

Ecole Nationale Polytechnique

THESE DE FIN D'ETUDES

**CHATEAU D'EAU EN
ÉLÉMENTS PRÉFABRIQUÉS**

المدرسة لوطنية للعلوم الهندسية
— المكتبة —
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

Proposée par :
GHEORGHE MOMANU
ingénieur maître-assistant
à l'E.N.P.A.

Etudiée par :
BOUKERCHE Mohamed

UNIVERSITE D'ALGER

Ecole Nationale Polytechnique

THESE DE FIN D'ETUDES

CHATEAU D'EAU EN
ÉLÉMENTS PRÉFABRIQUÉS

Proposée par :
GHEORGHE MOMANU
ingénieur maître-assistant
à l'E.N.P.A.

Etudiée par :
BOUKERCHE Mohamed

Promotion Juin 1978

Université d'Alger
ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

THESE DE FIN D'ETUDES

Château d'eau

en éléments

préfabriqués

PROPOSEE
par

GHEORGHE MOMANU

ingénieur maître

assistant à l'e.n.p.a.

ETUDIEE
par

BOUKERCHE

MOHAMED

PROMOTION JUIN 1978

Chateau d'eau sur 16
supports reliés par un voile

I) Éléments donnés.

- * Capacité: 450 m^3
- * Forme géométrique du réservoir: formé d'éléments des troncs de cônes droits.
- * Une partie cylindrique se trouvant sur la toiture sur laquelle il y a une terrasse.
- * Hauteur: 25 m jusqu'à la base du réservoir.
- * Lieu d'implantation: Félger.
- * Matériaux: béton-armé.
- * Eau admissible du terrain: $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 3 \text{ kgf/cm}^2$.

II) Éléments demandés.

A) Pièces décrites.

1. Mémoire justificatif de présentation
2. Calcul des efforts et des dimensions.

B) Pièces dessinées

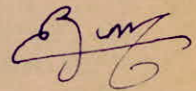
1. plans des fondations: fouilles, ferrailage
2. support: coffrage, ferrailage.
3. réservoir: " , "
4. couverture: " , "
5. coupe verticale ($\frac{1}{2}$ en coupe, $\frac{1}{2}$ en vue).

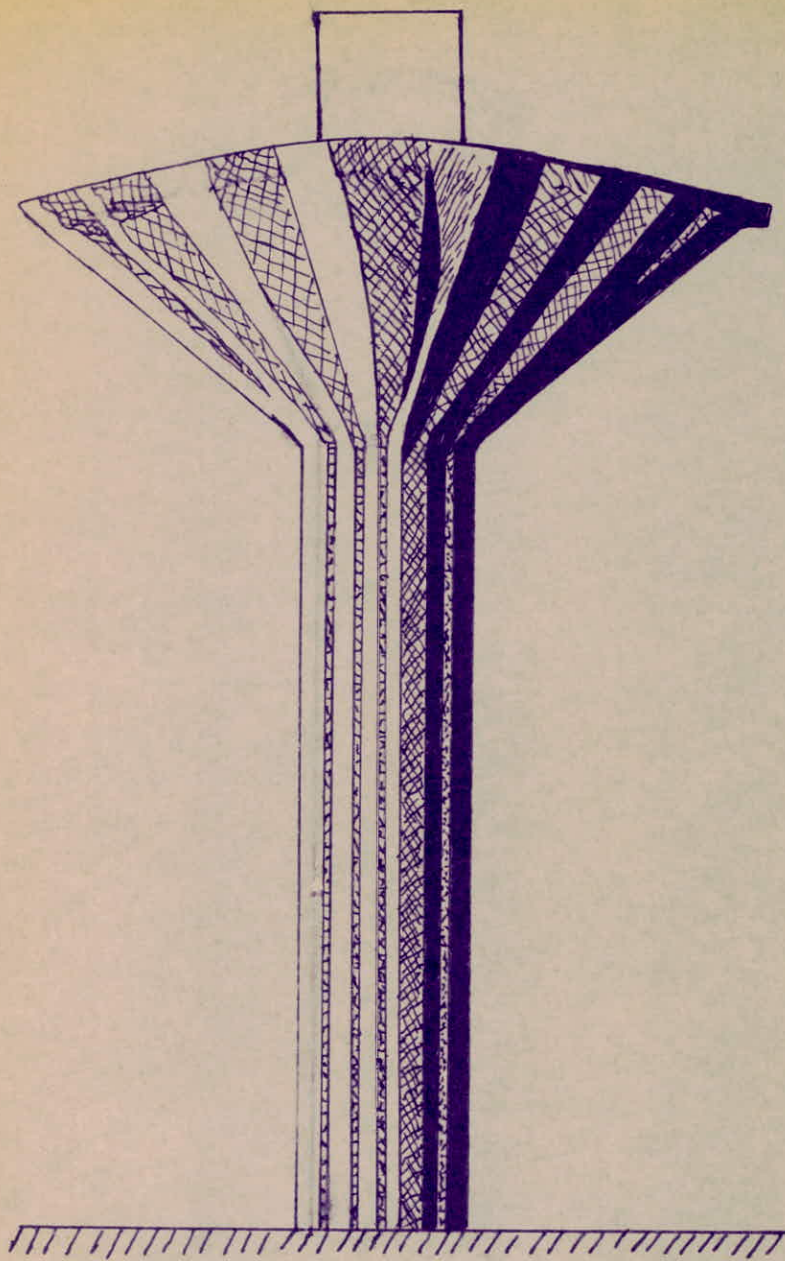
Algèze, le 17/05/1978

Je saisis cette occasion qui m'est offerte pour remercier vivement tous les professeurs et assistants qui ont contribué depuis bientôt cinq années, à ma formation d'ingénieur et plus particulièrement à Monsieur Gheorghe Momanu ingénieur maître assistant à l'école nationale polytechnique d'Algèze pour les conseils et explications qu'il m'a donnés.

