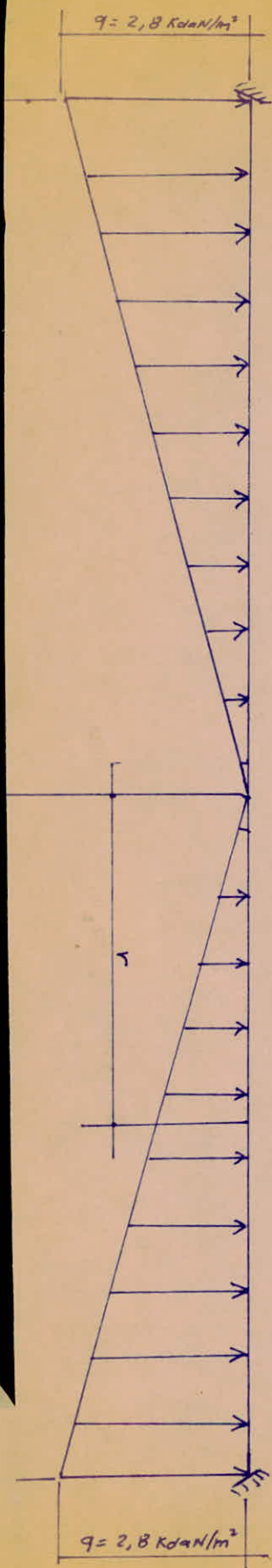
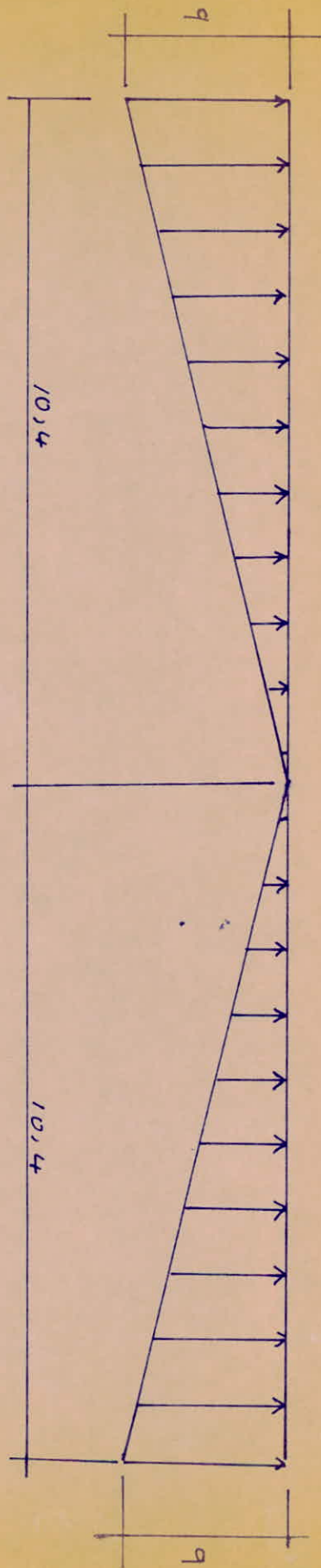


Fig VI 1



A - RADIER PARFAITEMENT ENCASTRE

Ce cas est représenté dans la fig. (2 V)

Ce cas considéré peut être équivalent au cas suivant (d'après le principe de superposition) voir fig. 3 V

Les "Tables pour le calcul des dalles et des parois" par R. BAREL donnent pour chaque cas de charges les efforts correspondants cas a) charges uniformément réparties :

fig. 3 V a

Les tables 1. 155 donnent :

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

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

Dans ces formules :

a : rayon de la dalle

r, φ : coordonnées polaires d'un point de la dalle (l'origine étant au centre de la dalle)

ρ : $\frac{r}{a}$: distance relative du point étudié

μ : coefficient du poisson

$\mu = 0,15$ pour le béton armé

M_r est donné par unité de longueur du cercle

M_φ est donné par unité de longueur du diamètre

Calcul des moments $M_r^{(a)}$ et $M_\varphi^{(a)}$:

Au centre du radier :

$$r = 0 \qquad a = \frac{20,61 + 0,18}{2} = 10,4 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{r}{a} = 0 \quad (a = \text{entre axes des parois}).$$

Ce qui donne :

$$M_{r_c}^{(a)} = M_{\varphi_c}^{(a)} = \frac{q a^2}{16} (1 + \mu)$$

$$M_{r_c}^{(a)} = M_{\varphi_c}^{(a)} = \frac{2,8 \times 10,4^{-2}}{16} \times (1 + 0,15) = 21,77 \text{ KdaNm/m}$$

$M_{r_c}^{(a)} = M_{\varphi_c}^{(a)} = 21,77 \text{ KdaNm/m}$

Au bord du radier :

$$r = a$$

$$\rho = 1$$

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

$$M_{r_b}^{(a)} = -\frac{q a^2}{8}$$

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

$$M_{\varphi_b}^{(a)} = -\frac{\mu q a^2}{8}$$

$$M_{r_b}^{(a)} = -\frac{2,8 \times 10,4^{-2}}{8} = -37,86 \text{ KdaNm/m}$$

$$M_{\varphi_b}^{(a)} = -0,15 \times 37,86 = -5,7 \text{ KdaNm/m}$$

$M_{r_b}^{(a)} = -37,86 \text{ KdaNm/m}$
$M_{\varphi_b}^{(a)} = -5,7 \text{ KdaNm/m}$

