

UNIVERSITE D'ALGER

8/74

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

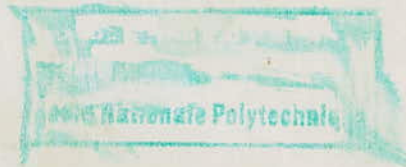
**PROJET
DE FIN D'ETUDES**

**RESERVOIR CIRCULAIRE AVEC
CHAMBRE DES SURPRESSEURS**

PROPOSE PAR

Ion UNGUREANU

Ingénieur Docteur d'Etat



ETUDIE PAR

Mohamed SMAIL

SOUS LA DIRECTION DE

Ion UNGUREANU

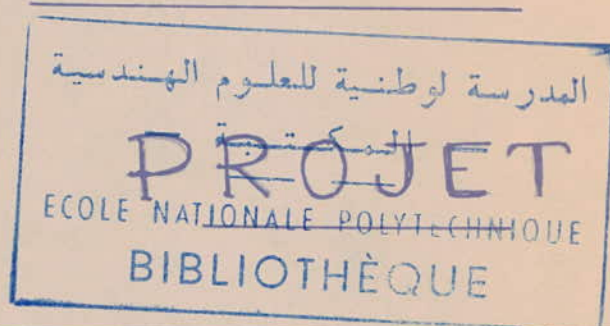
6 PLANS

PROMOTION 1974

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL



RESERVOIR CIRCULAIRE AVEC
CHAMBRE DES SURPRESSEURS

PROPOSE PAR :

ION UNGUREANU
Ingénieur, docteur d'état

ETUDIE PAR :

M. SMAÏL



Sous la direction de :

ION UNGUREANU

PROMOTION : 1974.

TABLE DES MATIERES



I Etude du réservoir circulaire :

- 1.1 Dimensions principales du réservoir.
- 1.2 Calcul de la coupe de couverture
- 1.3 Calcul de la ceinture périphérique
- 1.4 Calcul de la paroi cylindrique
- 1.5 Calcul du radier

II Etude de la chambre des surpresseurs :

- 2.1 Calcul de la tension
- 2.2 Calcul des poteaux
- 2.3 Calcul des fondations

III Dessins :

- 3.1 plan de tension et façade
- 3.2 Vue en plan et coupe
- 3.3 plan machine et tuyauterie.
- 3.4 Plan coffrage
- 3.5 Plan ferrailage réservoir
- 3.6 Plan ferrailage chambre des surpresseurs.



Qu'il me soit permis d'exprimer mes remerciements et ma profonde reconnaissance à mes professeurs et à mon promoteur UNGUREANU qui m'a aidé dans l'élaboration de mon projet.

Je lui renouvelle mes remerciements pour les conseils qu'il m'a donnés et qui ont été d'une extrême utilité.

Je profite également pour exprimer ma gratitude à l'égard de monsieur BAKI directeur de la SONAGTHER pour l'aide matérielle.

INTRODUCTION.



Rôle d'un réservoir d'eau :

Le réservoir d'eau a essentiellement pour but de servir de régulateur aux variations de la consommation.

Pendant la période où la consommation excède la production, il se vide et il se remplit par contre aux heures creuses où la consommation est inférieure à la production.

Il sert ainsi de tampon entre la production qui peut de la sorte être réglée sans être constamment à adapter aux besoins du moment.

On voit que de cette façon on peut améliorer cette production de façon à obtenir le rendement optimum. On peut réduire ou éviter par exemple le pompage aux heures où le courant est cher.

Le réservoir doit aussi permettre (lorsque les eaux sont élevées par pompage) de faire face sans suspendre complètement le service, à une interruption imprévue des installations de refoulement ou même de provoquer volontairement leur arrêt pour effectuer des réparations indispensables.

- Le réservoir doit contenir, en tout temps une réserve suffisante pour faire face aux besoins instantanés très importants des services chargés de la lutte contre incendie.

Règles imposées par l'hygiène :

Le réservoir qui emmagasine l'eau avant de la distribuer doit être étanche, construit avec un matériau qui ne soit pas susceptible d'altérer l'eau et parfaitement à l'abri de toute contamination d'eau superficielle ou souterraine.

Le réservoir doit être établi de façon à préserver l'eau contre les variations trop brusques de température. L'eau doit être stockée à l'abri de la lumière du jour qui est propice aux développements de algues.

Classement des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés en fonction de critères différents puisant que l'on se place au point de vue de leur fonction, de leur volume ou de leur situation par rapport au niveau du sol.

Le premier classement conduit à distinguer :

- réservoirs d'accumulation
- cours d'équilibre.

le second classement :

- petits réservoirs (500 m^3)
- les moyens (5000 m^3)
- les gros réservoirs

le troisième classement :

il permet de distinguer les réservoirs enterrés, demi-enterrés et les réservoirs en élévation (dits au ton)

Dans notre étude, il s'agit d'un réservoir d'une capacité de 500 m^3 enterré par le sol.

BIBLIOGRAPHIE :

- Réservoirs d'eau : P. LOUQUET et A. BOUCHY (DUNOD)

CALCUL DU
RESERVOIR
CIRCULAIRE

• CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES :

• Contraintes admissibles :

① Béton :

Dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA 325

Contrôle stérivé

Granulats roulés de dimension maximum $C_g = 25 \text{ mm}$ } BA 68
p. 16

$$\sigma'_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{compression})$$

$$\sigma_{28} = 23,2 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{traction})$$

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_{28} \quad (\text{contrainte admissible en compression})$$

• $\alpha = 1$ (ciment classe 210/325)

• $\beta = \frac{5}{6}$ (Contrôle stérivé)

• $\gamma = 1 \left(\frac{h_m}{4 C_g} \geq 1 \right)$

} BA 68
p. 12

h_m étant l'épaisseur minimale des éléments de construction.

• $\delta = \begin{cases} 0,60 & \text{flexion simple et compri.} \\ 0,30 & \text{Compression simple} \end{cases}$

• $\epsilon = \begin{cases} 1 & \text{en compression simple} \\ \text{tel que } \bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} & \text{dans les autres cas.} \end{cases}$

d'où :

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 0,30 \times \frac{5}{6} \cdot 270 = 67,5 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Compression simple})$$

$$\bar{\sigma}'_b = 0,60 \times \frac{5}{6} \cdot 270 = 137 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{en flexion simple})$$

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28} \quad \text{avec } \theta = 0,018 + \frac{21}{270} = 0,0257$$

$$\bar{\sigma}'_b = 0,0257 \cdot 270 \cdot \frac{5}{6} = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

(BA 63 p. 14)

② ACIERS:- Acier doux

$$\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte admissible en traction est:

$$\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

- Acier tre:

$$\phi \leq 20 \Rightarrow \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi \geq 20 \Rightarrow \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

L'utilisation de ces barres doit être compatible avec le béton

Ces barres peuvent être utilisées si les conditions suivantes peuvent être respectées:

$$\frac{1}{\sigma_{bo}} > 20 (1 + 1,25 \psi_d) \quad (\text{BA 68})$$

ψ_d : coefficient de peullement.

$$\psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \eta_d$$

η_d : coefficient de peullement.

$$\psi_d = 1,5 \Rightarrow \frac{1}{\sigma_{bo}} > 20 (1 + 1,25 \cdot 1,5) = 57,5 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{BA 68})$$

(vérié) (p. 45)

Contraintes admissibles en utilisant les valeurs forfaitaires

$$\phi \leq 20 \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi > 20 \quad \bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kg/cm}^2$$

Ces valeurs ne peuvent être utilisées que si elles sont compatibles avec l'ouverture minimale des fissures.

Si des ouvertures insupportables ont eu lieu pour une

raison quelconque des déformations imposées à la pièce et non prise en compte dans les calculs (retrait, tassement etc.) la valeur maximale de la contrainte de traction des armatures à prendre en compte sera minimum entre :

• $\frac{2}{3} \sigma_{cm}$

et la plus faible des deux valeurs $\bar{\sigma}_1$ et $\bar{\sigma}_2$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} \\ \bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} k \bar{\sigma}_b} \end{array} \right. \quad \left(\begin{array}{l} \text{BA 68} \\ \text{p. 89} \end{array} \right)$$

ϕ : diamètre nominal de la plus grosse des barres tendues

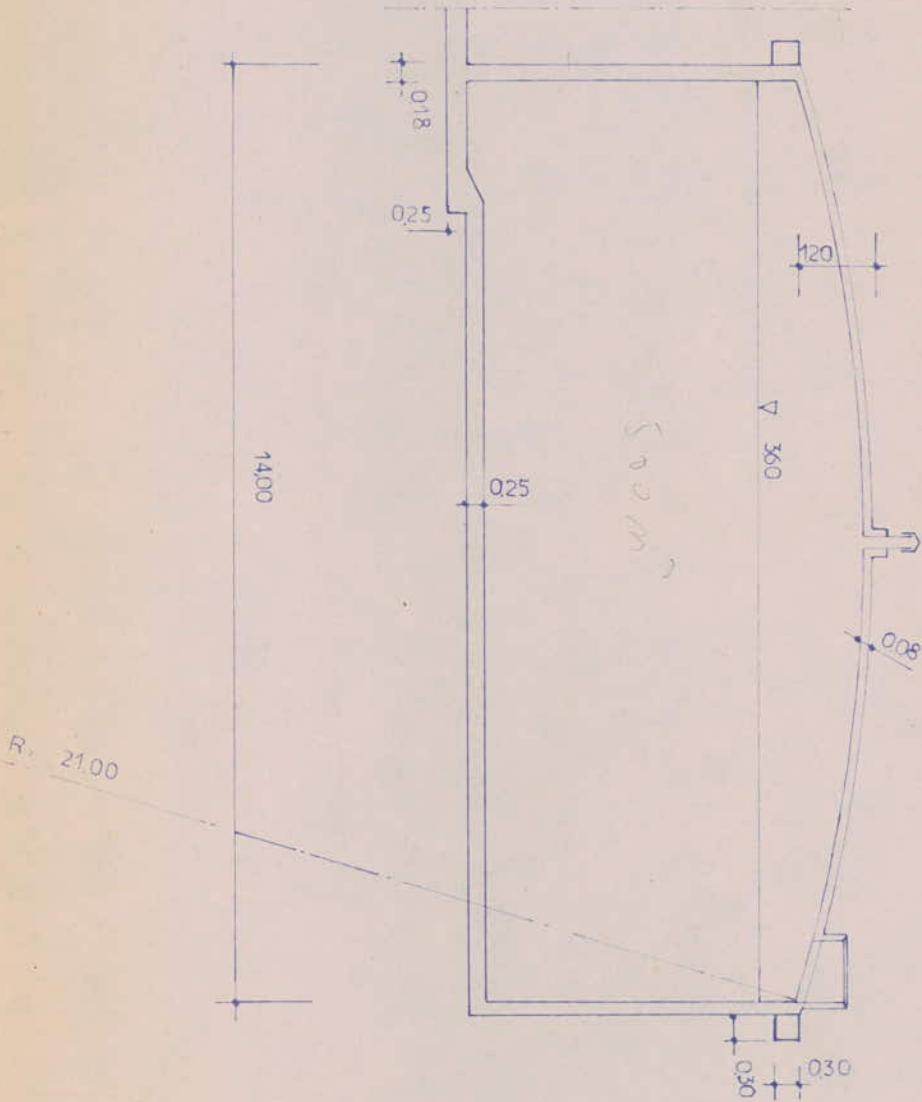
η : coefficient de fissuration $\left\{ \begin{array}{l} = 1 \text{ } \text{barres lisses} \\ = 1,6 \text{ } \text{barres H.A.} \end{array} \right.$

\bar{w}_f : pourcentage de fissuration. $\bar{w}_f = \frac{A}{B_f}$

k : coefficient qui caractérise la fissuration.

pour le réservoir $k = 0,5 \cdot 10^6$

Dimensions principales :



Coupoles de couverture :

Les coupoles sont des surfaces de révolution destinées à couvrir des espaces circulaires.

Il existe les coupoles à flèche importante et les coupoles surbaissées.

Les dernières sont utilisées en particulier pour constituer la couverture des châteaux d'eau et des réservoirs.

On peut considérer ces coupoles surbaissées comme soumises à des charges verticales uniformément réparties car même utilisées comme couvertures, le vent a peu de prise sur elles en raison de leur surbaississement.

On peut alors admettre que la ligne des pressions est confondue avec la ligne moyenne (suffisamment approchée dans le cas envisagé d'un arc de cercle surbaissé)

Il n'existe pas alors de moment de flexion et la résultante des forces extérieures est portée par la tangente à la méridienne.

Données Géométriques :

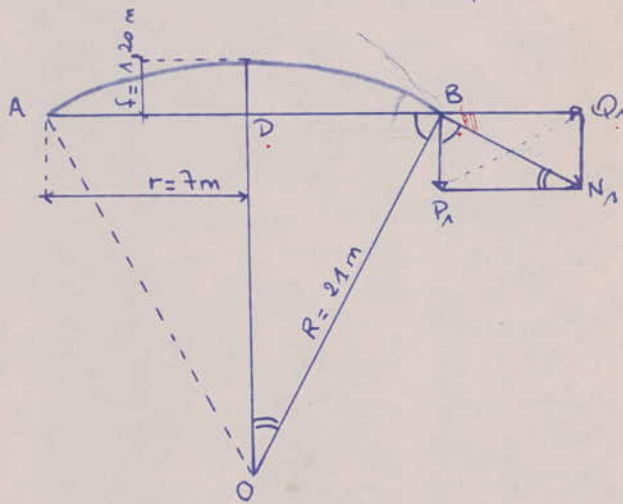
Diamètre $D = 14 \text{ m} \Rightarrow r = 7 \text{ m}$

flèche $f = 1,20 \text{ m}$

Epaisseur $e = 8 \text{ cm}$

Rayon de courbure :

$$R = \frac{r^2 + f^2}{2f} = \frac{7^2 + 1,20^2}{2 \cdot 1,20} = \frac{49 + 1,44}{2,4} = 21 \text{ m}$$



La surface de la coupole est :

$$S = 2\pi R f = 2 \times 3,14 \times 21 \times 1,20 = 158,26 \text{ m}^2$$

Charges :

- poids propre $0,08 \times 2500 = 200 \text{ kg/m}^2$
- Enduit 40 kg/m^2
- neige (1) 205 kg/m^2

total 445 kg/m^2

(1) Surcharge neige (Règles NV 1965)

Altitude $A = 1500 \text{ m}$

Région II

Surcharge verticale normale

$$P_{no} = 45 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{no} = 75 \text{ kg/m}^2$$

$$P_n = P_{no} + 30 + \frac{A - 500}{4} \text{ daN/m}^2$$

$$P_n = 45 + 30 + \frac{1500 - 500}{4} = 250 \text{ daN/m}^2 \approx 25 \text{ kg/m}^2$$

Surcharge verticale extrême

$$P'_n = P'_{no} + 50 + \frac{A - 500}{2,4}$$

$$P'_n = 75 + 50 + \frac{1500 - 500}{2,4} = 333 \text{ daN/m}^2 \approx 340 \text{ kg/m}^2$$

Si p est la charge par mètre carré (poids propre et surcharge) le poids total est:

$$P = 2\pi R f \cdot p = 445 \times 158,26 = 70425,7 \text{ kg}$$

La charge verticale par mètre linéaire de la ceinture :

$$P_n = \frac{2\pi R f p}{2\pi r} = \frac{R f p}{r}$$

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

On obtient :

$$P_1 = \frac{r^2 + f^2}{2r} \cdot p$$

$$P_1 = \frac{7^2 + 12^2}{2 \times 7} \cdot 445 = \frac{49 + 144}{14} = 1602 \text{ kg/m}$$

L'effort normal étant porté par la tangente au cercle, les triangles semblables BOD et BQ_1N_1 permettent d'écrire :

$$\frac{Q_1}{R-f} = \frac{P_1}{r}$$

d'où la poussée horizontale par mètre linéaire de ceinture :

$$Q_1 = \frac{P_1 (R-f)}{r} = \frac{P_1 (r^2 - f^2)}{2rf}$$

$$Q_1 = \frac{1602 (7^2 - 12^2)}{2 \times 7 \times 12} = 4535 \text{ kg/m}$$

L'effort normal par mètre linéaire sera donné par :

$$N_1 = \sqrt{P_1^2 + Q_1^2}$$

$$N_1 = \sqrt{1602^2 + 4535^2} = 4809 \text{ kg/m}$$

Soit e l'épaisseur en centimètres de la coupole, on aura pour la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{N_1}{100 \cdot e} = \frac{4809}{100 \cdot 8} = 6,01 \text{ kgf/cm}^2$$

Contrainte de Cisaillement :

$$\tau_b = \frac{1602}{8 \cdot 100} = 2,00 \text{ kgf/cm}^2$$

Les contraintes sont inférieures aux contraintes admissibles. On place néanmoins des armatures en pourcentage suffisant pour atténuer les effets du retrait dans le béton et résister aux moments fléchissants éventuels dus aux efforts dissymétriques.

On adopte : $\bar{w} = 0,3\%$

$$\text{soit } 8 \cdot 100 \cdot \frac{0,3}{100} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On pense à prévoir des cerces et des méridiennes :

Méridiennes : 7TG par mètre linéaire de ceinture

Cerces : 5TG par mètre de développement de la méridienne.

CEINTURE SUPERIEURE :

L'effort de traction est :

$$T = Q_{1,5} = 4535 \times 7 = 31745 \text{ kg}$$

- Béton 350

$$- k = 0,5 \cdot 10^6$$

$$- \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}$$

$$- \bar{\sigma}_s = 1,22 b = 1045 \text{ kg/cm}^2 \text{ (pour } \phi 16)$$

pour les T 16 on a:

$$\bar{\sigma}_a = 1,265 \times 1045 = 1320 \text{ kg/cm}^2$$

d'où :

$$A = \frac{31745}{1320} = 24 \text{ cm}^2$$

soit

$$\boxed{A_{2T 16} = 24,12 \text{ cm}^2}$$

CALCUL DE LA PAROI CYLINDRIQUE :

Calcul classique de la paroi circulaire en pression :
 Ce calcul peut se conduire de la façon suivante :
 On divise la paroi en tranches horizontales de hauteur égales h à partir du bas .

Chaque tranche est soumise à une charge trapézoïdale que l'on admet rectangulaire pour le calcul .

Si p est la pression , la traction tangentielle dans la paroi est :

$$T = p \cdot \frac{D}{2}$$

d'où la section d'acier :

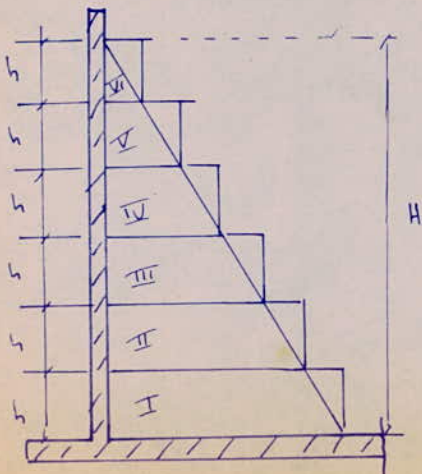
$$A' = \frac{T}{\sigma_s}$$

épaisseur de la paroi e telle que :

$$\sigma_s = \frac{T}{he + nA'}$$

σ_s : contrainte de traction dans la paroi .