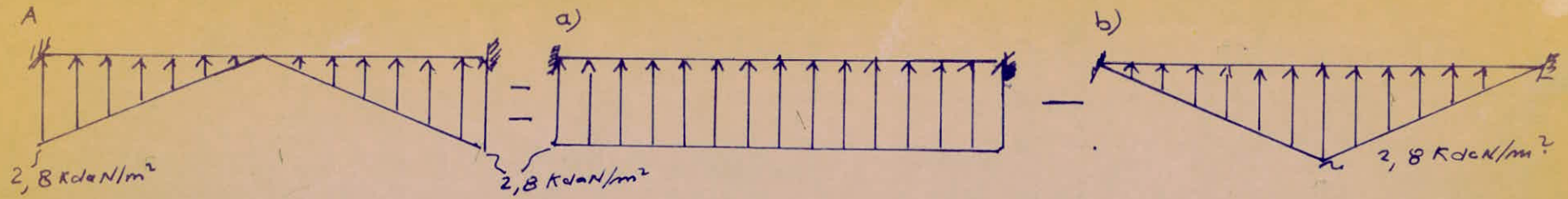


Fig 3V

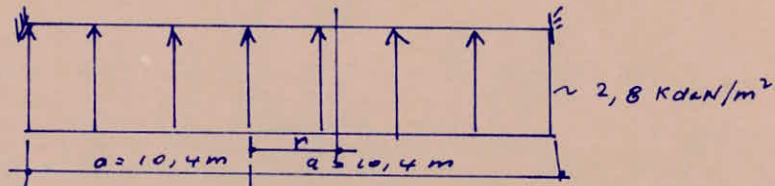


Fig 3V a

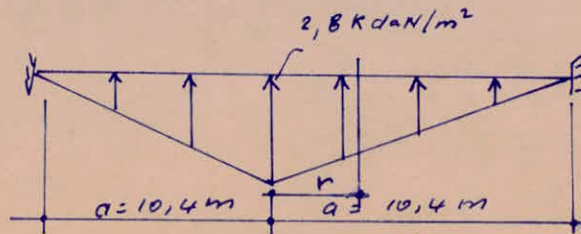


Fig 3V b

b) Charge triangulaire : fig (3 V - b)

Les définitions précédentes sont toujours les mêmes :

Les tables 1.155 donnent :

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

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

Au centre :

$$r = 0$$

$$\rho = 0$$

$$M_{r,c}^{(b)} = M_\varphi^{(c)} = 29 \times \frac{q a^2}{720} \times (1 + \mu) = + \frac{q a^2}{21,59}$$

$$M_{r,c}^{(b)} = M_{\varphi,c}^{(b)} = \frac{2,8 \times 10,4^2}{21,59} = 14 \text{ KdaNm/m}$$

$$\underline{M_{r,c}^{(b)} = M_{\varphi,c}^{(b)} = 14 \text{ KdaNm/m}}$$

Au bord :

$$r = a$$

$$\rho = 1$$

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

$$M_{r,b}^{(b)} = -42 \times \frac{q a^2}{720} = - \frac{q a^2}{17,143}$$

$$M_{\varphi,b}^{(b)} = \frac{q a^2}{720} (-42\mu) = -\mu \frac{q a^2}{17,143}$$

Ce qui donne :

$$M_{r,b}^{(b)} = - \frac{2,8 \times 10,4^2}{17,143} = (-) 17,7 \text{ KdaNm/m}$$

$$M_{\varphi,b}^{(b)} = -0,15 \times 17,7 = (-) 2,65 \text{ KdaNm/m}$$

$$M_{r,b}^{(b)} = -17,7 \text{ KdaNm/m}$$

$$M_{\varphi,b}^{(b)} = -2,65 \text{ KdaNm/m}$$

Finalement on obtient en combinant les deux cas (a) et (b) au centre

$$M_{\varphi,c} = M_{rc} = M_{\varphi,c}^{(a)} - M_{\varphi,c}^{(b)} = M_{r,c}^{(a)} - M_{r,c}^{(b)}$$

$$M_{\varphi,c} = M_{r,c} = 21,77 - 14 = 7,77 \text{ KdaNm/m}$$

Au bord :

$$M_{r,b} = M_{r,b}^{(a)} - M_{r,b}^{(b)}$$

$$M_{r,b} = -37,86 + 17,7 = (-) 20,16 \text{ KdaNm/m}$$

$$M_{\varphi,b} = M_{\varphi,b}^{(a)} - M_{\varphi,b}^{(b)}$$

$$M_{\varphi,b} = -5,7 + 2,65 = -3,05 \text{ KdaNm/m}$$

$$M_{r,c} = M_{\varphi,c} = 7,77 \text{ KdaNm/m}$$

$$M_{r,b} = -20,16 \text{ KdaNm/m}$$

$$M_{\varphi,b} = -3,05 \text{ KdaNm/m}$$

B - RADIER SIMPLEMENT POSE SUR LES PAROIS

Ce cas est représenté dans la fig. 4 V

On va utiliser comme précédemment le principe de superposition
(voir fig. 5 V)

Les définitions précédentes sont toujours les mêmes

a) Charges uniformément réparties : fig. 5 V a

Les tables 1.155 donnent :

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

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

Au centre du radier :

$$r = 0$$

$$\rho = 0$$

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

$$M_{r,c}^{(a)} = M_{\varphi,c}^{(a)} = \frac{2,8}{16} \times 10,4^2 \times 3,15 = 59,62 \text{ KdaNm/m}$$

$M_{r,c}^{(a)} = M_{\varphi,c}^{(a)} = 59,62 \text{ KdaNm/m}$

Au bord du radier :

$$r = a$$

$$\rho = 1$$

$$M_{r,b}^{(a)} = 0$$

$$M_{\varphi,b}^{(a)} = \frac{q a^2}{8} (1 - \mu)$$

$$M_{\varphi,b}^{(a)} = \frac{2,8 \cdot 10,4^2}{8} \times 0,85 = 32,18 \text{ KdaNm/m}$$

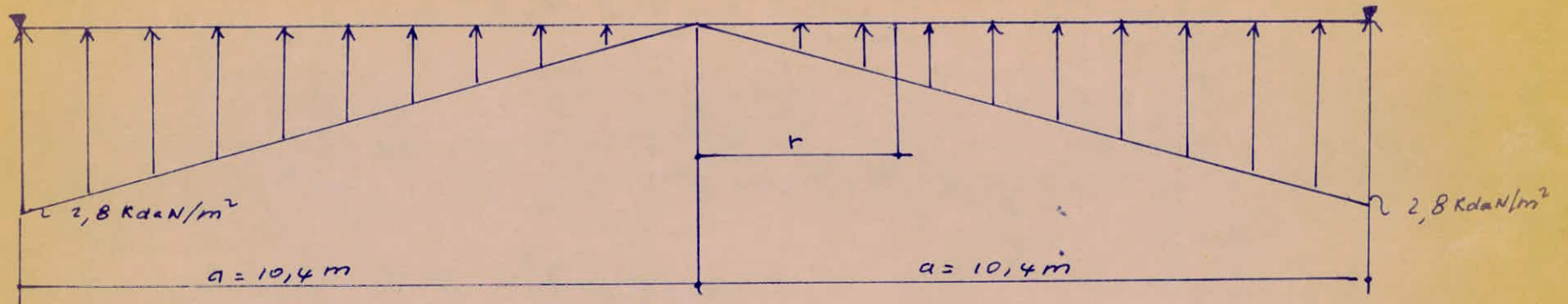


Fig 4 V

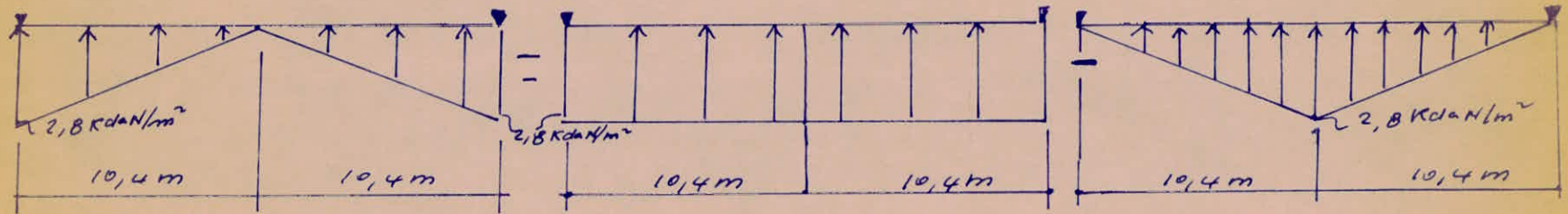
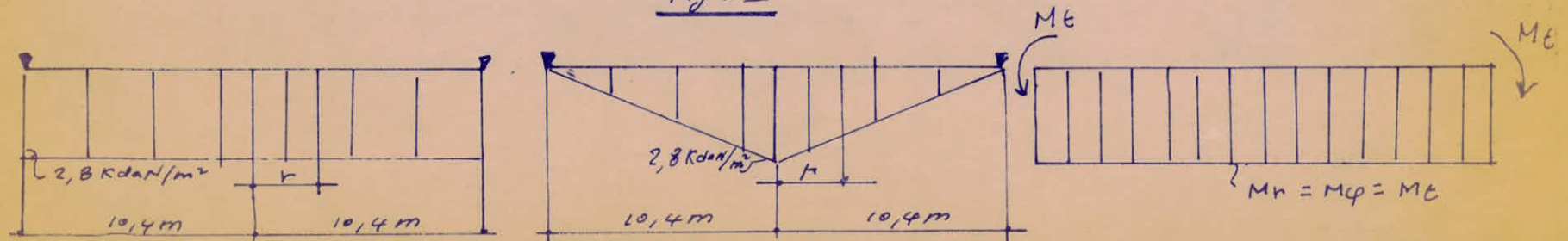


Fig 5 V



$$(a) \\ M_{r,b} = 0$$

$$(a) \\ M_{\varphi,b} = 32,18 \text{ KdaNm/m}$$

b) Charge triangulaire : (fig. 5 V b)

Les tables 1.155 donnent :

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

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

Au centre du radier :

$$r = 0$$

$$\rho = 0$$

$$(b) \quad (b) \\ M_{r,c} = M_{\varphi,c} = \frac{q a^2}{720} (71 + 29\mu)$$

$$(b) \quad (b) \\ m_{r,c} = M_{\varphi,c} = \frac{2,8 \times 10,4^2}{720} (71 + 29 \times 0,15) = 31,7 \text{ KdaNm/m}$$

$$(b) \quad (b) \\ M_{r,c} = M_{\varphi,c} = 31,7 \text{ KdaNm/m}$$

Au bord du radier :

$$r = Q$$

$$\rho = 1$$

$$(b) \\ M_{r,b} = 0$$

$$(b) \\ M_{\varphi,b} = \frac{q a^2}{17,143} (1 - \mu)$$

$$(b) \\ M_{\varphi,b} = \frac{2,8 \times 10,4}{17,143} 0,85 = 15 \text{ KdaNm/m}$$

$$(b) \\ M_{r,b} = 0 \\ (b) \\ M_{\varphi,b} = 15 \text{ KdaNm/m}$$

Finalement la combinaison des cas a) et b) donne :

Au centre :

$$M_{r,c} = M_{r,c}^{(a)} - M_{r,c}^{(b)} = M_{\varphi,c} = M_{\varphi,c}^{(a)} - M_{\varphi,c}^{(b)}$$

$$M_{\varphi,c} = M_{r,c} = 59,62 - 31,7 = 27,92 \text{ KdaNm/m}$$

Au bord :

$$M_{r,b} = M_{r,b}^{(a)} - M_{r,b}^{(b)}$$

$$M_{r,b} = 0$$

$$M_{\varphi,b} = M_{\varphi,b}^{(a)} - M_{\varphi,b}^{(b)}$$

$$M_{\varphi,b} = 32,18 - 15 = 17,18 \text{ KdaNm/m}$$

$$M_{r,c} = M_{\varphi,c} = 27,92 \text{ KdaNm/m}$$

$$M_{r,b} = 0$$

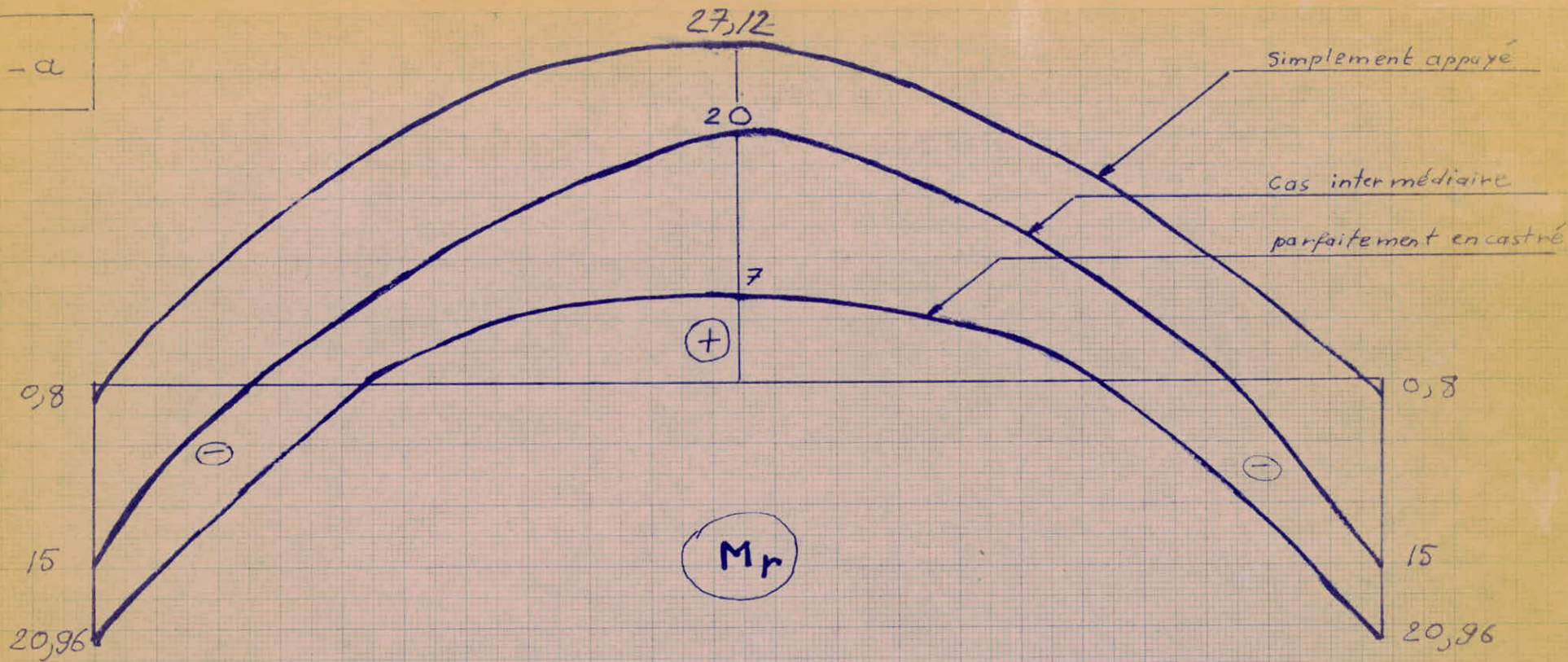
$$M_{\varphi,b} = 17,18 \text{ KdaNm/m}$$