On calcule de même chaque tranche de hauteur h et on dispose dans chaque tranche une section d'acier A' supérieure à A' .



Calcul de l'épaisseur e:

Au stade de l'avant projet l'épaisseur e de la paroi cylindrique est définie par les règles empiriques suivantes :

$$\text{partie supérieure} : e \geq 8 \text{ cm}$$

$$\text{partie inférieure} : e \sim \frac{hD}{4}$$

Dans notre étude l'épaisseur nous a été imposée elle est constante est égale à : $e = 18 \text{ cm}$.

$$\text{hauteur d'eau} : h = 3,60 \text{ m}$$

La paroi est calculée en considérant des tronches de 36 cm de hauteur.

La pression appliquée à chaque tronche sera la pression maxi (au niveau inférieur de la tronche) majorée de 20% (marge)

On a :

$$\frac{h^2}{ed} = \frac{3,60^2}{0,18 \times 14} = 5,14$$

Calcul de la traction dans la paroi :

$$T = \gamma \delta h r$$

γ : coefficient

δ : densité de l'eau majorée de 20%

h : hauteur d'eau

r : rayon du réservoir.

d'où l'on tire : $T = \gamma \cdot 1200 \cdot 3,60 \cdot 7$
 $T = 30240 \gamma$

Tableau GUERRIN T. VI p. 220.

$\frac{z}{h}$ / $\frac{h^2}{ed}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
5,0	0,137	0,245	0,346	0,428	0,477	0,469	0,398	0,259	0,092
6,0	0,119	0,234	0,344	0,441	0,504	0,514	0,447	0,301	0,112

Ce tableau donne la tension à une profondeur z dans un anneau circulaire d'un réservoir à base encastrée et sommet libre soumis à une charge triangulaire.

par interpolation on obtient le tableau suivant :

avec $\frac{h^2}{ed} = 5,14$.

Les valeurs positives du coefficient γ correspondent à des effets d'extension dans les anneaux.

TABLEAU

TRACTION DANS LA PAROI CYLINDRIQUE.

z/h	z	γ	T (kg)
0,10	0,36	0,136	4113
0,20	0,72	0,244	7379
0,30	1,08	0,346	10463
0,40	1,44	0,429	12973
0,50	1,80	0,479	14485
0,60	2,16	0,472	14273
0,70	2,52	0,401	12126
0,80	2,88	0,262	7923
0,90	3,24	0,093	2812

Calcul des Aciers dans les voiles :

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ kg/cm}^2$$

Béton dense à 350 kg/m^3

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

pour les T 16 :

$$\bar{\sigma}_a = 1022 \text{ bars} = 1045 \text{ kg/cm}^2 \quad (\phi 16)$$

$$\bar{\sigma}_a = 1,265 \cdot 1045 = \underline{1320 \text{ kg/cm}^2} \quad (T16)$$

pour les T 14 :

$$\bar{\sigma}_a = 1093 \text{ bars} = 1115 \text{ kg/cm}^2 \quad (\phi 14)$$

$$\bar{\sigma}_a = 1,265 \cdot 1115 = \underline{1410 \text{ kg/cm}^2} \quad (T14)$$

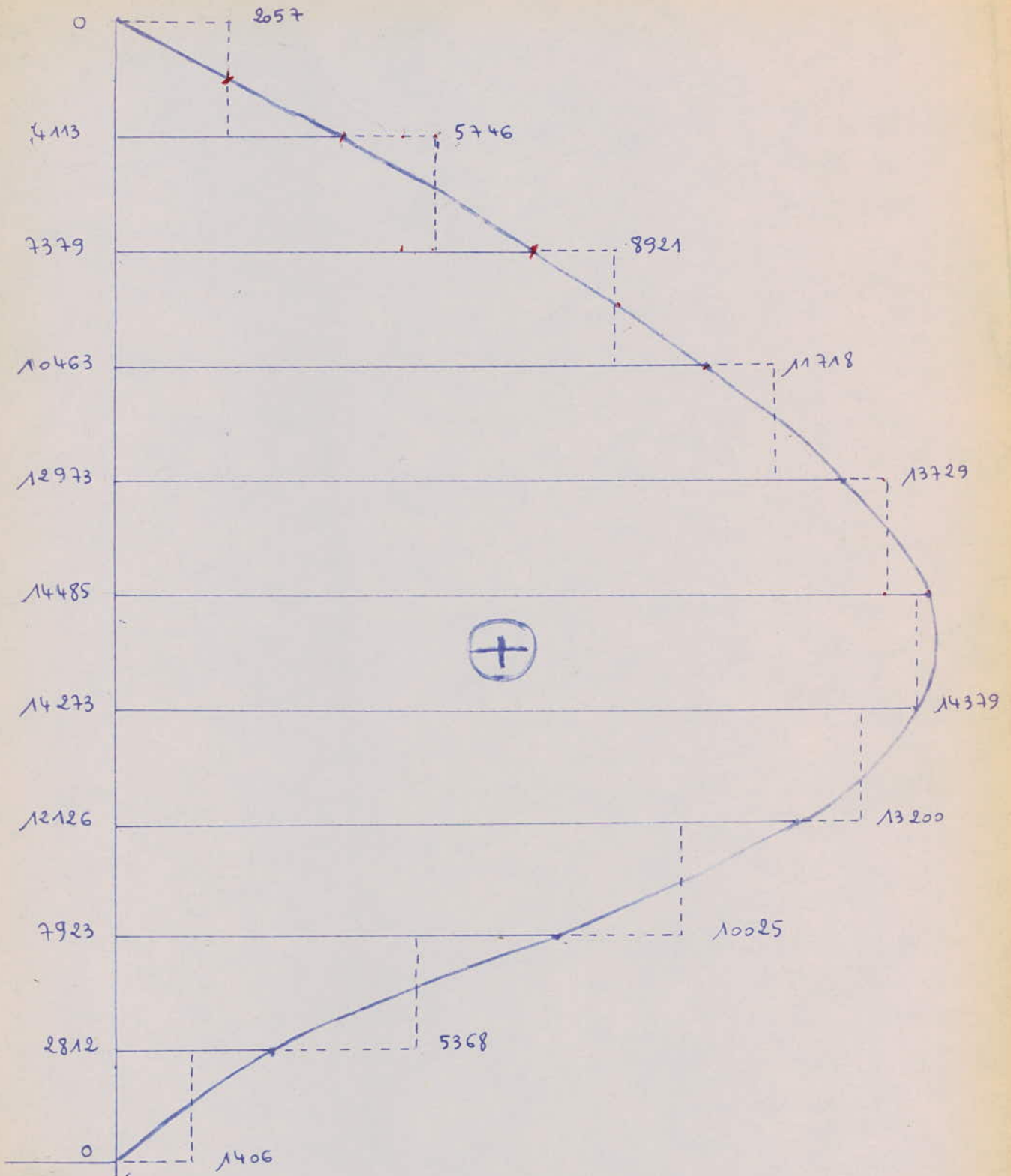
pour les T 12 :

$$\bar{\sigma}_a = 1179 \text{ bars} = 1205 \text{ kg/cm}^2 \quad (\phi 12)$$

$$\bar{\sigma}_a = 1,265 \cdot 1205 = \underline{1530 \text{ kg/cm}^2} \quad (T12)$$

Aciers dans les vises :

i	T_i (kg)	$\frac{T_i + T_{i+1}}{2}$	A'_i (cm ²)	nT	A_{effektif}
0	0	2057	1,34	3T12	3,39
1	4113	5746	3,76	4T12	4,52
2	7379	8921	5,83	6T12	6,78
3	10463	11718	8,31	6T14	9,23
4	12973	13729	10,40	6T16	12,06
5	14485	14379	10,89	6T16	12,06
6	14273	13200	9,36	7T14	10,77
7	12126	10025	7,11	5T14	7,69
8	7923	5368	3,51	4T12	4,52
9	2812	1406	0,92	3T12	3,39
10	0				



FORCE DE TRACTION DANS LA PAROI DU RESERVOIR (en kg)

MOMENT DE FLEXION VERTICAL :

il a'écrit :

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

δ : densité de l'eau majorée de 20%

h : hauteur d'eau.

$$M = \gamma' 1200 \times \overline{3,60}^3 = 56000 \gamma'$$

Le tableau qui suit permet de calculer les moments fléchissants à une profondeur z dans une bande verticale d'un réservoir encasté à la base et libre en tête soumis à une charge triangulaire.

Tableau GUERRIN T.II p. 222.

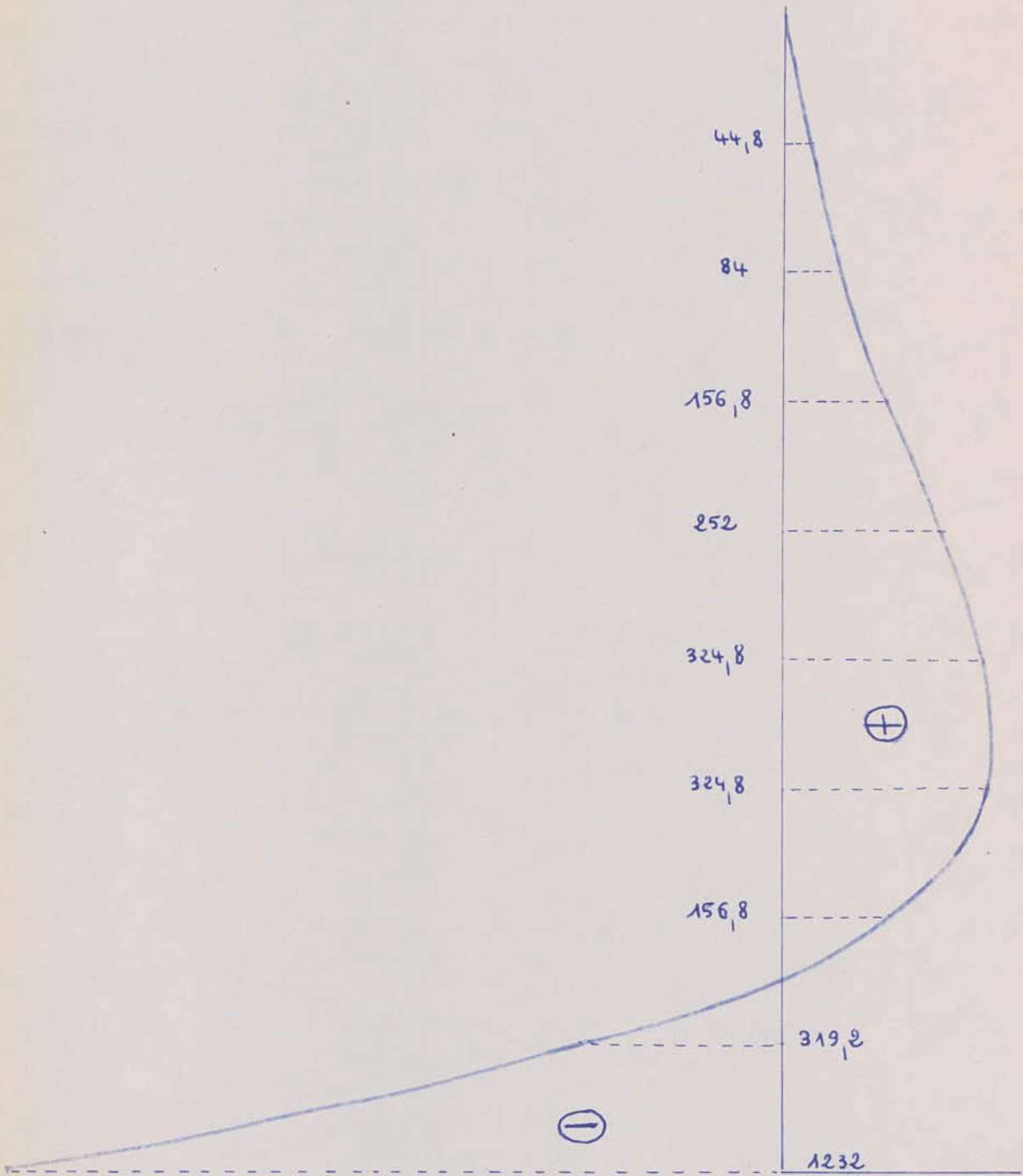
$\frac{z}{h}$ \ $\frac{z}{h}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
5,0	+0,0002	+0,0008	+0,0016	+0,0029	0,0046	0,0059	0,0059	0,0028	-0,0058	-0,0222
6,0	+0,0001	+0,0003	0,0008	0,0019	0,0032	0,0046	0,0051	0,0029	-0,0041	-0,0187

Les signes négatifs indiquent des compressions.

Moment de flexion vertical :

$$M = \gamma' \delta h^3 = \gamma' \cdot 1200 \cdot 3,6^3 = 56000 \gamma'$$

z/h	γ	M (kgm)
1,0	- 0,0220	- 1232
0,9	- 0,0057	- 319,2
0,8	+ 0,0028	+ 156,8
0,7	+ 0,0058	+ 324,8
0,6	+ 0,0058	+ 324,8
0,5	+ 0,0045	+ 252
0,4	+ 0,0028	+ 156,8
0,3	+ 0,0015	+ 84
0,2	+ 0,0008	+ 44,8
0	0	



Moment de flexion vertical (en kgm)

Contrainte de traction dans la paroi :

$$\text{on a : } \sigma_b^I = \frac{T}{eh_i + 15A'}$$

valeur maximale dans le tronçon :

virule 5.6 :

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

$$A' = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$T = 14379 \text{ kg}$$

$$h_i = 36 \text{ cm}$$

d'où l'on a :

$$\sigma_b^I = \frac{14379}{36 \cdot 18 + 15 \cdot 12,06} = \frac{14379}{829} = 17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b^I = 17 \text{ kg/cm}^2 < 18 \text{ kg/cm}^2$$

Virule 8.9 :

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

$$A' = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$T = 5368 \text{ kg}$$

$$h_i = 36 \text{ cm}$$

$$\sigma_b^I = \frac{5368}{36 \cdot 18 + 15 \cdot 4,52} = 7,5 \text{ kg/cm}^2 < 18 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICATION AU MOMENT DE FLEXION A LA BASE :

$$M = 1232 \text{ kgm}$$

d'où l'on peut écrire :

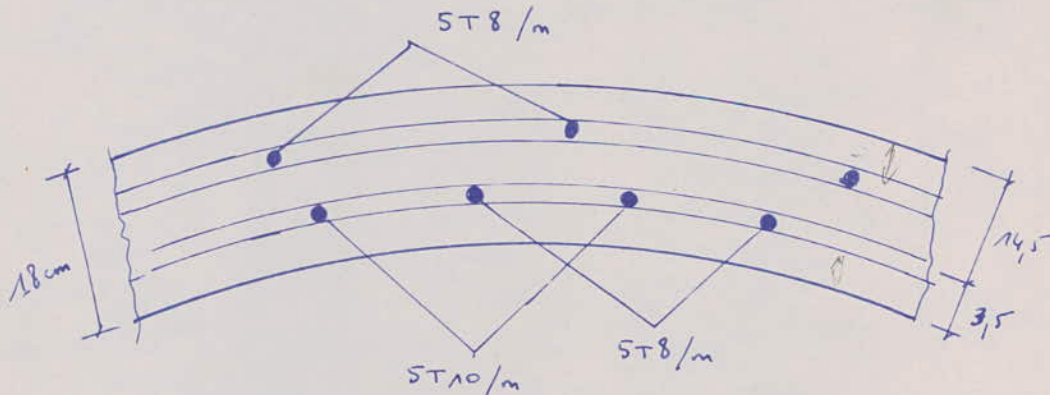
$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_s b h^2}$$

$$\mu = \frac{15 \times 1232 \times 100}{1530 \times 100 \times 14,5^2} = 0,0574$$

$$\mu = 0,0574 \Rightarrow \bar{w} = 0,424$$

$$A = \frac{\bar{w} b h}{100} = \frac{0,424}{100} \times 100 \times 14,5 = 6,15 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A = \begin{cases} 5T10/\text{m} = 3,92 \\ 5T8/\text{m} = 2,51 \\ \hline 6,43 \end{cases}$$

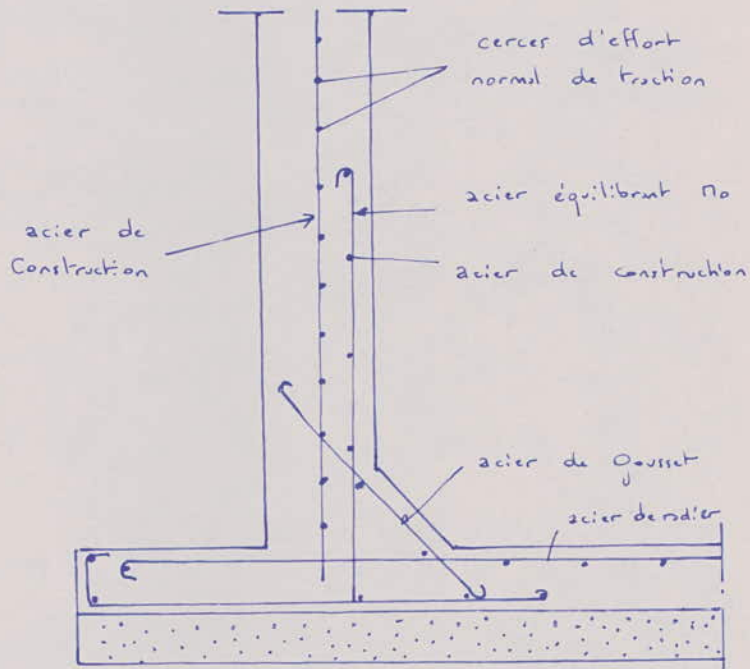


Contrainte de Compression dans le béton due au moment de flexion à la base :

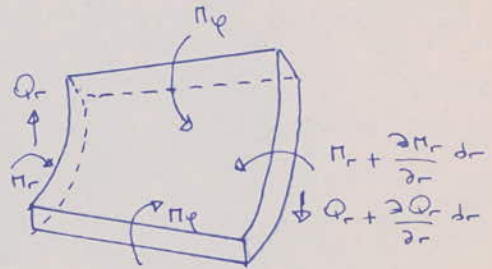
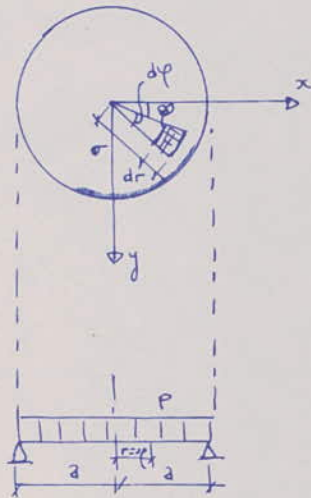
$$\mu = 0,0574 \Rightarrow k = 35,2$$

d'où la contrainte de compression :

$$\sigma_b = \frac{15 \sqrt{2}}{nk} = \frac{1530}{352} = 43,4 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2$$



CALCUL DU RADIER:

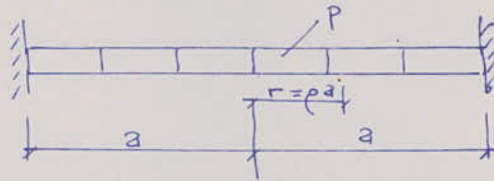


M_ϕ : moment de flexion constant sur un cercle de rayon constant.

π_r : Moment de flexion dans le cercle de r.

Q_r : tranchant.

1) plaque anisotrope:



La flèche en n'importe quel point est:

$$w = C_3 + C_4 r^2 + \frac{Pr^4}{64D}$$

(TITOSHENKO : plaques et coques)

p : charge par mètre linéaire

$$r = ap$$

$$D = E_1 I \quad (I: \text{moment d'inertie})$$

$$E_1 = \frac{E}{1-\nu^2} \quad E: \text{modul. d'élasticité}$$

$$r=a \Rightarrow w=0$$

$$C_3 + C_4 a^2 + \frac{pa^4}{64D} = 0$$

$$r=a \Rightarrow \frac{\partial w}{\partial r} = 0$$

$$\frac{\partial w}{\partial r} = 2C_4 r + \frac{pr^3}{16D}$$

$$2C_4 a + \frac{pa^3}{16D} = 0 \Rightarrow C_4 = -\frac{pa^2}{32D}$$

$$C_3 = \frac{pa^4}{32D} + \frac{pa^4}{64D} = 0 \Rightarrow C_3 = \frac{pa^4}{64D}$$

$$\text{d'où: } w = \frac{pa^4}{64D} - \frac{pa^2}{32D} r^2 + \frac{pr^4}{64D}$$

$$w = \frac{P}{64D} (a^4 - 2a^2 r^2 + r^4) = \frac{P}{64D} (a^2 - r^2)^2$$

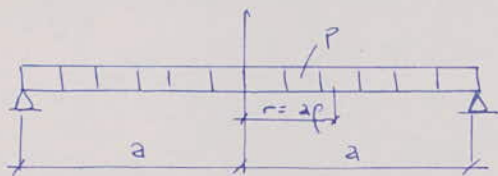
posons $r = ap$.

$$w = \frac{pa^4}{64D} (1-p^2)^2$$

d'où l'on obtient:

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

2) plaque circulaire simplement appuyée :



$$w = C_3 + C_4 r^2 + \frac{p r^4}{64D}$$

1) $r = a \Rightarrow w = 0$

$$C_3 + C_4 a^2 + \frac{p a^4}{64D} = 0$$

2) $r = a \Rightarrow \Pi_r = 0$

ou a : $\Pi_r = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial r^2} + \frac{\nu}{r} \frac{\partial w}{\partial r} \right) = 0$ (thimoshenko)

$$\frac{\partial w}{\partial r} = 2C_4 r + \frac{p r^3}{16D}$$

donc : $\frac{\nu}{r} \frac{\partial w}{\partial r} = 2\nu C_4 + \nu \frac{p r^2}{16D}$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial r^2} = 2C_4 + \frac{3p r^2}{16D}$$

$$2C_4 (1 + \nu) + \frac{p a^2}{16D} (3 + \nu) = 0$$

$$C_4 = -\frac{p a^2}{32D} \cdot \frac{3 + \nu}{1 + \nu}$$

$$C_3 = -C_4 a^2 - \frac{p a^4}{64D}$$

$$C_3 = \frac{p a^4}{32D} \cdot \frac{3 + \nu}{1 + \nu} - \frac{p a^4}{64D}$$

$$C_3 = \frac{p a^4}{64D} \left(\frac{6 + 2\nu}{1 + \nu} - 1 \right)$$

$$\frac{6 + 2\nu - 1 - \nu}{1 + \nu} = \frac{5 + \nu}{1 + \nu}$$

$$C_3 = \frac{p a^4}{64D} \cdot \frac{5 + \nu}{1 + \nu}$$

d'où :
$$W = \frac{P}{64D} \left[(a^2 - r^2)^2 + \frac{4a^2(a^2 - r^2)}{1 + \nu} \right]$$

$r = ap$

$$W = \frac{Pa^4}{64D} (1 - e^2) \left(\frac{5 + \nu}{1 + \nu} - e^2 \right)$$

d'où finalement :

$\Pi_r = \frac{Pa^2}{16} (3 + \nu) (1 - e^2)$
$\Pi_\varphi = \frac{Pa^2}{16} \left[3 + \nu - (1 + 3\nu) e^2 \right]$

Charge par le ponton :

- Coque : $445 \cdot 158,26 = 70425,7 \text{ kg}$
- Ceinture : $\pi \cdot 14,25 \cdot 0,25 \cdot 0,30 \cdot 2500 = 8389,7 \text{ kg}$
- Poutre : $\pi \cdot 14 \cdot 4,10 \cdot 0,18 \cdot 2500 = 81106,2 \text{ kg}$
- Enduit de la poutre : $2\pi \cdot 14 \cdot 4,10 \cdot 0,015 \cdot 2500 = 12436,3 \text{ kg}$

total : 172357,9 kg

- Surface du radier :

$$S = \frac{\pi \cdot 14,18^2}{4} = 153,86 \text{ m}^2$$

- Sous - pression :

$$p = \frac{172357,9}{153,86} = 1120 \text{ kg/m}^2$$

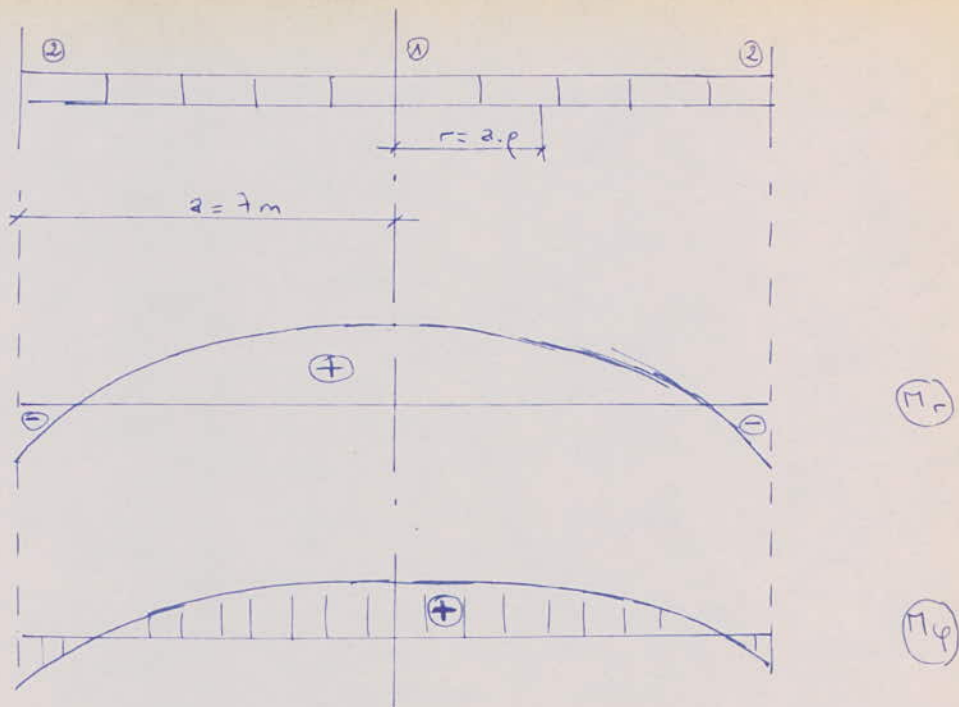
$$p = 1120 \text{ kg/m}^2$$

① Hypothèse (A) :

On considère la plaque ancrée au ponton : On a :

$$\Pi_r = \frac{p a^2}{16} [1 + \nu - (3 + \nu) e^{-2}]$$

$$\Pi_y = \frac{p a^2}{16} [1 + \nu - (1 + 3\nu) e^{-2}]$$



On a en considérant le point ① :

$$\rho = 0 \quad r = \frac{1}{6}$$

$$M_r^1 = \frac{1120 \cdot 7^2}{16} \left[1 + \frac{1}{6} \right]$$

$$M_r^1 = \frac{1120 \cdot 49}{16} \cdot 1,167 = 4002,8 \text{ kgm/m}$$

$$M_\varphi^1 = M_r^1 = 4002,8 \text{ kgm/m}$$

$$M_r^1 = M_\varphi^1 = 4002,8 \text{ kgm/m}$$

Considérons le point ② :

$$a = r \quad \Rightarrow \quad \rho = \frac{r}{2} = 1$$

$$M_r^2 = \frac{1120 \cdot 7^2}{16} \left[1 + \frac{1}{6} - \left(3 + \frac{1}{6} \right) 1^2 \right]$$

$$M_r^2 = \frac{1120 \cdot 49}{16} \left[1,167 - 3,167 \right] = -6860 \text{ kgm/m}$$

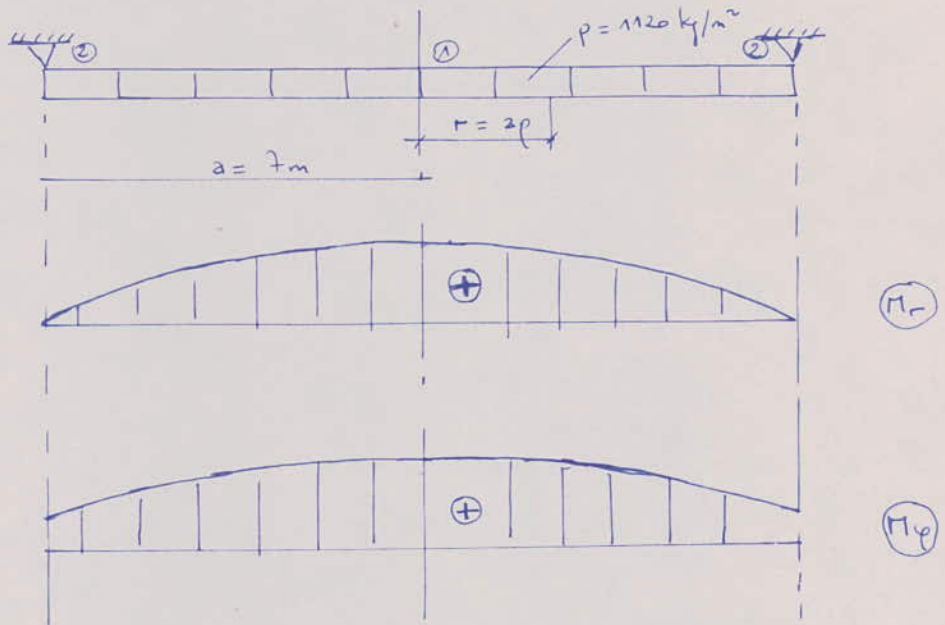
$$M_{\varphi}^2 = \frac{1120 \cdot 7^2}{16} \left[\left(1 + \frac{1}{6}\right) - \left(1 + 3 \cdot \frac{1}{6}\right) \cdot 1^2 \right]$$

$$M_{\varphi}^2 = 3430 \cdot (-0,333) = -1143 \text{ kgm/m}$$

$M_r^2 = -6860 \text{ kgm/m}$
$M_{\varphi}^2 = -1143 \text{ kgm/m}$

② Hypothèse ⑥ :

On considère la poutre simplement appuyée au point :



On a :

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

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

point 1 :

$$\rho = 0$$

$$\Pi_r^1 = \frac{1120 \cdot \bar{T}^2}{16} \left(3 + \frac{1}{6} \right) (1 - 0)$$

$$\Pi_r^1 = \frac{1120 \cdot 49}{16} \cdot 3,167 = 10862,8 \text{ kgm/m}$$

$$\Pi_p^1 = \frac{1120 \cdot \bar{T}^2}{16} \left[3 + \frac{1}{6} \right]$$

$$\Pi_p^1 = \frac{1120 \cdot 49}{16} \cdot 3,167 = 10862,8 \text{ kgm/m}$$

$$\boxed{\Pi_r^1 = \Pi_p^1 = + 10862,8 \text{ kgm/m}}$$

point 2 :

$$\rho = 1$$

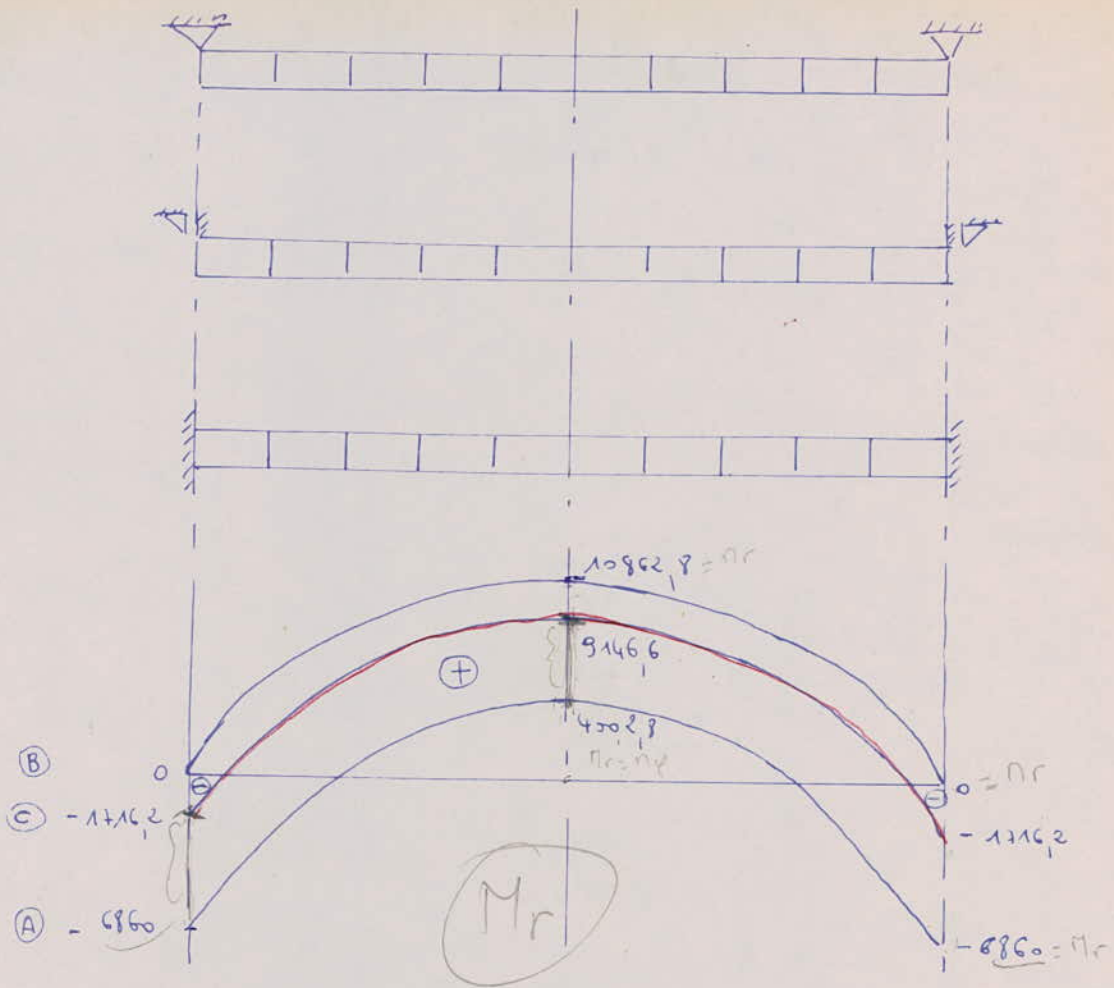
$$\Pi_r^2 = \frac{1120 \cdot \bar{T}^2}{16} \left(3 + \frac{1}{6} \right) (1 - 1) = 0$$

$$\Pi_p^2 = \frac{1120 \cdot \bar{T}^2}{16} \left[3 + \frac{1}{6} - \left(1 + 3 \cdot \frac{1}{6} \right) \cdot 1 \right]$$

$$\Pi_p^2 = 3430 \left(3,167 - 1,667 \right) = 5717,8 \text{ kgm/m}$$

$$\boxed{\begin{aligned} \Pi_p^2 &= + 5717,8 \text{ kgm/m} \\ \Pi_r^2 &= 0 \end{aligned}}$$

③ Hypothèse © :



$$M = \frac{pD^2}{24} = \frac{1120 \cdot 14^2}{24} = 9147 \text{ kgm/m}$$

Ferrillage du radier :

On choisit la solution intermédiaire entre l'encastrement parfait et la plaque appuyée sur le ponton (hypothèse ©)

- épaisseur du radier : 25 cm
- Béton de propreté : 20 cm
- Epaisseur de chape :

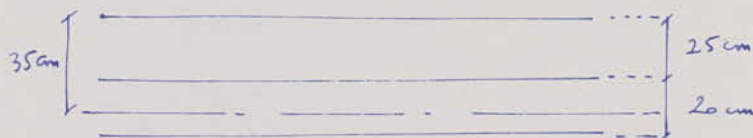
La présence du béton de propreté apporte au radier en béton armé qui le surmonte une rigidité de la flexion supplémentaire. Si l'adhérence est parfaite (glissement impossible) entre le béton de propreté d'épaisseur e et le radier d'épaisseur e' , l'épaisseur à prendre en compte dans le calcul est en fait $e + e'$ et non e' . Si on admet que le béton de propreté est suffisant pour équilibrer les compressions. Si on ne peut compter sur le béton de propreté l'épaisseur e' seule intervient.

Pratiquement la réalité est intermédiaire. Elle peut être appréciée dans chaque cas particulier.

On peut compter par exemple sur $e' + \frac{e}{2}$.

Epaisseur de calcul :

$$25 + \frac{20}{2} = 35 \text{ cm.}$$



Dans la direction x :

$$h = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 11}{1320 \cdot 100 \cdot 32^2} = \frac{15 \cdot 914700}{1320 \cdot 100 \cdot 32^2} = 0,1015$$

$$\mu = 0,1015 \Rightarrow \bar{\omega}' = 0,775$$

$$A_x = \frac{0,775}{100} \cdot 100 \cdot 32 = 24,8 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 13716 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Dans la direction y :

$$h = 35 - 4,5 = 30,5 \text{ cm}$$

$$\mu' = \frac{15 \cdot 914700}{1320 \cdot 100 \cdot 30,5^2} = \frac{9147}{81864} = 0,1117$$

$$\mu = 0,1117 \Rightarrow \bar{w} = 0,858$$

$$A_y = \frac{0,858}{100} \cdot 100 \cdot 30,5 = 26,17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\frac{14716}{100} = 28,14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$k = 23$$

d'où l'on tire :

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_b}{23} = \frac{1320}{23} = 57 \text{ kg/cm}^2$$

Le béton de propreté peut équilibrer cette

contrainte.