Et en tenant compte des moments transmis par les parois dus à la terre, on obtient : (fig. 6 V)

$$M_r = M_{\varphi} = M_t = - 0,8 \text{ KdaNm/m'}$$

M_r et M_{φ} sont dus à M_t

Fig 7V-a



Les diagrammes des moments M_r , M_φ des deux cas (A) et (B) en tenant compte du moment M_t sont représentés à la fig. 7 V a et b)

Cas intermédiaire à considérer :

On va prendre les valeurs des moments suivants :

Au centre :

$$M_{r,c} = M_{\varphi,c} = 20 \text{ KdaNm/m}$$

Au bord :

$$M_{r,b} = 15 \text{ KdaNm/m}$$

$$M_{\varphi,b} = 3 \text{ KdaNm/m}$$

Aciers équilibrant ces moments :

$$\text{Epaisseur du radier } a_1 = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Epaisseur du gros béton } a_2 = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Epaisseur du calcul : } e_t = a_1 + \frac{a_2}{2}$$

$$e_t = 30 + 5 = 35 \text{ cm}$$

$$e = e_t - d \quad d : \text{enrobage} = 3 \text{ cm} \\ \text{des armatures}$$

$$e = 32 \text{ cm}$$

Acier au centre du radier

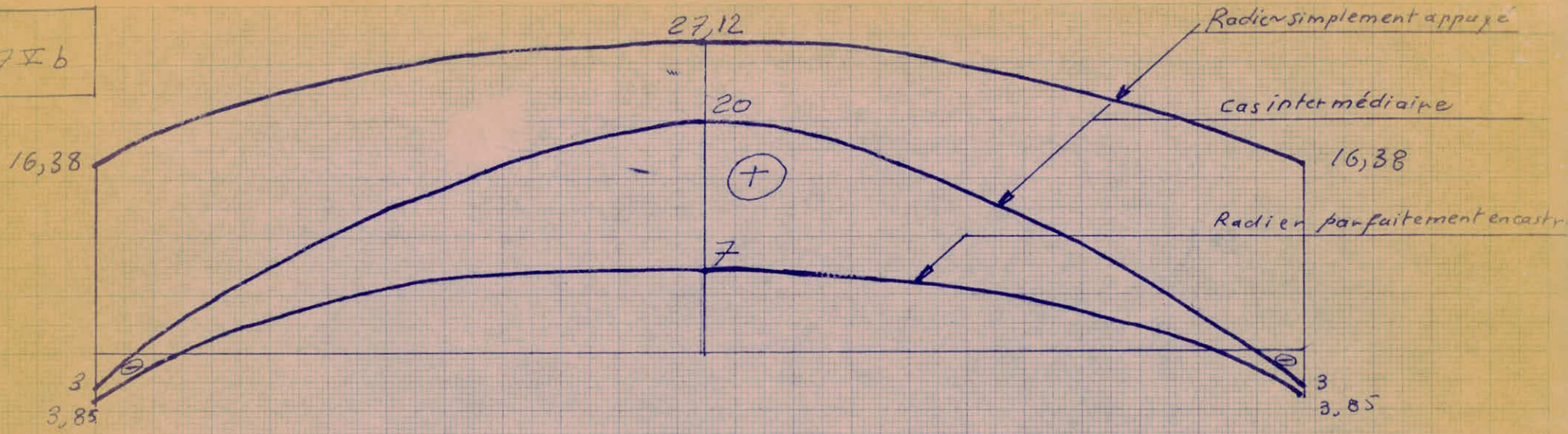
$$\frac{b_0 e}{100} = 32 \text{ cm} \quad \frac{b_0 e^2}{100} = 1024 \text{ cm}^2$$

On choisit de l'acier Tor de 25 mm de diamètre nominal

$$\bar{V}_a = 1655 \text{ b}$$

$$\frac{\bar{V}_a}{11} = \frac{1655}{15} = 110,33 \text{ b}$$

Fig 7 I b



$M\varphi$

Echelle: abscisse 1/100

$$\mu_a = \frac{M}{\frac{b o e^2}{100} \frac{\overline{f}_a}{n}}$$

$$\mu_a = \frac{20 \cdot 10^5}{1024 \cdot 110,33} = 17,7 \quad \text{ce qui donne}$$

$$\eta = 0,892 \quad \text{et} \quad \xi_a/n$$

$$\alpha = 0,471$$

$$a_n = 21$$

$$\mu'_{bpl} = 36,02$$

La section d'acier nécessaire est :

$$A = \frac{a_n}{n} \frac{b o e}{100}$$

$$A = \frac{21}{15} \cdot 32 = 44,7 \text{ cm}^2$$

Ce qui correspond à 10 HA25/m A = 49,08 cm²

La contrainte dans le béton est :

$$\overline{f}'b' = \eta \frac{\overline{f}_a}{n}$$

$$\overline{f}'b' = 0,892 \times 110,33 = 98,41 \text{ b} < \frac{\overline{f}_c'}{\gamma_c} = 150 \text{ b}$$

Le moment plafond du béton est :

$$M'_{bpl} = \mu'_{bpl} \frac{b o e^2}{100} \overline{f}'b' \left(1,1 - \frac{\overline{f}'b'}{1000} \right)$$

$$M'_{bpl} = 39,05 \times 1024 \times 75 \times 1,0325 \times 10^{-5} = 27,9 \text{ KdaNm/m}$$

$$M'_{bpl} > M$$

La section du béton étant largement suffisante.