Nappe inférieure :

direction x :

$$h = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$$

$$M = 1716,2 \text{ kgm}$$

on peut écrire :

$$\mu = \frac{15 M \cdot 100}{1320 \cdot 100 \cdot 32^2} = \frac{15 \cdot 1716,2 \cdot 100}{1320 \cdot 100 \cdot 32^2} = 0,0190$$

$$\mu = 0,0190 \Rightarrow \bar{w}' = 0,135 \quad k = 67,5$$

$$A_x = \frac{\bar{w}'}{100} \cdot 100 \cdot 32$$

$$A_x = \frac{0,135}{100} \cdot 100 \cdot 32 = 4,32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_x = 5712 / 100 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

direction y :

$$h = 35 - 4,5 = 30,5$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 17162 \cdot 100}{1320 \cdot 100 \cdot 30,5^2} = 0,02096$$

$$\mu = 0,02096 \Rightarrow \bar{w} = 0,150 \Rightarrow k = 63,5$$

$$A_y = \frac{\bar{w}}{100} \cdot 100 \cdot 30,5$$

$$A_y = \frac{0,150}{100} \cdot 100 \cdot 30,5 = 4,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_y = 5,12 \text{ /m} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

D'où l'on tire la valeur de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{1320}{63,5} = 20,8$$

Charge totale sur le pol :

- Venant des parois : 172357,9 kg
- Béton de propreté : $\frac{\pi \cdot 14,20^2}{4} \cdot 0,10 \cdot 2200 = 69646,5 \text{ kg}$
- Béton du radier : $\frac{\pi \cdot 14,20^2}{4} \cdot 0,25 \cdot 2500 = 98929,6 \text{ kg}$
- Eau : $\frac{\pi \cdot 14^2}{4} \cdot 1000 \cdot 3,60 = 553896 \text{ kg}$

$$\text{total} = 894827 \text{ kg}$$

Pression sur le pol :

$$\frac{894827}{153,86} = 5816 \text{ kg/m}^2 \approx 0,58 \text{ bar}$$

CALCUL DE LA CHAMBRE
DES
SURPRESSEURS

CHOIX DU TYPE DE PLANCHER :

Il existe plusieurs types de planchers parmi lesquels on distingue :

- plancher nervré
- plancher mixte acier béton.
- plancher dalle.
- plancher à corps creux.

Dans notre étude nous avons choisi le plancher à corps creux (20+4) en béton léger avec hourdis en béton de poutillon et ciment viré et comprimé en sa résistance et par exécution facile, il est à noter qu'un plancher en général a pour rôle essentiel une isolation à la fois thermique et phonique.

CALCUL DU PLANCHER TERRASSE :

1) Justification de la hauteur :

pour avoir un plancher non flexible et pour ne pas justifier la rigidité, on prend une hauteur telle que :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} \quad (\text{BA 68 p. 112})$$

$$h_t \geq \frac{l}{22,5} = \frac{5,40}{22,5} \approx 24 \text{ cm}$$

on prendra : $h_t = 20 + 4 = 24 \text{ cm}.$

Evaluation des charges :

- Charges permanentes :

- béton de pente 170 kg/m²
- plancher 324 kg/m²
- enduit 30 kg/m²
- étouche 30 kg/m²
- protection lavande 52 kg/m²
- liège 3 kg/m²

total : 609 kg/m²

- surcharges :

- 100 kg/m²

$100 \times 1,2 = 120 \text{ kg/m}^2$

On prendra :

$G = 610 \text{ kg/m}^2$
$P = 120 \text{ kg/m}^2$

Calcul des poteaux :

- fissuration non préjudiciable
- $(P) < 2(G) \Rightarrow 120 < 2 \cdot 610$ (vérifié)
- les éléments solidaires ont une section constante
- $0,8 \leq \frac{l_1}{l_2} \leq 1,25 \Rightarrow$

On a :

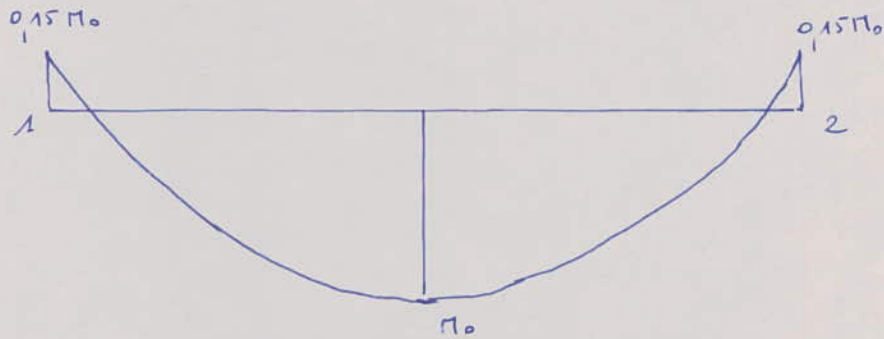
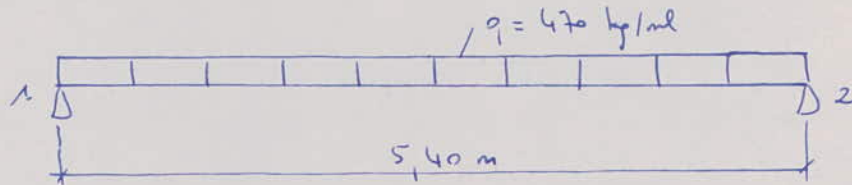
$(G) + (P) = 610 + 120 = 730 \text{ kg/m}^2$

charge par mètre linéaire :

$$q = 730 \times 0,64 = 467,2 \text{ kg/ml}$$

on prend :

$$q = 470 \text{ kg/ml}$$



$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{470 \times 5,4^2}{8} = 1588,6 \text{ kgm} \approx 1590 \text{ kgm}$$

$$M_1 = M_2 = 0,15 M_0 = 0,15 \times 1588,6 = 238,3 \text{ kgm}$$

$$M_t = M_0 = 1588,6 \text{ kgm} \approx 1590 \text{ kgm}$$

Calcul de la section d'acier :

• en travée :

$$h_t = 24 \text{ cm}$$

$$h = 22 \text{ cm}$$

$$d' = 2 \text{ cm}$$

$$M = 1590 \text{ kgm.}$$

on a :

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_b b h^2} = \frac{15 \cdot 1590 \cdot 100}{2800 \cdot 64 \cdot 22^2} = 0,0275$$

$$\mu = 0,0275 \quad \Rightarrow \quad \varepsilon = 0,9281$$

$$\alpha = 0,2158 \quad k = 54,5$$

$$\frac{h_0}{h} = \frac{4}{22} = 0,181 < 0,2158$$

L'axe neutre tombe dans la nervure la section considérée est un patron en T.

$$\beta = \frac{b_0}{b} = \frac{10}{64} = 0,156$$

$$\theta = \frac{h_0}{h} = 0,181$$

$$\text{L'axe } \overline{Ox} \text{ (CHARON)} \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,22$$

$$\rho = \frac{\alpha}{\theta} = \frac{0,22}{0,181} = 1,22$$

$$h_{eff} \quad \Rightarrow \quad m = 0,384$$

$$z = h - m h_0 = 22 - 0,384 \cdot 4 = 20,5$$

La section de semelles tendus est :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot z} = \frac{1590 \cdot 100}{2800 \cdot 20,5} = 2,8 \text{ cm}^2$$

$$A = 2 \cdot 14 = 28 \text{ cm}^2$$

$$k = \frac{15 (1 - 0,2158)}{0,2158} = 54,5$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2800}{54,5} = 51,4 \text{ kg/cm}^2$$

Section aux appuis:

$$M_1 = M_2 = 238,3 \text{ kgm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 238,3 \cdot 100}{2800 \cdot 64 \cdot 22^2} = 0,00412$$

$$\mu = 0,00412 \quad \alpha = 0,0877 \quad \varepsilon = 0,9708$$

$$k = 156$$

$$\frac{h_0}{h} = 0,181 > \alpha$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \varepsilon h} = \frac{238,3 \cdot 100}{2800 \cdot 0,9708 \cdot 22} = 0,40 \text{ cm}^2$$

$$A = 1710 = 0,78$$

Vérification du pourcentage minimal d'armatures longitudinales:

$$\frac{A}{b_0 h} \geq \psi_v \frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{s0}} \left(\frac{h_0}{h} \right)^2$$

$$\frac{307}{64 \cdot 22} \geq 0,54 \cdot \frac{5,8}{2800} \cdot \left(\frac{24}{22} \right)^2$$

$$0,00218 \geq 0,0013 \quad (\text{vérifié})$$

Calcul des tranchants:

$$T = \frac{q l}{2} = \frac{470 \cdot 514}{2} = 1209 \text{ kg}$$

On a:

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 41 = 36 \text{ cm}$$

$$T_b = \frac{T_{\max}}{b_z} = \frac{1209}{20 \cdot 36} = 1,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{st} = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{1,8}{9 \cdot 5,8} =$$

$$\rho_{st} = 1 - 0,03448 = 0,966$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \rho_{st} \cdot \bar{\sigma}_{em} = 0,966 \cdot 4200 = 4057,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 2\phi 6 = 0,56$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{st}}{T} = \frac{0,56 \cdot 36 \cdot 4057,2}{1269} =$$

$$t = 64,5 \text{ cm}$$

$$\bar{E} = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 41 \left(1 - 0,3 \frac{1,8}{5,8} \right)$$

$$\bar{E} = 41 \cdot (1 - 0,0931)$$

$$\bar{E} = 41 \cdot 0,907 = 37,2 \text{ cm}$$

On prend

$$t = 30 \text{ cm}$$

1) traction des armatures :

$$A \bar{\sigma}_s \geq T + \frac{\pi}{3} \quad (\pi = 0)$$

$$A \bar{\sigma}_s \geq T$$

$$3,07 \cdot 2800 \geq 1269 \quad (\text{v\u00e9rifi\u00e9})$$

2) V\u00e9rification de l'entournement des armatures de traction :

$$\tau_d = \frac{T}{p \cdot z}$$

$$p = 8,79 \text{ cm} \quad (2T14)$$

$$\tau_d = \frac{1269}{8,79 \cdot 36} = 4,01 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 5,8 = 16,60 \text{ kg/cm}^2$$

ETUDE DES POUTRES :

A Etude de la poutre P2 :

1) Charge par mètre linéaire sur la poutre :

- plancher :

$$q = 610 \times \frac{5,4}{2} = 1645 \text{ kg/ml}$$

$$p = 120 \times \frac{5,4}{2} = 324 \text{ kg/ml}$$

- poids propre de la poutre :

$$0,20 \times 0,45 \times 2500 = 225 \text{ kg/ml}$$

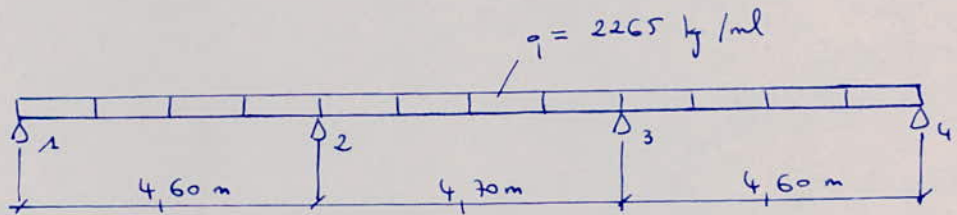
- poids de l'enduit : 10 kg/ml

- poids de l'acier : 60 kg/ml

$$2265 \text{ kg/ml}$$

$q = 2265 \text{ kg/ml}$

2) Calcul des moments :

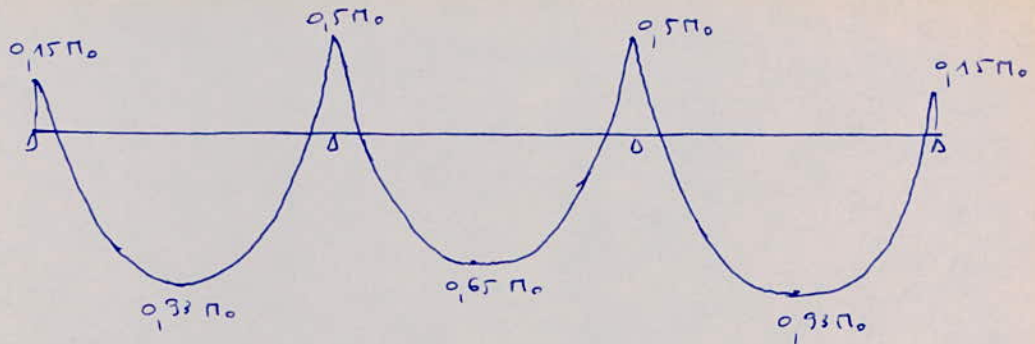


On prend des valeurs forfaitaires des moments en travée et sur appuis à condition que :

- surcharge < 2 charge permanente

- fissuration non préjudiciable

$$- \frac{l_1}{l_2} = \frac{4,60}{4,70} \approx 1 < 1,25$$



Soit M_0 le moment en torsion de la poutre isopérislique.

$$M_0 = \frac{\rho l^2}{8} = \frac{2265 \times 4,60^2}{8} = 5990,9 \text{ kgm}$$

$$0,15 M_0 = 0,15 \times 5990,9 = 900 \text{ kgm}$$

$$0,5 M_0 = 0,5 \times 5990,9 = 3000 \text{ kgm}$$

$$0,65 M_0 = 0,65 \times 5990,9 = 3895 \text{ kgm}$$

$$0,93 M_0 = 0,93 \times 5990,9 = 5575 \text{ kgm}$$

Moments aux appuis	Moments en torsion.
$M_1 = M_4 = 900 \text{ kgm}$	$M_{t_1} = M_{t_3} = 5575 \text{ kgm}$
$M_2 = M_3 = 3000 \text{ kgm}$	$M_{t_2} = 3895 \text{ kgm}$

▲ hauteur de la poutre :

$$h_t = \frac{l}{12} = \frac{4,60}{12} = 0,383$$

On prend : $h_t = 45 \text{ cm}$

$$\text{d'où : } h = 40 - 4 = 41 \text{ cm}$$

Il s'agit maintenant de vérifier qu'avec $h_t = 45 \text{ cm}$ les contraintes dans le béton et l'acier dues aux moments fléchissants et l'effort tranchant ne dépassent pas les contraintes admissibles et ce, sans mettre d'armatures comprimées.

1) Vérification au moment fléchissant maximum :

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = 5990,9 \text{ kgm}$$

$$M_{F_{\max}} = 0,93 M_0 = 0,93 \times 5990,9 = 5575 \text{ kgm}$$

Notre durée est :

$$m \leq m_{\text{rb}} \text{ et pour cela :}$$

$$h \geq \sqrt{\frac{2 \cdot M_{F_{\max}}}{b_0 \cdot \sigma_s \cdot \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}}$$

$$h \geq \sqrt{\frac{2 \cdot 5575 \cdot 10^2}{20 \cdot 135 \cdot \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}}$$

$$\alpha = \frac{n \sigma_s}{n \sigma_s + \sigma_c} = \frac{15 \cdot 135}{15 \cdot 135 + 2800} = 0,437$$

$$h \geq \sqrt{\frac{2 \cdot 5575 \cdot 10^2}{20 \cdot 135 \cdot 0,855 \cdot 0,437}} = 33,3 \text{ cm (révisé)}$$

2) L'effort tranchant maximal se trouve dans la section 2 :

$$T_2^s = T_2^d = \frac{2205 \cdot 4,6}{2} + \frac{0,5 M_0}{4,6}$$

$$T_2^d = T_2^d = \frac{2265 \times 4,6}{2} + \frac{3000}{4,6} = 5862 \text{ kg}$$

$$z = \frac{T_{max}}{b_0 z}$$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 41 = 36 \text{ cm}$$

$$z = \frac{5862}{20 \times 36} = 8,15 \text{ b}$$

On voit que T_{ad} est situé entre :

$$2,5 \sigma_c \quad \& \quad 3,5 \sigma_c \quad \text{voir :}$$

$$14,56 < T_{ad} < 20,56 \quad (\text{vérifié})$$

Donc la poutre est correctement dimensionnée :

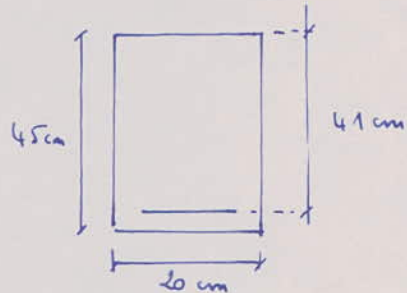
$$h_t = 45 \text{ cm}$$

Détermination des armatures longitudinales :

$$h_t = 45 \text{ cm}$$

$$h = 41 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$



$$\text{béton densé} \approx 350 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Acier } \overline{\sigma}_a \left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{a1} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \overline{\sigma}_{a2} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

1) Section en T-travée :

$$\text{on a : } \mu = \frac{n \eta}{\overline{\sigma}_a b h^2}$$

$$\text{travée 1+3 : } \mu = \frac{15 \times 5575 \times 100}{2800 \times 20 \times 41^2} = 0,8883$$

$$\text{La table donne : } \overline{w} = 0,674 \quad \text{et } k = 26,7$$

$$\text{d'où } A = \frac{15}{n} \frac{\overline{w} b h}{100}$$

$$A = \frac{15}{15} \times \frac{0,674 \times 20 \times 41}{100} = 5,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{travée 2 : } \mu = \frac{15 \times 3895 \times 100}{2800 \times 20 \times 41^2} = 0,6266$$

$$\text{d'où } \overline{w} = 0,462 \quad \text{et } k = 33,5$$

$$A = \frac{0,462 \times 20 \times 41}{100} = 3,80$$

Vérification de σ_b^1 :

$$\sigma_b^1 = \frac{\overline{\sigma}_2}{k} = \frac{2850}{26,7} = 104,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{1}{\sigma_b} = \frac{2850}{33,5} = 83,6$$

d'où le tableau :

N° travic	Mt (kgm)	μ	α	\bar{w}	k	A (cm ²)	$\frac{1}{\sigma_b}$ (kg/cm ²)	nb de barr.	A (cm ²)
1 et 3	5575	0,08883	0,3597	0,674	26,7	5,52	104,9	3T16	6,03
2	3835	0,06266	0,3093	0,462	33,5	3,80	83,6	3T14	4,61

Vérification du pourcentage minimal d'armature :

$$\frac{A}{b \cdot h} \geq \psi_4 \frac{\overline{\sigma}_b}{\overline{\sigma}_2} \left(\frac{ht}{h} \right)^2$$

$$\frac{5,52}{20 \cdot 41} \geq 0,54 \frac{5,8}{2800} \left(\frac{45}{41} \right)^2$$

$$0,00818 \geq 0,00134 \quad (\text{vérifié})$$

2) Section aux appuis :

N° appuis	M	μ	α	k	A (cm ²)	$\frac{1}{\sigma_b}$ (kg/cm ²)	nb barr.	\bar{w}	A (cm ²)
1 et 4	900	0,01434	0,1596	79	0,83	35,4	3T8	0,101	1,50
2 et 3	3000	0,0478	0,2757	39,4	2,87	71,1	3T12	0,350	3,39

Etude de l'effort tranchant :

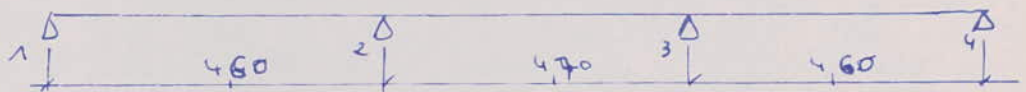
(BA 68)
(p. 103)

Les efforts tranchants peuvent être calculés en faisant abstraction de la continuité sauf dans le cas des tréviés de rive où il est tenu compte soit des moments de continuité évalués, soit de majoration forfaitaire de 15% et 10%.

Tenant compte de la continuité l'effort tranchant dans une section d'abaissement x s'écrit :

$$T_x = T_x + \frac{M_w - M_c}{L}$$

T_x : effort tranchant dans la section x de la trémie indépendante aux mêmes charges
 M_w et M_c sont à prendre en valeur absolue.



$$T_1^d = T_4^g = \frac{q l_1}{2} + \frac{0 - M_2}{L_1}$$

$$T_1^d = T_4^g = \frac{2265 \cdot 4,60}{2} - \frac{3000}{4,60}$$

$$T_1^d = T_4^g = + 4557,3 \text{ kg}$$

$$T_2^g = T_2^d = \frac{2265 \cdot 4,6}{2} + \frac{3000}{4,6} = + 5862 \text{ kg}$$

$$T_3^d = T_3^i = \frac{2265 \cdot 4,7}{2} + \frac{3500 - 3500}{4,7} =$$

$$T_3^d = T_3^i = + 5393 \text{ kg}$$

on 2 :

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 41 = 36 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{5862}{20 \times 36} = 8,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{st} = 1 - \frac{\tau_b}{9 \cdot \sigma_b} = 1 - \frac{8,15}{9 \cdot 5,8}$$

$$\rho_{st} = 1 - 0,1535 = 0,847$$

$$\sigma_{st} = \rho_{st} \cdot \sigma_m = 0,847 \cdot 4200 = 3557 \text{ kg/cm}^2$$

on choisit $A_t = 458 = 2,01$.

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \overline{\sigma}_{st}}{T}$$

$$t = \frac{2,01 \cdot 36 \cdot 3557}{5862} = 43,9 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\sigma_b} \right) = 41 \left(1 - 0,3 \frac{8,15}{5,8} \right) = 24 \text{ cm}$$

on prend

$$t = 20 \text{ cm}$$

① traction des armatures inférieures :

On vérifie que :

$$A \bar{\sigma}_s \geq T + \frac{\pi}{3}$$

$$m=0 \quad A \bar{\sigma}_s \geq T$$

$$6,03 \times 2800 \geq 4557 \quad (\text{vérifié})$$

② Vérification de l'entièrement des armatures de traction :

La contrainte d'adhérence des armatures vaut :

$$\tau_d = \frac{T}{p \cdot z} = \frac{5862}{p \cdot 36}$$

$$p \geq 3T/16 \Rightarrow p = 15,07$$

$$\tau_d = \frac{5862}{15,07 \cdot 36} =$$

$$\tau_d = 1,25 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot 1,5 \cdot 5,8 = 16,60 \text{ kg/cm}^2$$

③ Contrainte d'adhérence admissible dans la

zone d'encrage en pleine masse est :

$$\tau_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$\tau_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,8 = 20,2 \text{ kg/cm}^2$$

④ Vérification des armatures longitudinales inférieures

au niveau des appuis intermédiaires :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{F}{A} \Rightarrow F = T + \frac{\pi}{3}$$

$$T = 5862 \text{ kg}$$

$$M = - 3000000 \text{ kgcm}$$

$$F = 5862 - \frac{3000000}{36} = - 2472 \text{ kg}$$

↳ l'effet F étant négatif, il n'y a donc pas lieu de se préoccuper de l'encastré.

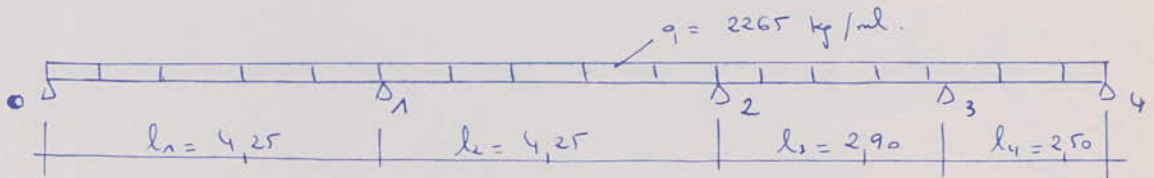
⑤ Ancre de armatures:

Aux appuis de rive: $T = 4557,3 \text{ kg}$

$$\sigma_a = \frac{F}{A} = \frac{4557,3}{6,03} = 755,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{\phi \sigma_a}{4 \bar{\sigma}_d} = \frac{1,6 \cdot 755,7}{4 \cdot 26,2} = 11,5 \text{ cm.}$$

ETUDE DE LA POUTRE PA :



On utilise la méthode des 3 moments :

pour une poutre à inertie constante I :

$$l_i M_{i-1} + 2(l_i + l_{i+1}) M_i + l_{i+1} M_{i+1} = -6 \int_0^{l_{i+1}} \mu_{i+1} \left(1 - \frac{x}{l_{i+1}}\right) dx - 6 \int_0^{l_i} \mu_i \frac{x}{l_i} dx + 6EI \left(\frac{v_{i+1} - v_i}{l_{i+1}} - \frac{v_i - v_{i-1}}{l_i} \right)$$

$$v_i = v_{i-1} = v_{i+1} = 0 \quad (\text{pas de déviation})$$

Les charges étant uniformément réparties on a :

$$\mu = \frac{qx(l-x)}{2} \quad \text{soit :}$$

$$\int_0^l \mu \frac{x}{l} dx = \int_0^l \mu \left(1 - \frac{x}{l}\right) dx = \frac{q}{2l} \int_0^l (l^2 x - 2lx^2 + x^3) dx = \frac{ql^3}{24}$$

$$1) \quad 2M_1(l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -6EI \left(\frac{ql_1^3}{24EI} + \frac{ql_2^3}{24EI} \right)$$

$$\boxed{2M_1(l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -\frac{q}{4}(l_1^3 + l_2^3)} \quad (1)$$

$$2) \quad M_1 l_2 + 2M_2(l_2 + l_3) + M_3 l_3 = -6EI \left(\frac{ql_2^3}{24EI} + \frac{ql_3^3}{24EI} \right)$$

$$\boxed{M_1 l_2 + 2M_2(l_2 + l_3) + M_3 l_3 = -\frac{q}{4}(l_2^3 + l_3^3)} \quad (2)$$

$$3) \quad \pi_2 l_3 + 2\pi_3 (l_3 + l_4) + \pi_4 l_4 = -6EI \left(\frac{9l_3^2}{24EI} + \frac{9l_4^2}{24EI} \right)$$

$$\boxed{\pi_2 l_3 + 2\pi_3 (l_3 + l_4) = -\frac{9l_3^2}{4} - \frac{9l_4^2}{4}} \quad (3)$$

de l'équation (1) on tire :

$$2\pi_1 (4,25 + 4,25) + 4,25\pi_2 = -\frac{9}{4} (76,8 + 76,8)$$

$$\boxed{17\pi_1 + 4,25\pi_2 = -38,49} \quad (4)$$

L'équation (2) devient :

$$4,25\pi_1 + 2\pi_2 (4,25 + 2,90) + 2,90\pi_3 = -\frac{9}{4} (76,8 + 24,4)$$

$$\boxed{4,25\pi_1 + 14,3\pi_2 + 2,9\pi_3 = -25,39} \quad (5)$$

L'équation (3) devient :

$$2,90\pi_2 + 2\pi_3 (2,90 + 2,50) = -\frac{9}{4} (24,4 + 15,6)$$

$$\boxed{2,90\pi_2 + 10,8\pi_3 = -10,9} \quad (6)$$

$$\text{d'où : } \pi_1 = \frac{-38,49 - 4,25\pi_2}{17}$$

$$\pi_3 = \frac{-10,9 - 2,9\pi_2}{10,8}$$

On remplace dans l'équation (5) :

$$4,25 \left[\frac{-38,49 - 4,25\pi_2}{17} \right] + 14,3\pi_2 + 2,90 \left[\frac{-10,9 - 2,9\pi_2}{10,8} \right] = -25,39$$

$$-\frac{4,25 \cdot 38,4 \text{ q}}{17} - \frac{4,25^2 \text{ m}_2}{17} + 14,3 \text{ m}_2 - \frac{2,90 \cdot 10 \text{ q}}{10,8} - \frac{2,9^2 \text{ m}_2}{10,8} = -25,3 \text{ q}$$

$$-9,6 \text{ q} - 1,06 \text{ m}_2 + 14,3 \text{ m}_2 - 2,69 \text{ q} - 0,78 \text{ m}_2 + 25,3 \text{ q} = 0$$

$$\text{m}_2 (14,3 - 0,78 - 1,06) = (-25,3 + 2,69 + 9,6) \text{ q}$$

$$\text{m}_2 = \frac{-12,46}{13,01} \text{ q} = \frac{-12,46 \cdot 2265}{13,01} = 2169,2$$

$$\boxed{\text{m}_2 = -2170 \text{ kgm}}$$

$$\text{m}_1 = \frac{-38,4 \text{ q} - 4,25 \text{ m}_2}{17} =$$

$$\text{m}_1 = \frac{-38,4 \cdot 2265 - 4,25 \cdot (-2170)}{17} = \frac{-86976 + 9222,5}{17}$$

$$\boxed{\text{m}_1 = -4575 \text{ kgm}}$$

$$\text{m}_3 = \frac{-10 \text{ q} - 2,90 \text{ m}_2}{10,8} = \frac{-10 \cdot 2265 - 2,90 \cdot (-2170)}{10,8} =$$

$$\boxed{\text{m}_3 = -1515 \text{ kgm}}$$

Calcul des moments en travée :

Le moment en travée dans une section x est donné par la formule :

$$M(x) = \mu_{lin}(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}} x$$

$\mu(x)$: moment en travée dans une section x de la travée isostatique.

Travée ① :

$$\mu(x) = \frac{ql}{2} x - \frac{qx^2}{2}$$

$$\mu(x) = \frac{2265 \times 4,25}{2} x - \frac{2265}{2} x^2$$

$$\mu(x) = 4813,1 x - 1132,5 x^2$$

d'où le moment :

$$M = 4813,1 x - 1132,5 x^2 + 0 + \frac{4575 - 0}{4,25} x$$

Calculer le tranchant dans une section x :

$$T = 4813,1 - 2265x + \frac{4575}{4,25}$$

$$T=0 \Rightarrow \text{Max}$$

$$T=0 \Rightarrow 4813,1 - 2265x + \frac{4575}{4,25} = 0$$

$$4813,1 - 2265x + 1076,5 = 0$$

$$\text{d'où } \boxed{x = 2,6}$$

d'où l'on a :

$$\Pi_{\max} = 4813,1 \cdot 2,6 - 1132,5 \cdot 2,6^2 + 1076,5 \cdot 2,6 = 7657,2 \text{ kgm}$$

$$\boxed{\Pi_{\max} = 7658 \text{ kgm}}$$

travée ② :

$$\mu(x) = \frac{q_l}{2} x - \frac{q x^2}{2}$$

$$\mu(x) = \frac{2265 \cdot 4,25}{2} x - \frac{2265}{2} x^2$$

$$\mu(x) = 4813,1 x - 1132,5 x^2$$

d'où le moment :

$$\Pi(x) = 4813,1 x - 1132,5 x^2 + 4575 + \frac{2170 - 4575}{4,25} x$$

$$\Pi(x) = 4813,1 x - 1132,5 x^2 + 4575 - 565,9 x$$

Calculons le tourant en x :

$$T(x) = 4813,1 - 2265 x - 565,9$$

$$T(x) = -2265 x + 4247,2$$

$$T=0 \Rightarrow \Pi_{\max} :$$

$$2265 x = 4247,2 \Rightarrow x = \frac{4247,2}{2265} = 1,88$$

$$\Pi_{\max} = 4813,1 \cdot 1,88 - 1132,5 \cdot 1,88^2 + 4575 - 565,9 \cdot 1,88 =$$

$$\Pi_{\max} = 9048,6 - 4002,7 + 4575 - 1063,9$$

$$\boxed{\Pi_{\max} = 8557 \text{ kgm}}$$

travée ③ :

$$\mu(x) = \frac{q_l}{2} x - \frac{q x^2}{2}$$

$$\mu(x) = \frac{2265 \cdot 2,90}{2} x - \frac{2265}{2} x^2$$

$$\mu(x) = 3284,3 x - 1132,5 x^2$$

d'où :

$$\Pi(x) = 3284,3 x - 1132,5 x^2 + 2170 + \frac{1515 - 2170}{2,90} x$$

$$\Pi(x) = 3284,3 x - 1132,5 x^2 + 2170 - 225,8 x$$

d'où le bénéfice :

$$T(x) = 3284,3 - 2265x - 225,8 = -2265x + 3058,5$$

$$T(x) = 0 \quad \Rightarrow \quad x = \frac{3058,5}{2265} = 1,35$$

$$\Pi_{\max} = 3284,3 \cdot 1,35 - 1132,5 \cdot 1,35^2 + 2170 - 225,8 \cdot 1,35 =$$

$$\Pi_{\max} = 4433,8 - 2064 + 2170 - 304,8 =$$

$$\Pi_{\max} = 4235 \text{ kgm.}$$

travie ④ :

$$\mu(x) = \frac{98}{2} x - \frac{920}{2} x^2$$

$$\mu(x) = \frac{2265 \cdot 2,50}{2} x - \frac{2265}{2} x^2$$

$$\mu(x) = 2831,3 x - 1132,5 x^2$$

d'où :

$$\Pi(x) = 2831,1x - 1132,5x^2 + 1515 + \frac{0 - 1515}{2,50} x$$

$$\Pi(x) = 2831,1x - 1132,5x^2 + 1515 - 606x$$

$$\Pi(x) = 2225,3x - 1132,5x^2 + 1515$$

$T(x)$ le tranchant en x :

$$T(x) = 2225,3 - 2265 x$$

$$T=0 \Rightarrow x = \frac{2225,3}{2265} = 0,98$$

$$M_{\max} = 2225,3 \cdot 0,98 - 1132,5 \cdot 0,98^2 + 1515$$

$$M_{\max} = 2180,8 + 1515 - 1087,7 =$$

$$M_{\max} = 2608 \text{ kgm.}$$

pour la appui de rive on prend :

$$0,15 M = 0,15 \cdot 7658 = 1148,7 \approx \underline{1150 \text{ kgm.}}$$

Calcul des armatures longitudinales :

$$h_e = 45 \text{ cm}$$

$$h = 41 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

béton densité $\rho = 350 \text{ kg/m}^3$

① section en treillis :

$$\text{on a : } \mu = \frac{15M}{\sigma_s b h^2}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 1000 \cdot M}{2800 \cdot 20 \cdot 41^2} \quad (M \text{ en kgm})$$

La section d'acier est donnée par :

$$A = \frac{\bar{w} b h}{100} = \frac{20 \cdot 41}{100} \cdot \bar{w} = 8,2 \bar{w}$$

$$\text{La contrainte } \sigma_0 = \frac{2800}{k}$$

d'où le tableau :

N° travée	Mt (kgm)	μ	α	\bar{w}	k	A (cm ²)	σ_b (kg/cm ²)	nb bars	A adopté
1	7658	0,122	0,4087	0,942	21,7	7,7	129	3T20	9,42
2	8557	0,1363	0,4273	1,063	20,1	8,7	136	3T20	9,42
3	4235	0,0673	0,3198	0,501	31,9	4,1	87,8	3T14	4,61
4	2608	0,0416	0,2595	0,303	42,8	2,5	65,4	3T14	4,61

Vérification du pourcentage minimal d'armatures :

$$\frac{A}{b_0 h} \geq \psi_0 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_s} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2$$

$$\frac{8,7}{20 \cdot 41} \geq 0,54 \frac{5,8}{2800} \left(\frac{45}{41} \right)^2$$

$$0,0106 \geq 0,00134 \quad (\text{vérifié})$$

② Section aux appuis :

Appuis	Mt (kgm)	μ	α	\bar{w}	k	A (cm ²)	σ_b	nb bars	A adopté
de rive	1150	0,0183	0,1786	0,129	69	1,1	40,6	3T8	1,50
1	4575	0,0729	0,3311	0,546	30,3	4,5	92,4	3T14	4,61
2	2170	0,0346	0,2396	0,252	47,6	2,07	58,8	3T10	2,35
3	1515	0,0244	0,2027	0,172	59	1,41	47,5	3T8	1,50



$$T_x = T_a + \frac{M_w - M_e}{L}$$

T_a : effort tranchant dans la section x de la tige indépendante.

$$T_a = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} = \frac{2265 \cdot 4,25}{2} + \frac{0 - 4575}{4,25} = 3736,6 \text{ kg}$$

$$T_b^1 = \frac{2265 \cdot 4,25}{2} - 2265 \cdot 4,25 + \frac{0 - 4575}{4,25} = -5890 \text{ kg}$$

$$T_b^2 = \frac{2265 \cdot 4,25}{2} + \frac{4575 - 2170}{4,25} = 5379 \text{ kg}$$

$$T_c^1 = \frac{2265 \cdot 4,25}{2} - 2265 \cdot 4,25 + \frac{4575 - 2170}{4,25} = -4247,3 \text{ kg}$$

$$T_c^2 = \frac{2265 \cdot 2,90}{2} + \frac{2170 - 1515}{2,9} = 3510,2 \text{ kg}$$

$$T_d^1 = \frac{2265 \cdot 2,90}{2} - 2265 \cdot 2,90 + \frac{2170 - 1515}{2,90} = -3058,3 \text{ kg}$$

$$T_d^2 = \frac{2265 \cdot 2,50}{2} + \frac{1515}{2,50} = 3437,3 \text{ kg}$$

$$T_e^1 = \frac{2265 \cdot 2,5}{2} - 2265 \cdot 2,5 + \frac{1515}{2,5} = -2225,3 \text{ kg}$$

Armatures transversales:

$$T = 5890 \text{ kg}$$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 41 = 36 \text{ cm}$$

$$T_b = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} = \frac{5890}{20 \cdot 36} = 8,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{st} = 1 - \frac{\tau_b}{9\sigma_b} = 1 - \frac{8,18}{9 \cdot 5,8} = 0,843$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \rho_{st} \cdot \sigma_m = 0,843 \cdot 4200 = 3540 \text{ kg/cm}^2$$

$$At = 4\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{At \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_{st}}{T} = \frac{1,13 \cdot 36 \cdot 3540}{5890} = 24,4 \text{ cm}$$

$$\bar{E} = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\sigma_b} \right) = 41 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{8,18}{5,8} \right) = 23,6 \text{ cm}$$

$$t = 15 \text{ cm}$$

① traction des armatures inférieures:

$$A\bar{\sigma}_2 \geq T + \frac{\pi}{3} \quad (\pi=0)$$

$$A\bar{\sigma}_2 \geq T \quad \Rightarrow \quad 942 \cdot 2800 > 5890 \quad (\text{vérifié})$$

② Vérification à l'entraînement des armatures de traction:

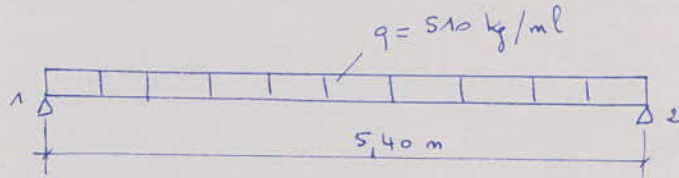
$$\tau_d = \frac{T}{p\ell}$$

$$(3T20) \quad \Rightarrow \quad p = 18,84$$

$$\tau_d = \frac{5890}{18,84 \cdot 36} = 87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 5,8 = 16,6 \text{ kg/cm}^2$$