Finalement, on considère pour le radier en Nappe supérieure des armatures :

10 HA 25/m du diamètre du radier

10 HA 25/m du cercle

Acier au bord du radier :

$$M_r = - 15 \text{ KdaNm/m}$$

$$M_\varphi = - 3 \text{ KdaNm/m}$$

Acier équilibrant M_φ :

Acier Tor de diamètre nominal 10 mm

$$\overline{\sigma}_a = 2340 \text{ b}$$

La section d'acier nécessaire est :

$$A = \frac{M}{\overline{\sigma}_a \cdot z}$$

z = bras de levier

$$z = \frac{7}{8} \cdot 32 = \frac{7}{8} \cdot 32 = 28 \text{ cm}$$

$$A = \frac{3 \cdot 10^5}{2340 \times 28} = 4,57 \text{ cm}^2$$

Ce qui donne :

$$6 \text{ HA } 10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

Acier équilibrant M_r :

Acier Tor diamètre nominal 25 mm, $\overline{\sigma}_a = 1655 \text{ b}$

La section d'armature nécessaire est :

$$A = \frac{M}{\overline{\sigma}_a \cdot z'} \quad z' = \frac{7}{8} (32 - 1) = 26,25 \text{ cm}$$

$$A = \frac{15 \cdot 10^5}{1655 \times 26,25} = 34,52 \text{ cm}^2$$

Ce qui donne : 8 HA 25 $A = 39,26 \text{ cm}^2$

On a vu précédemment que le béton résiste à un moment de 20 KdaNm/m, donc, pour des moments de 15 et 3 KdaNm/m, le béton est largement suffisant.

Finalement on obtient :

Au bord du radier :

6 cerces HA 10/m du diamètre
8 HA 25/m du cercle

Vérification de la pression sur le sol :

Le terrain étant rocheux de portance égale à 4 b, la pression sur le terrain doit être inférieure à cette portance.

En effet :

La charge totale sur le sol est :

Venant des parois : 508,1 KdaN

Béton de propreté : $\frac{3,14 \times 21,47^2}{4} \times 0,10 \times 2,200 = 79,6 \text{ KdaN}$

Béton du radier : $361,85 \times 0,3 \times 2,5 = 271,4 \text{ KdaN}$

Eau : $\frac{3,14 \times 20,61^2}{4} \times 1,200 \times 6 = 2400,8$

T O T A L

= 3259,9 KdaN

Si la pression était uniforme, on obtient :

Pression sur le sol :

$$p' = \frac{3259,9}{361,85} = 9 \text{ KdaN/m}^2$$

$$\text{ait } p' = 0,9 \text{ b}$$

Or on a considéré que cette pression n'est pas uniforme mais double triangulaire et nul au milieu :

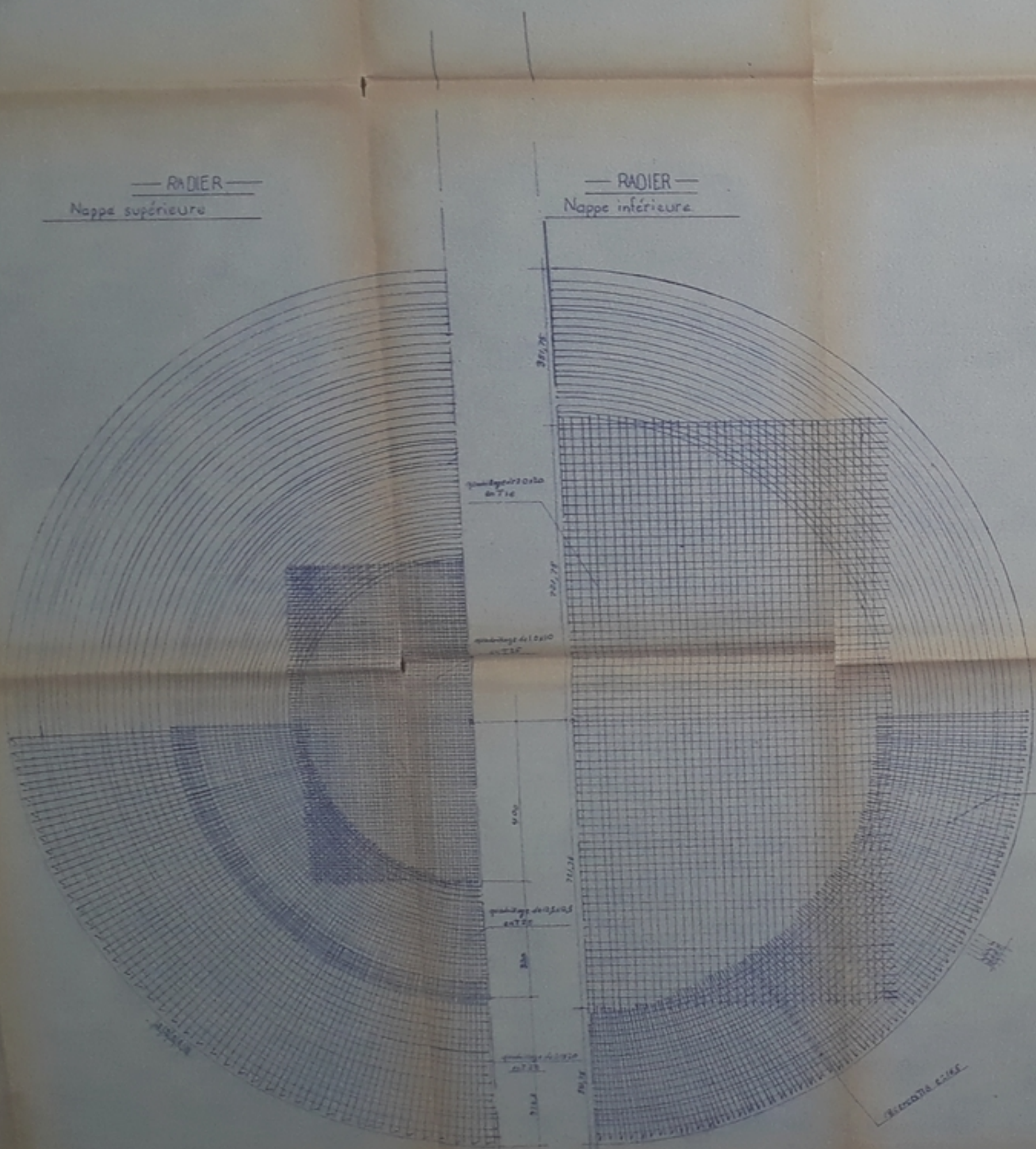
La valeur de cette pression au bord du radier (qui correspond à la valeur maximale de cette pression) est :

$$q' = 2 \times 0,9 = 1,8 b$$

q' est inférieure à $4b$ (portance du terrain) on est dans les limites à ne pas dépasser.

B I B L I O G R A P H I E

- Règle C C B A 68
- Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics
"cahier des charges applicables à la construction des réservoirs et cuves en béton armé" 1960
- Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics
"cahier des charges applicables à la construction des réservoirs et cuves en béton armé" août 1966
- Béton armé (A. GUERRIN Tome 5)
- Béton armé (A. GUERRIN Tome 6)
- Béton armé (P. CHARON)
- Tables pour le calcul des dalles et des parois (R. BARES)
- Cours de béton
- Cours de mécanique des sols.



Reazise	Ø	Nombro			Lungeur		Fapenage
		T	pa. de fier	de fier	L ₀	Total	
71	25	1	2	2	33,27	77,90	○ 11,13
72	25	1	2	2	33,15	77,5	○ 11,38
73	25	1	2	2	40,94	81,08	○ 11,43
74	25	1	2	2	41,32	82,54	○ 11,53
75	25	1	2	2	42,11	84,22	○ 12,13
76	25	1	2	2	42,83	85,78	○ 12,36
77	25	1	2	2	43,68	87,36	○ 12,63
78	25	1	2	2	44,46	88,92	○ 12,85
79	25	1	2	2	45,25	90,5	○ 13,14
80	25	1	2	2	45,87	91,74	○ 13,33
81	25	1	2	2	46,82	93,04	○ 13,63
82	25	1	2	2	47,61	95,22	○ 13,83
85	25	352	2	304	3	2112	3
84	25	1	2	2	50,41	101,22	○ 14,2
85	25	1	2	2	51,87	103,74	○ 14,6
86	25	1	2	2	53,124	106,25	○ 15,0
87	25	1	2	2	54,38	108,76	○ 15,4
88	25	1	2	2	55,74	111,45	○ 15,8
88	25	1	2	2	56,85	113,73	○ 16,2
89	25	1	2	2	58,15	116,3	○ 16,6
90	25	1	2	2	59,41	118,82	○ 17,0
91	25	1	2	2	60,66	121,32	○ 17,4
92	25	1	2	2	61,92	123,84	○ 17,8
93	25	1	2	2	63,18	126,36	○ 18,2
94	25	1	2	2	64,43	128,86	○ 18,6
95	25	1	2	2	65,69	131,38	○ 19,0
96	25	1	2	2	66,95	133,9	○ 19,4
97	25	1	2	2	68,20	136,4	○ 19,8
98	25	1	2	2	69,46	138,92	○ 20,2
100	25	338	2	676	375	2585	2,27 5
101	16	30	2	60	735	441	○ 3,600
102	10	21	2	42	735	305,7	○ 3,600
103	25	21	2	42	72	504	○ 3,600
104	20	21	2	42	3	126	○ 3,600
105	16	30	2	60	2	120	○ 3,600
106	16	21	2	42	2	84	○ 3,600
107	6	4	2	8	65,56	524,48	○ 20,41
108	6	4	2	8	69	552	○ 21,02

Reazise	Ø	Nombro			Lungeur		Fapenage
		T	pa. de fier	de fier	L ₀	Total	
35	16	1	2	2	56,88	133,76	○ 2,9
39	16	1	2	2	55,34	131,88	○ 2,9
40	16	1	2	2	54,88	129,76	○ 2,9
41	16	1	2	2	53,84	127,68	○ 2,9
42	16	1	2	2	53,80	127,60	○ 2,9
43	16	1	2	2	51,73	123,46	○ 2,9
44	16	1	2	2	50,63	121,26	○ 2,9
45	16	1	2	2	53,66	119,32	○ 2,9
46	16	1	2	2	53,59	117,18	○ 2,9
47	16	1	2	2	51,56	115,12	○ 2,9
48	16	1	2	2	51,52	113,04	○ 2,9
49	16	1	2	2	51,45	110,9	○ 2,9
50	16	1	2	2	54,31	108,62	○ 2,9
51	16	1	2	2	53,47	106,35	○ 2,9
52	16	1	2	2	54,3	108,6	○ 2,9
53	16	1	2	2	51,27	103,53	○ 2,9
54	16	1	2	2	50,0	100,4	○ 2,9
55	16	1	2	2	49,17	98,14	○ 2,9
56	25	540	2	1080	3,5	3780	3,5
57	16	72	2	144	15,16	2174,4	14,5
58	25	80	2	160	8,1	1296	8,1
59	25	1	2	2	23,54	50,08	○ 3,18
60	25	1	2	2	30,33	69,66	○ 3,18
61	25	1	2	2	31,11	68,22	○ 3,18
62	25	1	2	2	31,3	67,8	○ 3,18
63	25	1	2	2	32,63	69,36	○ 3,18
64	25	1	2	2	30,34	64,68	○ 3,18
65	25	1	2	2	34,25	70,5	○ 3,18
66	25	1	2	2	35,14	70,28	○ 3,18
67	25	1	2	2	35,82	71,64	○ 10,13
68	25	1	2	2	36,48	72,96	○ 10,34
69	25	1	2	2	38,40	76,8	○ 10,34
70	25	1	2	2	38,18	76,36	○ 10,34

— Reazisele de fier —
 Nappi inferioara
 Ø 25 mm
 Nappi superioara
 Ø 16 mm

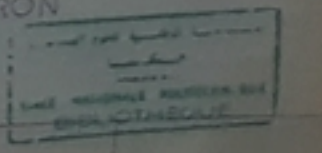
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Departement GENIE CIVIL