Etude des poutres P3 - P4 :



Charges permanentes :

$$q = 610 \times \frac{0,64}{2} = 195,2 \text{ kg/ml}$$

Surcharges :

$$p = 120 \times \frac{0,64}{2} = 38,4 \text{ kg/ml}$$

poids de la poutre :

$$0,45 \times 0,20 \times 2500 = 225 \text{ kg/ml}$$

poids de l'acier : 50 kg/ml

total : 509,6 kg/ml

On prend :

$$q = 510 \text{ kg/ml}$$

- Calcul du moment maximum :

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{510 \cdot 5,4^2}{8} = 1860 \text{ kgm}$$

On prend aux appuis 1 et 2 un moment $M = 0,15 M_0$

$$M_1 = M_2 = 0,15 M_0 = 0,15 \cdot 1860 = 279 \text{ kgm}$$

Calcul des armatures longitudinales :

- En tôle :

$$h_t = 45 \text{ cm}$$

$$h = 41 \text{ cm}$$

$$d' = 4 \text{ cm}$$

$$b_s = 20 \text{ cm}$$

$$M = 1860 \text{ kgm.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 1860 \cdot 100}{2800 \cdot 20 \cdot 41^2} = 0,2964$$

$$\mu = 0,2964 \quad \Rightarrow \quad \bar{\omega} = 0,212$$

$$A = \frac{\bar{\omega} b h}{100} = \frac{0,212 \cdot 20 \cdot 41}{100} = 1,74 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$M = 279 \text{ kgm.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 279 \cdot 100}{2800 \cdot 20 \cdot 41^2} = 0,00445$$

$$\mu = 0,00445 \quad \Rightarrow \quad \bar{\omega} = 0,0311$$

$$A = \frac{0,0311 \cdot 20 \cdot 41}{100} = 0,25$$

	M_t (kgm)	μ	α	$\bar{\omega}$	k	A	σ_b	nb de barras	A adopté
tôle	1860	0,2964	0,2222	0,212	52,5	1,74	53,3	2T12	2,26
Appuis	279	0,00445	0,092	0,0311	148	0,25	18,8	2T8	1,00

Calcul des tranchants :

$$T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{510 \cdot 5,4}{2} = 1377 \text{ kg}$$

on a :

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 41 = 36 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{1377}{20 \cdot 36} = 1,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{st} = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{1,9}{9 \cdot 5,8} = 0,964$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \rho_{st} \cdot \bar{\sigma}_{cm} = 0,964 \cdot 4200 = 4049 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 4\phi 6$$

$$t = \frac{A_t z \bar{\sigma}_{st}}{T} = \frac{113 \cdot 36 \cdot 4049}{1377} = 119,6 \text{ cm}$$

$$\bar{E} = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 41 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{1,9}{5,8} \right) = 37 \text{ cm}$$

On prend : $t = 30 \text{ cm}$

① traction des armatures inférieures :

$$A \bar{\sigma}_s \geq T + \frac{\pi}{z} \quad (\pi = 0)$$

$$A \bar{\sigma}_s \geq T$$

$$220 \times 2800 \geq 1377 \quad (\text{vérifié})$$

② Vérification à l'entraînement des armatures de traction.

$$\tau = \frac{T}{p \cdot z} \quad \text{avec} \quad p = 7,54 \quad (2T12)$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{1377}{7,54 \cdot 36} = 5,09$$

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 5,8 = 16,60 \text{ kg/cm}^2$$

③ Contrainte d'adhérence admissible dans la zone d'ancrage en pleine masse:

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_s = 2 \cdot 1,5^2 \cdot 5,8 = 26,2 \text{ kg/cm}^2$$

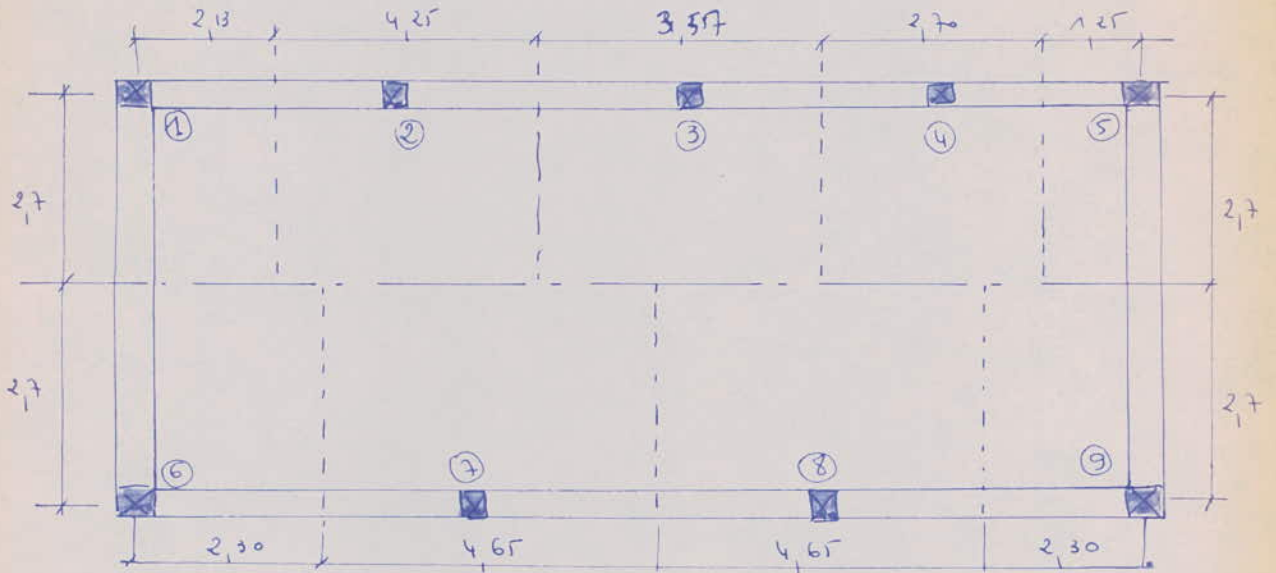
④ Vérification du pourcentage minimal d'armature:

$$\frac{A}{b \cdot h} \geq \psi_d \frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}_s} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2$$

$$\frac{2,26}{2 \cdot 41} \geq 0,56 \frac{5,8}{2800} \left(\frac{45}{41} \right)^2$$

$$0,00275 \geq 0,00134 \quad (\text{vérifié})$$

CALCUL DES POTEAUX :



Descente de charges:

	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7	P_8	P_9
Surface : (m ²)	5,75	11,48	9,04	7,29	3,38	6,21	12,56	12,56	6,21
plancher: (kg)	4198	8381	7038	5322	2468	4534	9169	9169	4534
parties : (kg)	. 480 . 608	957	804	608	. 282 . 608	. 608 . 518	1047	1047	. 608 . 518
Total :	5286	9338	7842	5930	3358	5660	10216	10216	5660
majoration 10%		934	784	593			1022	1022	
TOTAL (kg)	5286	10272	8626	6523	3358	5660	11238	11238	5660
	Type II	Type I	Type I	Type II	Type II	Type II	Type I	Type I	Type II

Calcul des poteaux :

$$N = 11,3 \text{ t} \quad (\text{poteau type I})$$

béton densité 350 kg/m^3 non contrôlé.

$$\bar{\sigma}_b = 67,5$$

FEE 40

$$l_c = 0,9h = 0,9 \cdot 3,25 = 2,93$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

$$a = 26 \text{ cm}$$

section des armatures longitudinales :

$$A_l \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}_b}$$

$$\theta_1 = 1,4$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{2,93}{4,26 - 2,2} = 4,86$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{4120} = 1,525$$

$$A_l = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,4 \cdot 4,86 \cdot 1,525 \cdot \frac{11300}{67,5} = 2,2 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$4T12 = 4,52$$

Vérification de la contrainte moyenne du béton :

$$B + nA_l = 400 + 15 \cdot 4,52 = 467,8 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{11300}{467,8} = 24,2 \text{ kg/cm}^2 < 67,5 \text{ bars.}$$

$$2 - \frac{\sigma_b}{\sigma_{b0}} = 2 - \frac{24,2}{67,5} = 1,642$$

• Détermination des axes transversaux

$$\phi_c = 6$$

$$t_1 = (100 \phi_c - 15 \phi_{lmax}) \left(2 - \frac{\sigma_b}{\sigma_{b0}} \right)$$

$$t_1 = (100 \cdot 6 - 15 \cdot 12) \cdot 1,642$$

$$t_1 = (600 - 180) \cdot 1,642$$

$$t_1 = 68,9 \text{ cm}$$

$$t_2 = 15 \phi_{lmin} \left(2 - \frac{\sigma_b}{\sigma_{b0}} \right)$$

$$t_2 = 15 \cdot 20 \cdot 1,642 = 29,5 \text{ cm}$$

espacement choisi :

$$t = 20 \text{ cm}$$

• zone de recouvrement :

$$v = 0,4 \cdot \frac{\phi_{lmax}^2}{\phi_c^2} \cdot \frac{\sigma_{ad}}{\sigma_{int}}$$

$$v = 0,4 \cdot \frac{12^2}{6^2} \cdot \frac{4200}{2400} = 2,8$$

$$v = 3$$

poteaux type 2 :

$$N = 6,5 \text{ t}$$

$$l_c = 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 3,25 = 2,93$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

$$a = 20 \text{ cm}$$

$$\theta_1 = 1,4$$

$$\theta_2 = 4,86$$

$$\theta_3 = 1,525$$

• Armatures longitudinales :

$$A_l \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\sigma'_s}$$

$$A_l = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,4 \cdot 4,86 \cdot 1,525 \cdot \frac{6500}{67,5} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte moyenne de béton :

$$B + n A_l = 450 + 15 \cdot 3,14 = 447 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{6500}{447} = 14,5 \text{ kg/cm}^2 < 67,5 \text{ kg/cm}^2$$

• Armatures transversales :

$$\phi_t = 6$$

$$t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{l_{max}}) \left(2 - \frac{\sigma'_s}{\sigma'_{b0}} \right)$$

$$2 - \frac{\sigma_0}{\sigma_{s0}} = 2 - \frac{14,5}{67,5} = 1,785$$

$$t_1 = (600 - 150) \cdot 1,785$$

$$t_1 = 450 \cdot 1,785 = 803 \text{ cm}$$

$$t_2 = 15 \phi_{\text{emi}} \left(2 - \frac{\sigma_0}{\sigma_{s0}} \right)$$

$$t_2 = 15 \cdot 10 \cdot 1,785 = 267,7 = 26,8 \text{ cm}$$

$$\boxed{\phi_t = 6 \text{ mm} ; t = 20 \text{ cm}}$$

• zone de recouvrement :

$$\gamma = 0,4 \frac{\phi_{\text{mix}}^2}{\phi_t^2} \cdot \frac{\sigma_{\text{cul}}}{\sigma_{\text{int}}}$$

$$\gamma = 0,4 \cdot \frac{10^2}{6^2} \cdot \frac{4200}{2400} = 1,94$$

$$\boxed{\gamma = 2}$$

CALCUL DES FONDATIONS :

On a des semelles pour puits d'appui isolé (sous poteaux)

On utilise la méthode de bielle :

Semelle type ① :

$$Q = 11300 + P$$

P : poids du poteau :

$$P = \frac{20 \times 20 \times 3,25 \times 2500}{10^4} = 325 \text{ kg}$$

$$Q_1 = 11300 + 325 = 11625 \text{ kg} = 11,7 \text{ t}$$

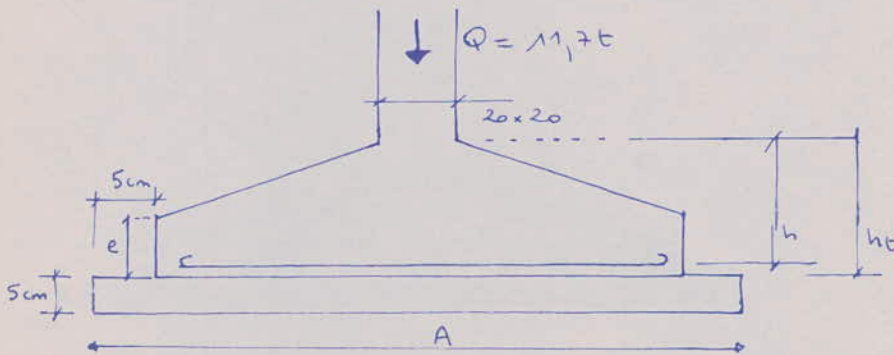
Dimensionnement :

$$\sigma_{\text{sol}} = 3 \text{ bars (domic)}$$

$$A^2 = \frac{Q_1}{3} = \frac{11700}{3} = 3900 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 63 \text{ cm}$$

$$e = 6\phi + 6 = 6 \cdot 12 + 6 = 13,2 \text{ cm}$$

$$e = 14 \text{ cm}$$



On prend $A = 75 \text{ cm}$

$$l = 75 - (2 \times 5) = 65 \text{ cm}$$

$$h \geq \frac{l-a}{4} = \frac{65-20}{4} = \frac{45}{4} = 11,3 \text{ cm}$$

$h = 15 \text{ cm}$
$h_t = 20 \text{ cm}$

vérification :

$$\frac{Q}{S} = \frac{11700}{65,65} = 2,77 < 3 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul des armatures :

$$F = \frac{Q_s (A - a)}{8h} = \frac{11700 (75 - 20)}{8 \cdot 15} = 5363 \text{ kg}$$

$$\text{d'où : } A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{5363}{1470} = 3,65 \text{ cm}^2$$

$$A = 4\phi 12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$h = 15 \text{ cm}$ correspond à la hauteur effective avec du $\phi 12$ pour la hauteur inférieure h mesurée :

$$15 + 12 = 16,2 \text{ cm}$$

d'où l'on a :

$$F = \frac{Q_s (75 - 20)}{8 \cdot 16,2} = \frac{11700 \cdot 55}{8 \cdot 16,2} = 4965,3 \text{ kg}$$

$$A = \frac{4965,3}{1470} = 3,38 \text{ cm}^2$$

$$A = 4\phi 12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Semelle type ② :

$$Q_2 = 6500 + 325 = 6825 = 6,9 \text{ t}$$

$$Q_2 = 6,9 \text{ t}$$

$$\sigma_{ad} = 3 \text{ bars}$$

Dimensionnement :

$$A^2 = \frac{Q}{3} = \frac{6900}{3} = 2300 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 48 \text{ cm}$$

On prend $A = 60 \text{ cm}$

$$l = 60 - (2 \cdot 5) = 50 \text{ cm}$$

$$h \geq \frac{l - a}{4} = \frac{50 - 20}{4} = \frac{30}{4} = 7,5 \text{ cm}$$

$h = 15 \text{ cm}$
$h_t = 20 \text{ cm}$

Calcul des armatures :

$$F = \frac{Q_s (A - a)}{8h} = \frac{6900 (60 - 20)}{8 \cdot 15} = 2300 \text{ kg}$$

$$F = \frac{6900 \cdot 40}{12} = 2300 \text{ kg}$$

d'où la section d'acier :

$$A = \frac{2300}{1470} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$A = 4\phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$

Mappe inférieure :

$$15 + 1,0 = 16,0 \text{ cm}$$

d'où l'on a :

$$F = \frac{Q (60 - 20)}{8 \cdot 16,0} = \frac{6900 \cdot 40}{8 \cdot 16,0} = 2156 \text{ kg}$$

d'où la section d'acier :

$$A = \frac{2155}{1470} = 1,47 \text{ cm}^2$$

$$A = 4\phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte :

pour de $\phi 12$

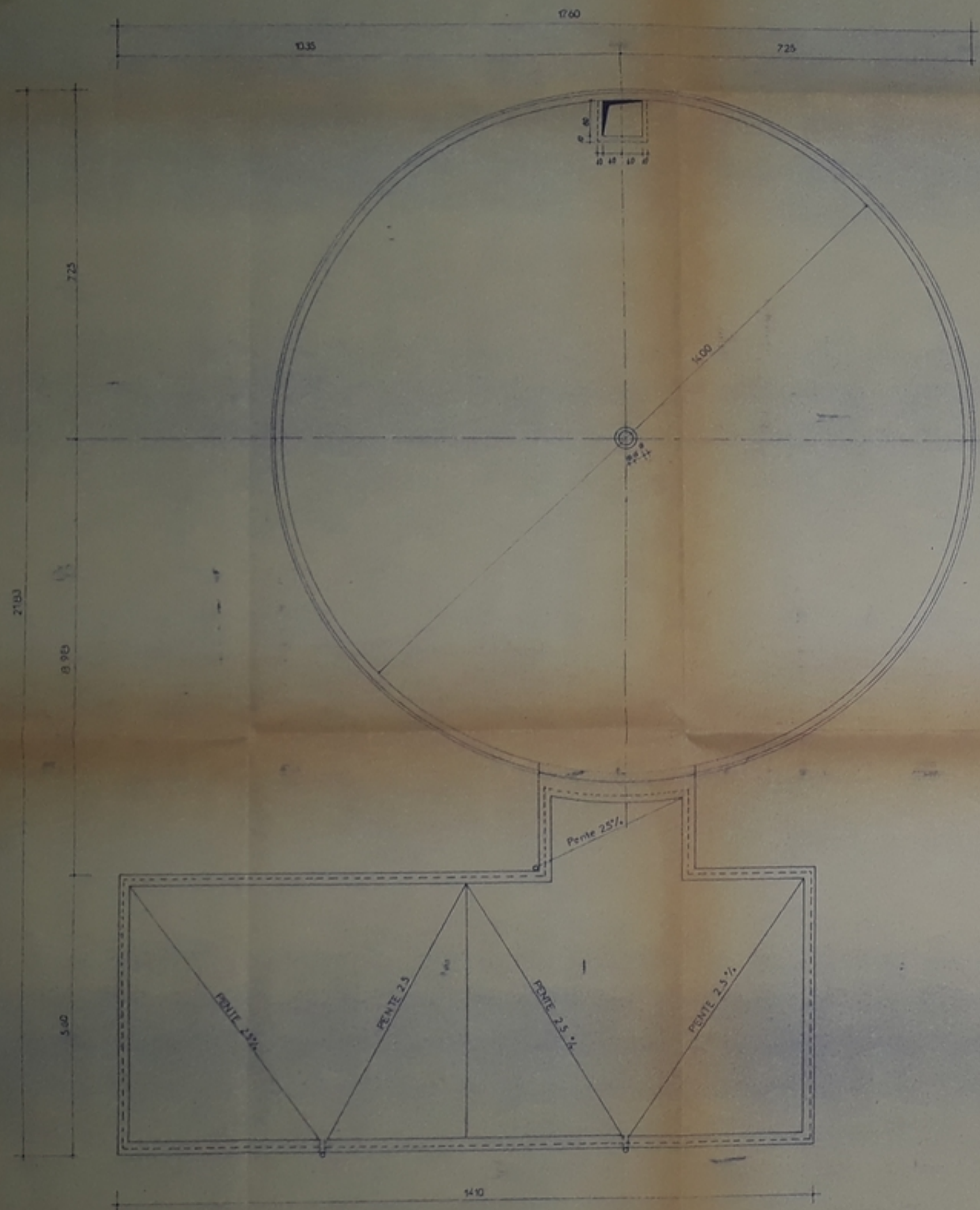
$$k = 10^6$$

$$\bar{\sigma}_0 = 5,8 \text{ bars}$$

Le tableau 4 (Annexe) (CHAFFON) donne :

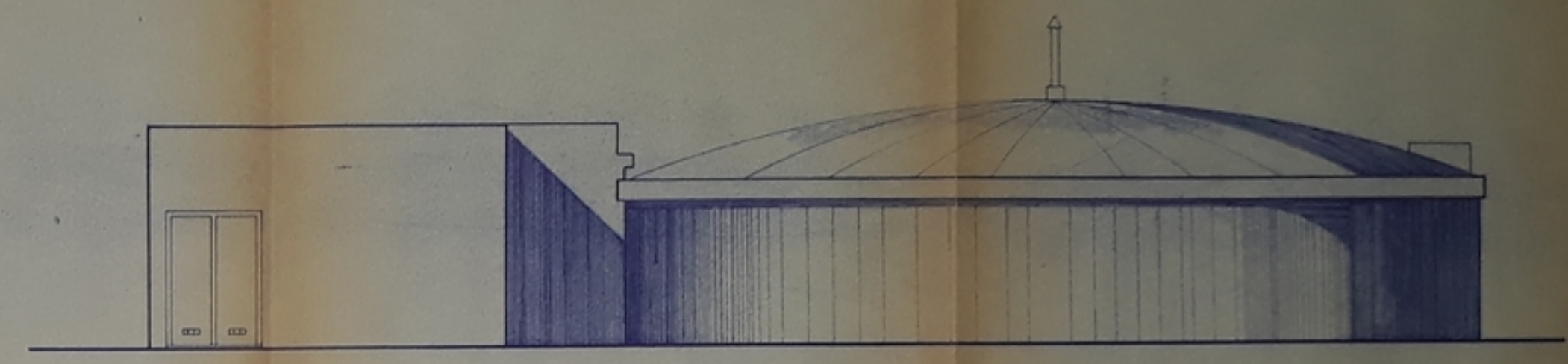
$$\bar{\sigma}_2 = 1668 \text{ bars} = 1700 \text{ kg/cm}^2$$

Donc la contrainte adoptée de 1470 kg/cm^2 est donc admissible, compte tenu des risques de fissuration.