Réservoir d'eau de bărnouaghia
 2 2000 m³

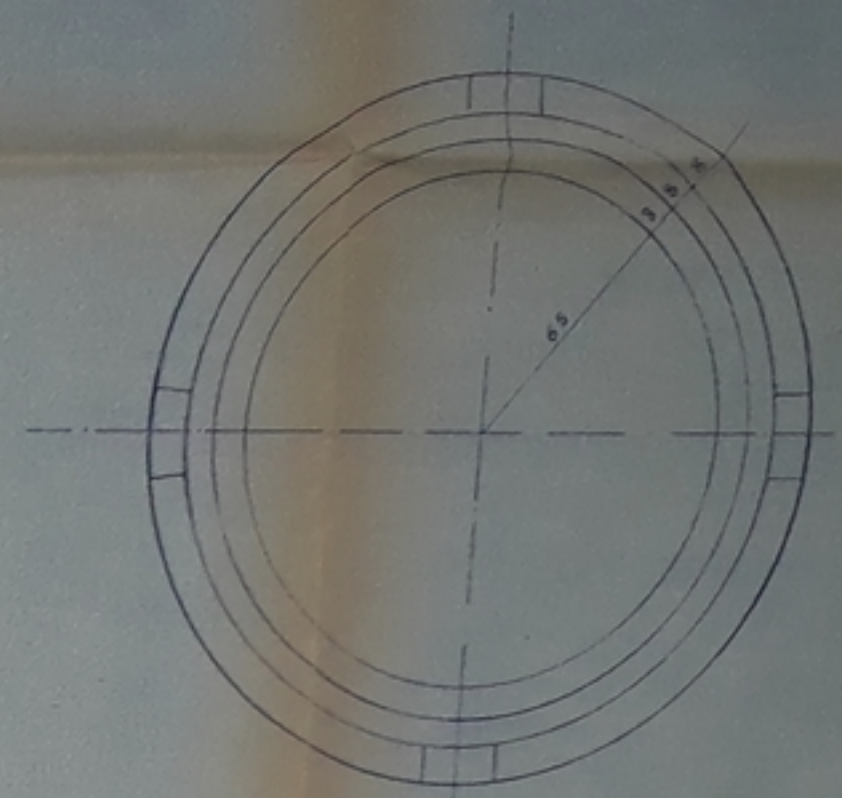
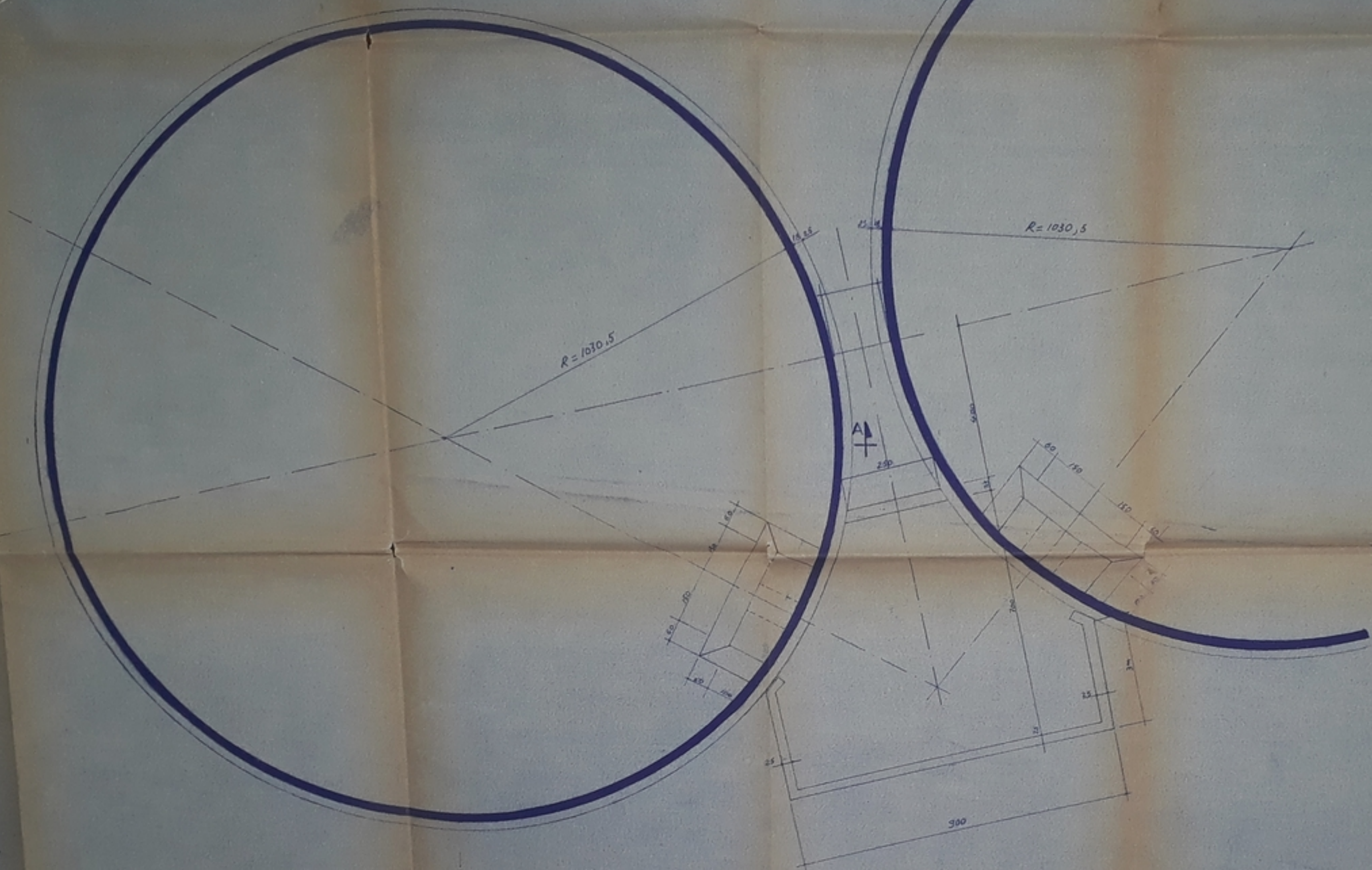
PLAN DE FERRAILLAGE
 Radier

Etudié par KARDAS SAMIR
 Dirigé par M BRON

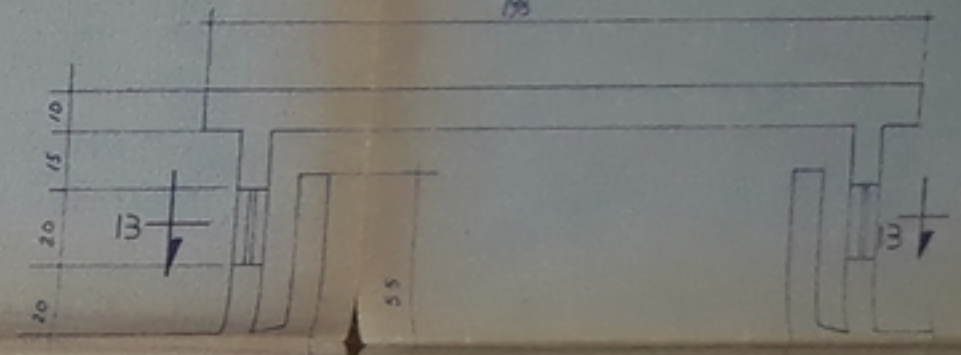


Date: 26 mai 75 Echelle: 1/50 Plan: 3/4

A ↑

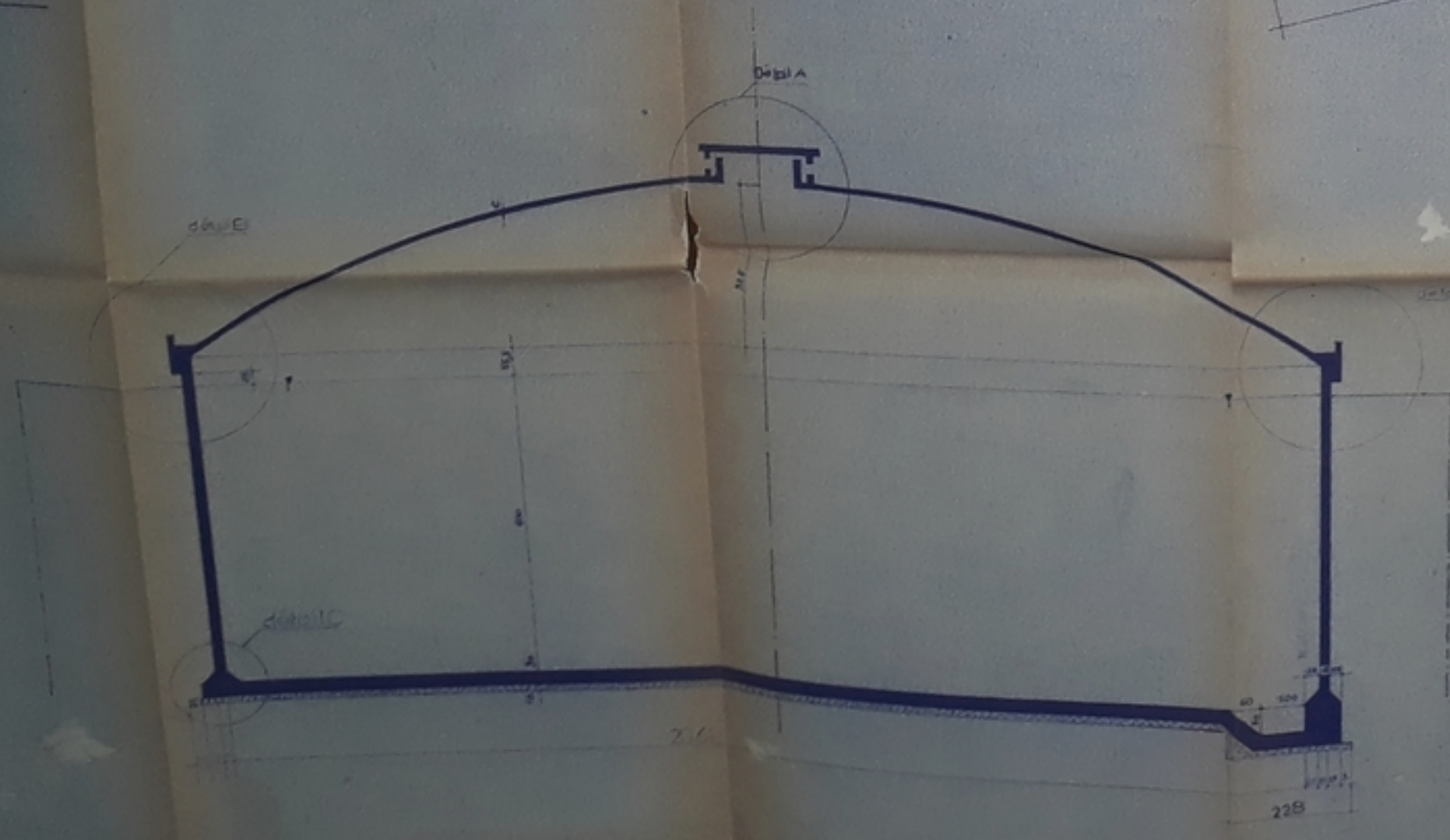


COUPE B-B

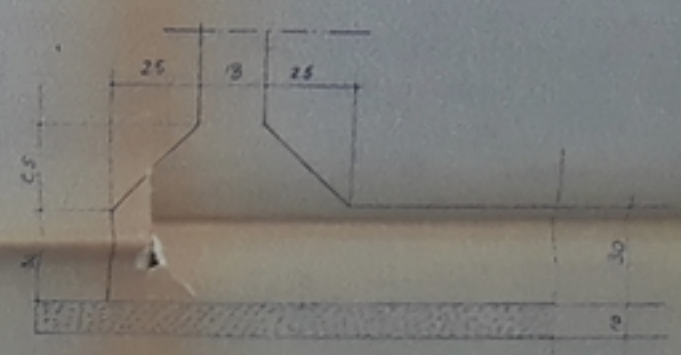


détail A

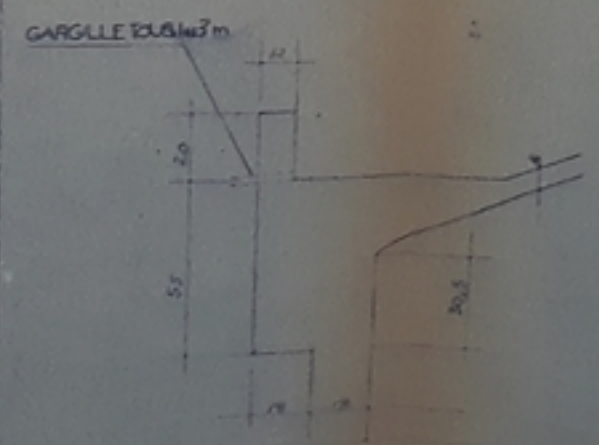
COUPE A-A



détail C



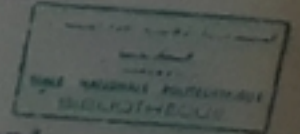
détail B



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER
 Département Génie Civil

Réservoir d'eau souterrain de benrouagha
 2x2000 m³

PLAN DE COFFRAGE



Etudié par: KARDAS SAMIR

Dirigé par: M. IBRON

PB 01545