PB00874
-1-

FACADE SUIVANT .A.



A
↑

UNIVERSITE
NATIONAL ABDELKADER
BENLICHOU
BIBLIOTHEQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

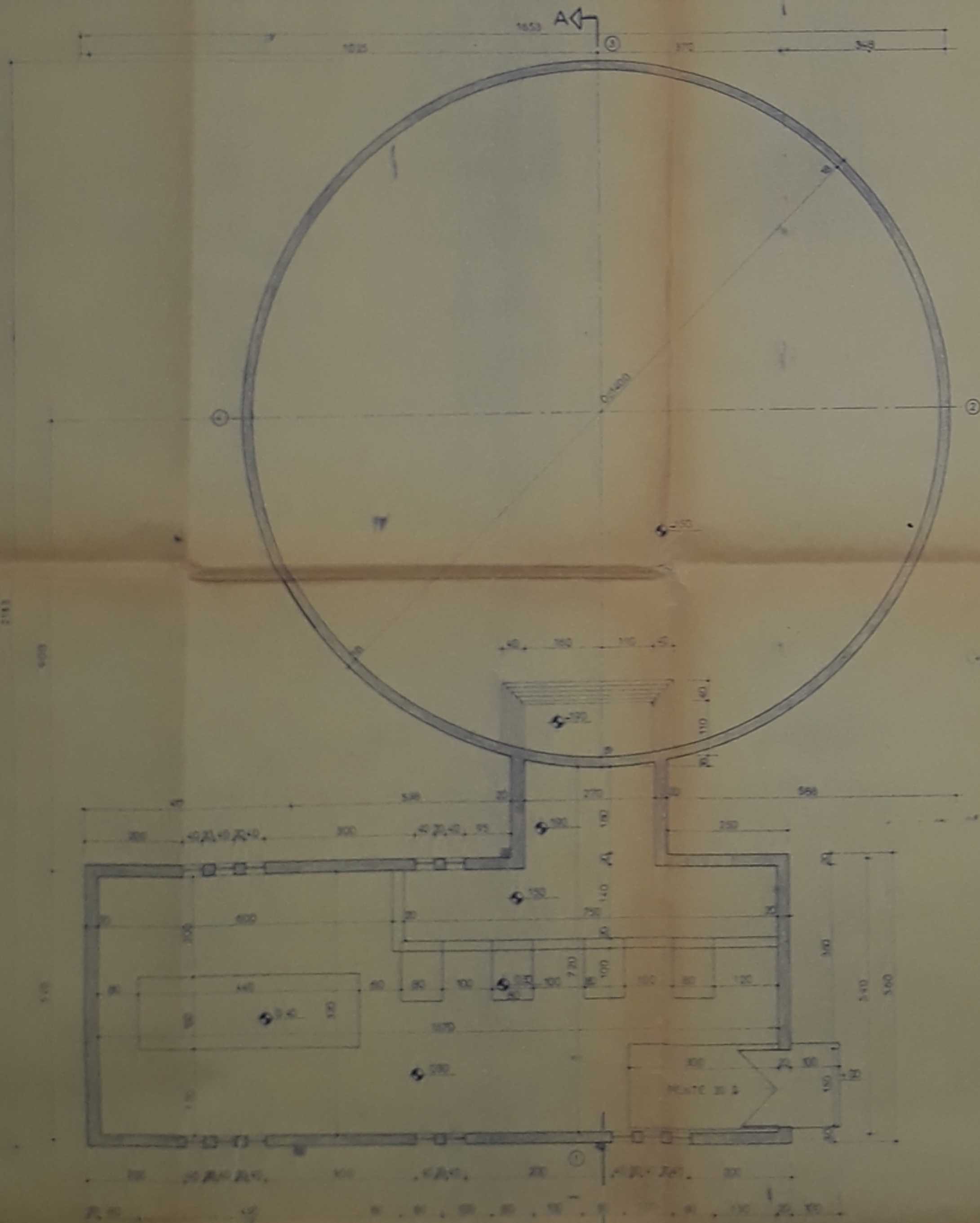
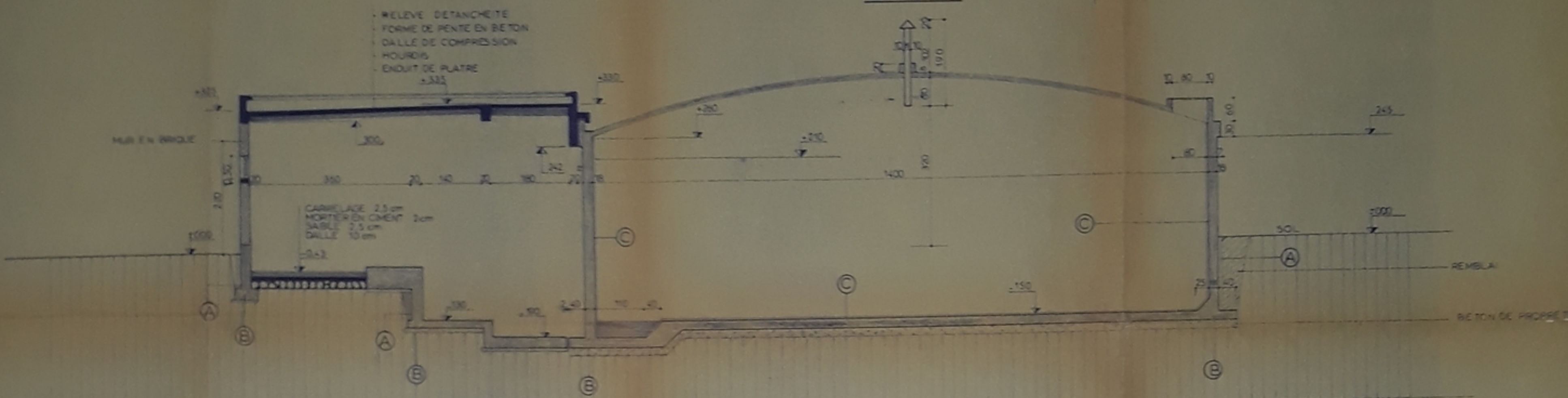
PLAN DE TERRASSE ET FACADE

SMALL Mohamed 1/20
26.05.1974

- A. 2 CARTONS BITUMES + 3 COUCHES DE NETTOYES (COLANT)
- B. COUCHE DE MORTIER DE CIMENT
- C. ENDUIT DE MORTIER DE CIMENT

VOIR PLAN DU BETON

COUPE AA



PB00874

-2-

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

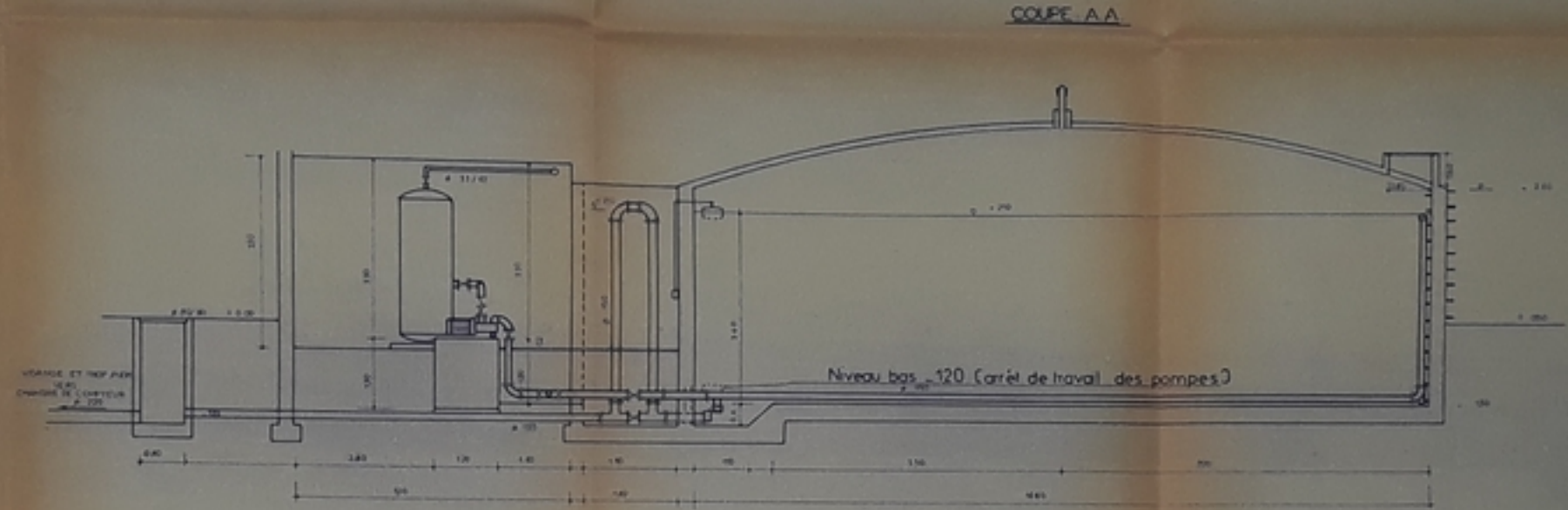
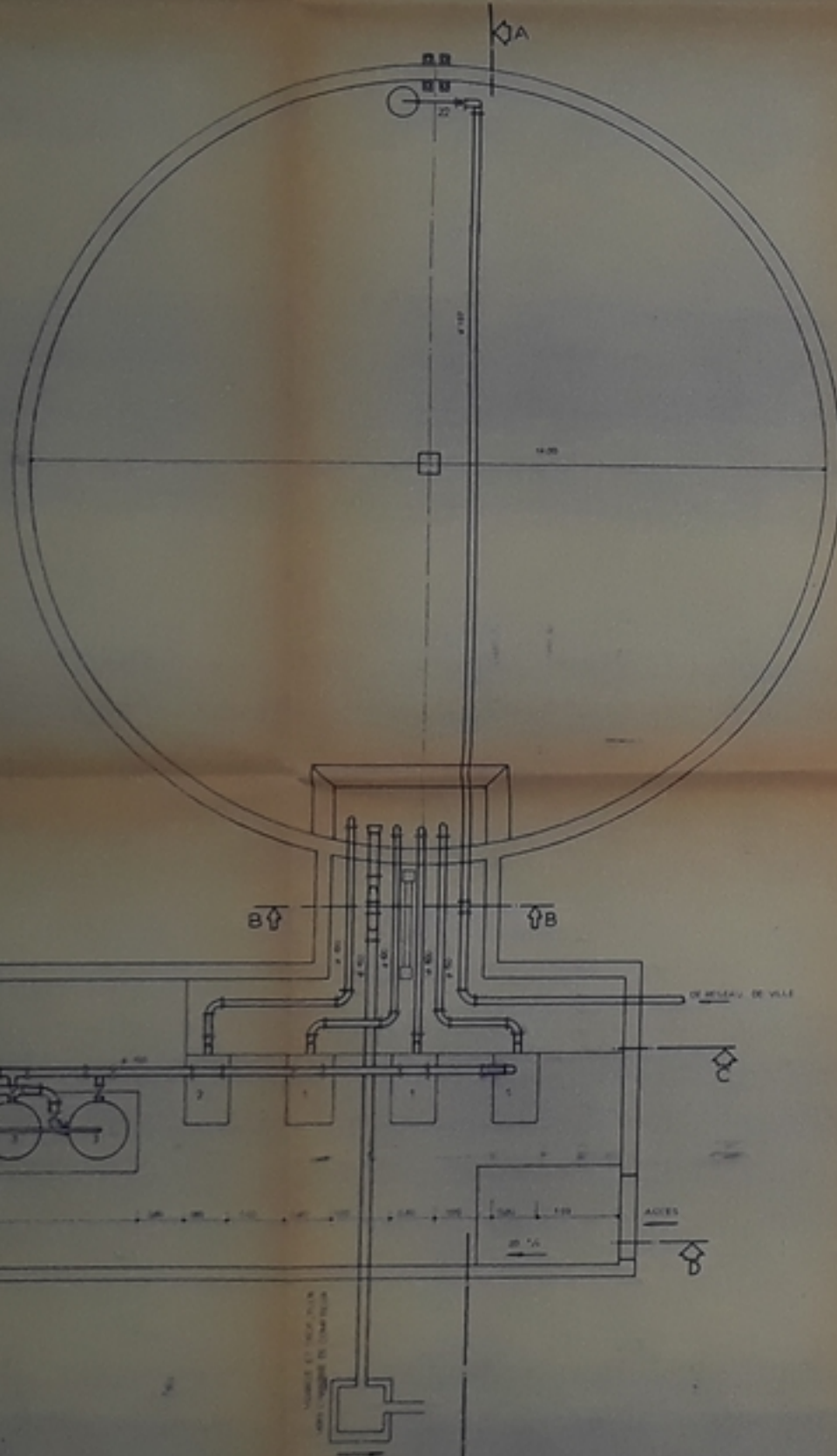
Vue en plan et coupe.

ÉCHELLE	1/50
DATE	21.08.1974

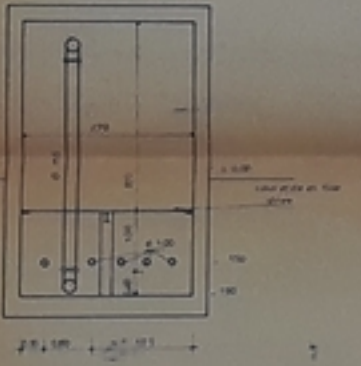
NOTA

1. L'AIR COMPRIME EST ALIMENTE LE RESERVOIR VERTICALEMENT A TRAVERS LE COMPRESSEUR.
2. L'EXECUTION DES TUYAUX DOIT ETRE CONFORME A LA RECEPTION EN COURSE.

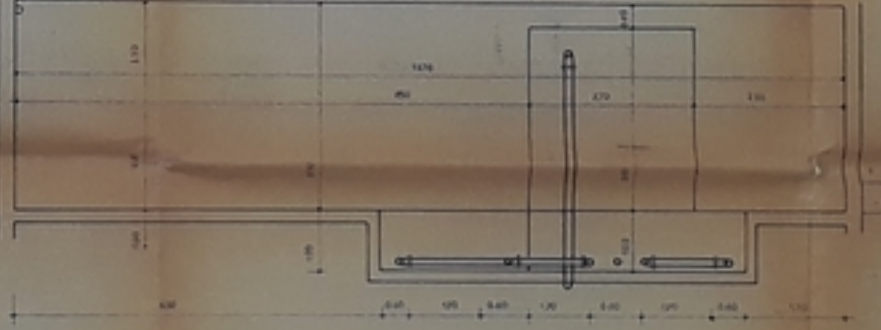
FB0084
-3-



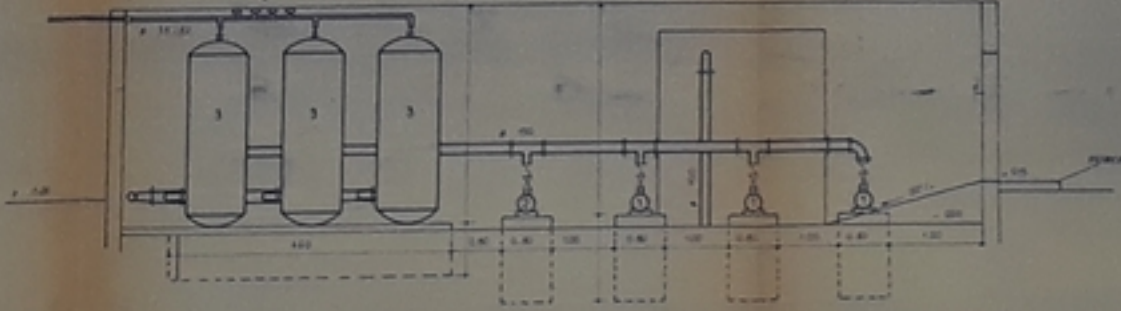
COUPE B.B



COUPE C.C

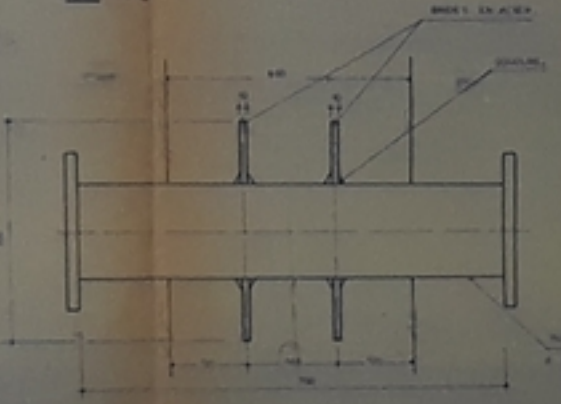


COUPE D.D



DETAL POUR LE TANCHEITE DE PASSAGE DES TUYAUX A TRAVERS LES PAROIS DU RESERVOIR

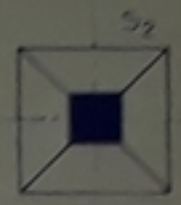
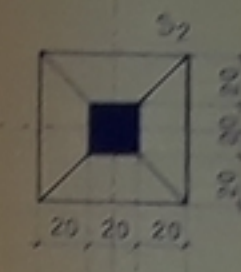
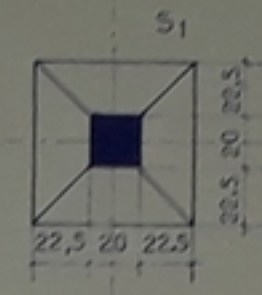
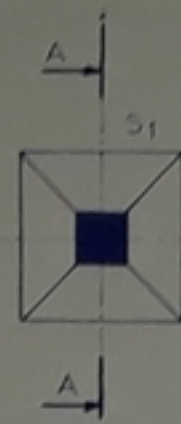
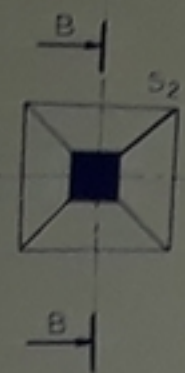
Ech: 1/5



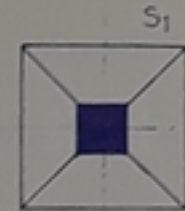
N	DESCRIPTION DES QUANTITES	UNITES	QUANTITE
1	...	m	1
2	...	m	1
3	...	m	1
4	...	m	1
5	...	m	1
6	...	m	1
7	...	m	24
8	...	m	1
9	...	m	1
10	...	m	1
11	...	m	1
12	...	m	1
13	...	m	24
14	...	m	1
15	...	m	1
16	...	m	1
17	...	m	1
18	...	m	55
19	...	m	24
20	...	m	10
21	...	m	1
22	...	m	1
23	...	m	1
24	...	m	1

UNIVERSITE D'ALGER
Ecole Nationale Polytechnique
PROJET DE FIN D'ETUDE
PLAN MECANIQUE ET TUYAUX
M. ALGER
1967

540



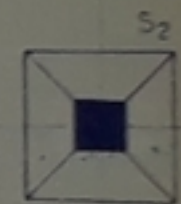
460



470



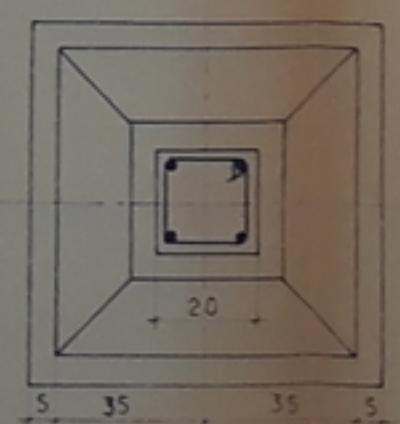
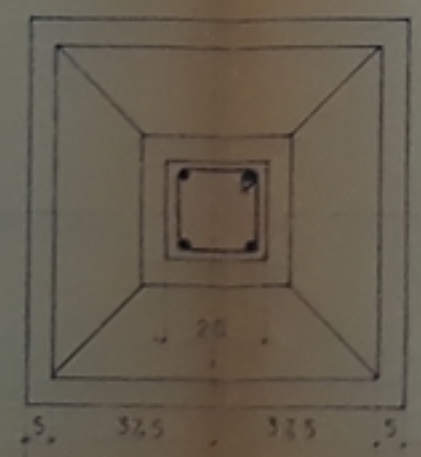
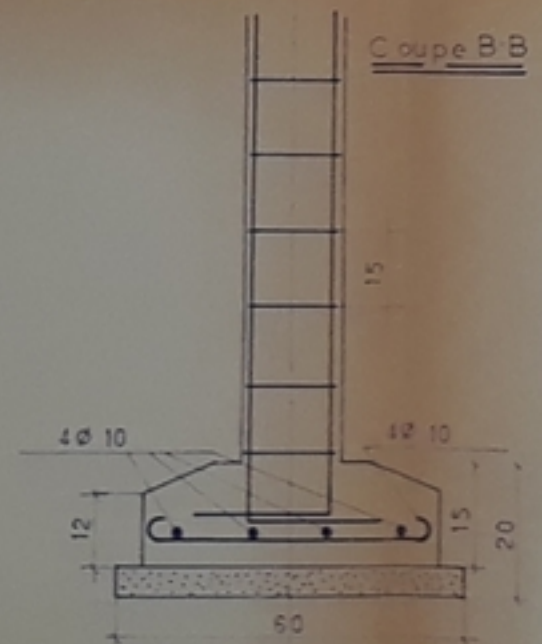
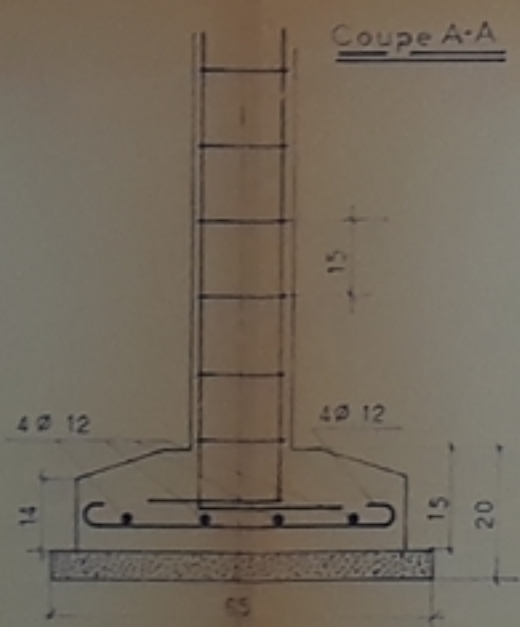
460



PB00874
- 4 -

Semelle S1

Semelle S2



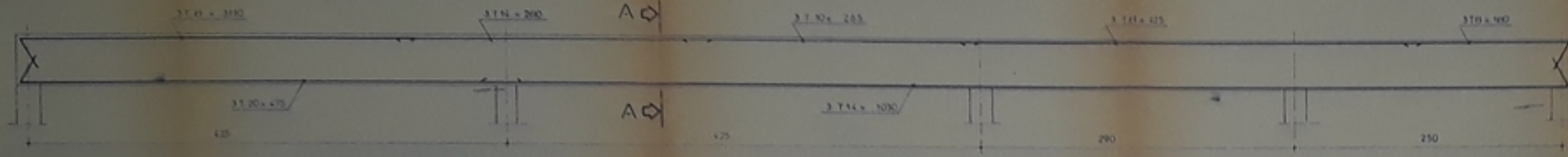
UNIVERSITE D'ALGER
BIBLIOTHEQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENE CIVIL

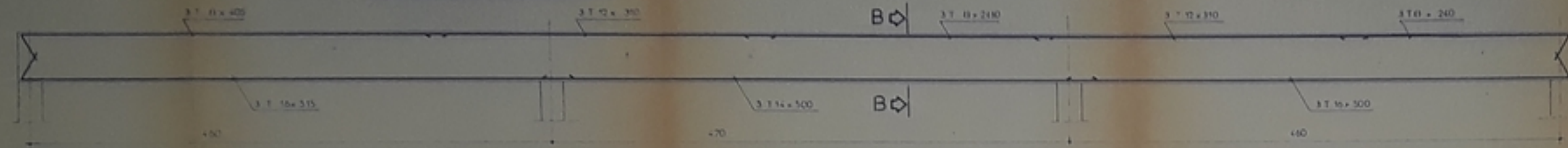
PROJET DE FIN D'ETUDES

RESERVE OBLIGATOIRE AVEC CHARGE DES SUPPLEMENTAIRES		
PLAN DE FONDATIONS		
ÉLÉVÉ	SMAL MOHAMED	ÉCHELLE 1/40 - 1/20
PROFESSEUR	ION UNCUREANU DOCTEUR D'ÉTAT	DATE 17.6.1974
		N° 7

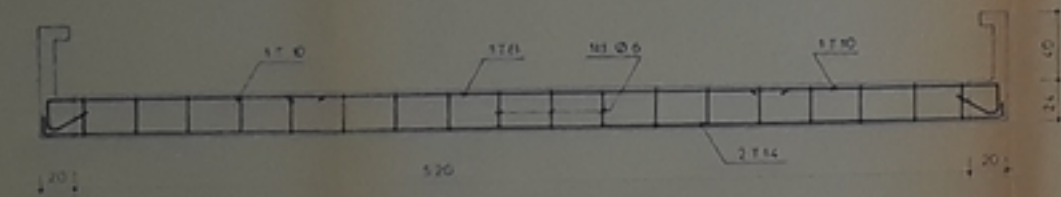
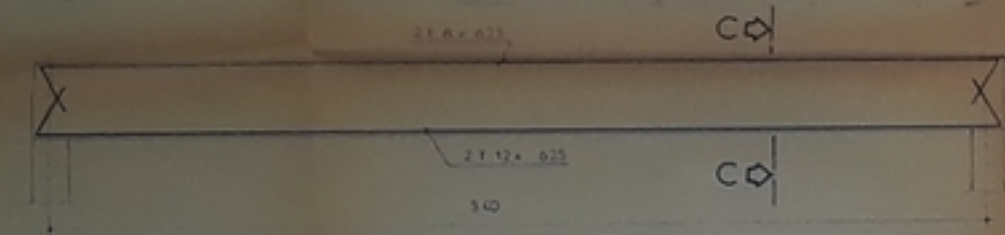
POUTRE: P.1.



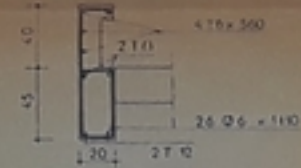
POUTRE: P.2.



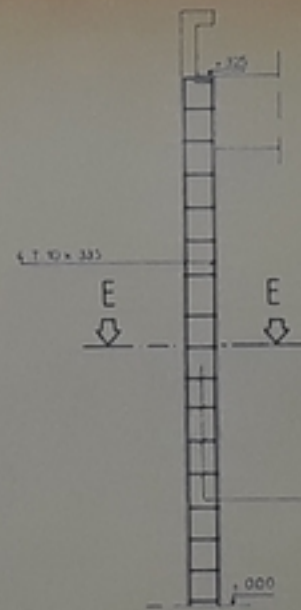
POUTRE: P.3, P.4.



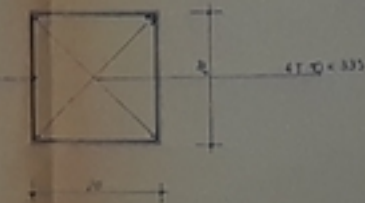
Coupe C.C



POTEAU TYPE I

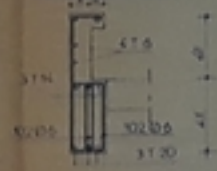


Coupe E.E ECH. 1/5

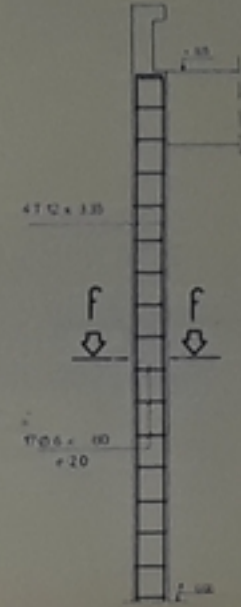
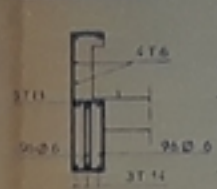


POTEAU TYPE I

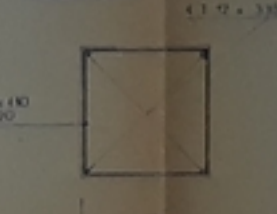
Coupe A.A



Coupe B.B



Coupe F.F ECH. 1/5



PB00814
-5-

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

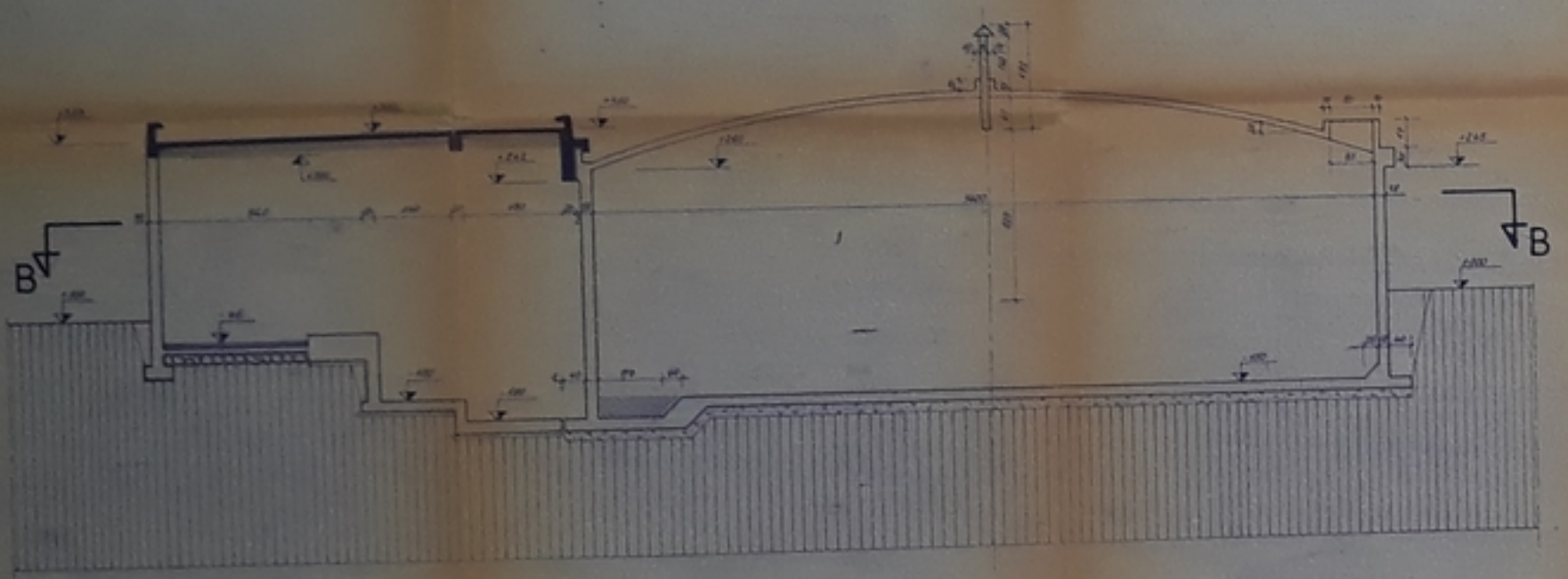
PROJET DE FIN D'ETUDES

FERRAILLAGE
POUTRES ET POTEAUX

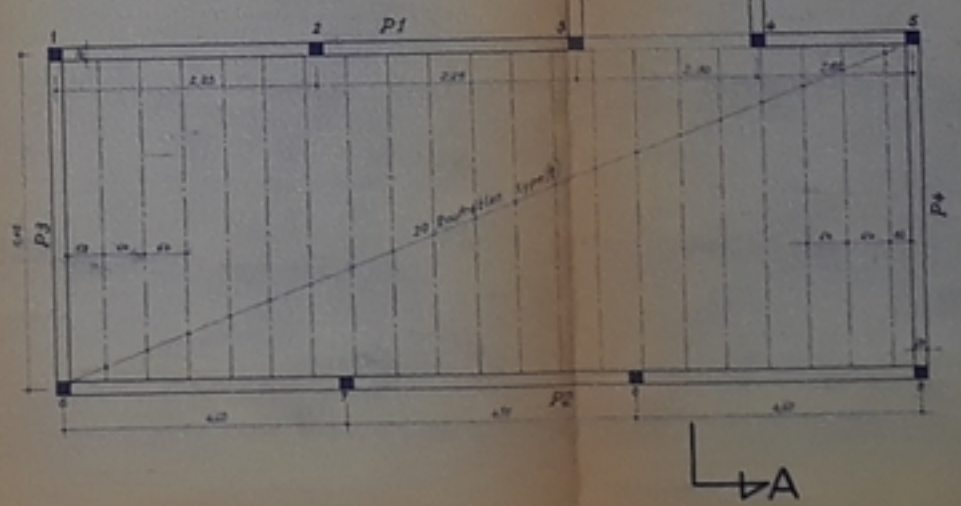
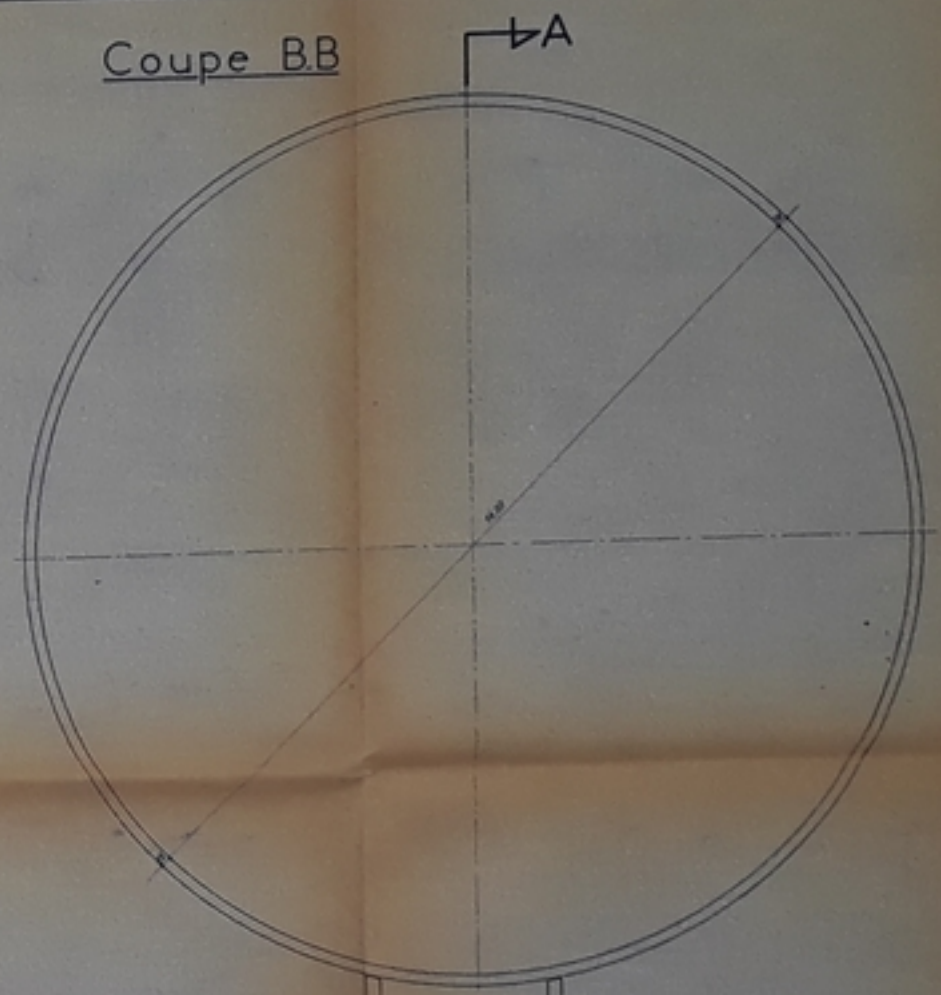
DATE: 19/04/2011
INGENIEUR EN
BREVET: 19/04/2011

PLAN DE COFFRAGE

Coupe AA



Coupe BB



PB 00374
-6-

PROJET DE FIN D'ETUDE

PLAN DE COFFRAGE