BOUKERCHE

MOHAMED





0-1. Définition

Un réservoir est une enveloppe contenant un liquide.

Le liquide est généralement de l'eau, soit potable (réservoir d'eau des distributions publiques), soit usée (eau d'égouts).

Parmi les liquides autres que l'eau, les plus courants sont : le vin la bière, le lait, les hydrocarbures, etc.

0-2. Classification des réservoirs

Ils peuvent être classés en fonction de critères différents

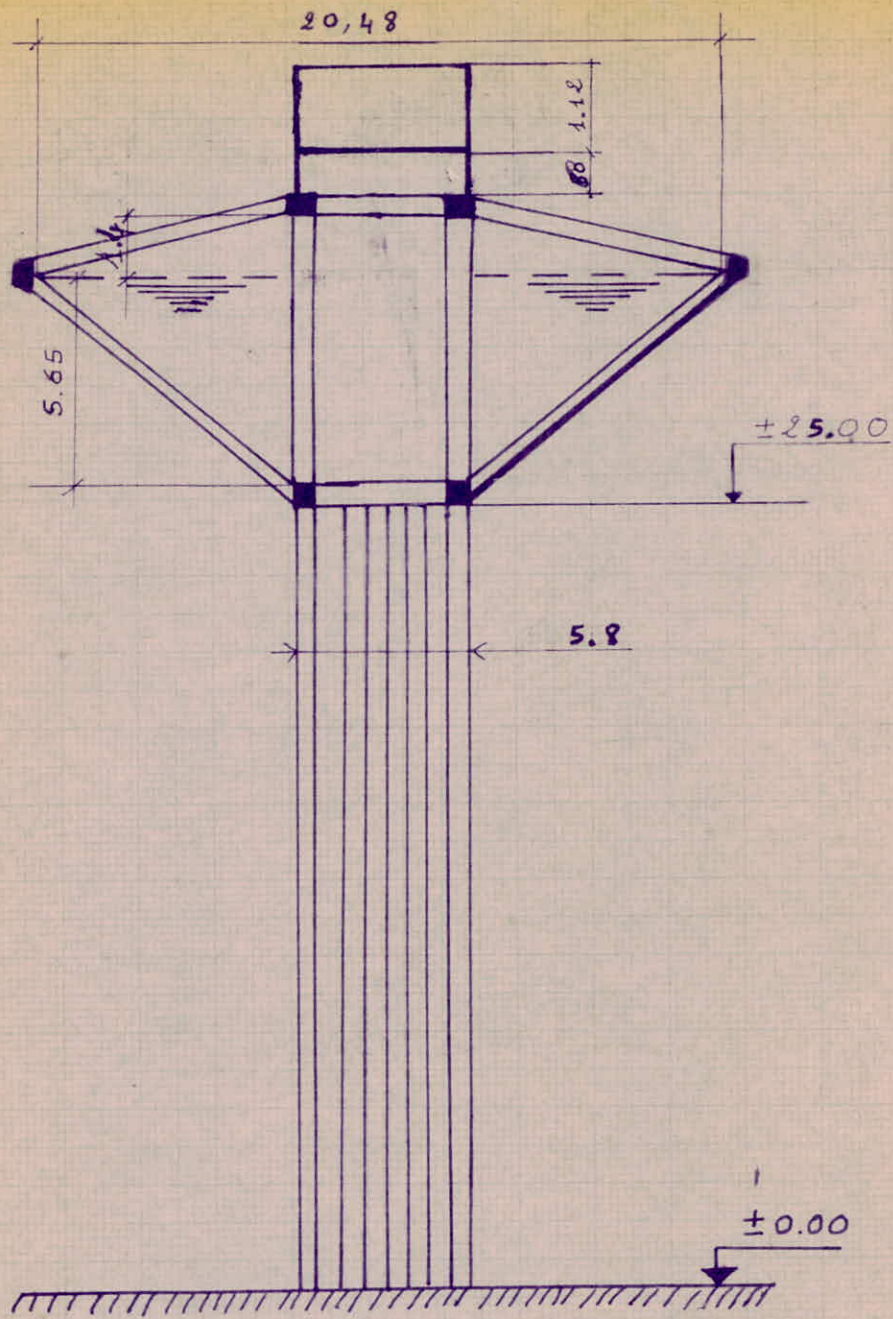
- * Leur capacité
- * Leur situation par rapport au sol (surélevé, enterrés ou semi-enterrés, sur le sol)
- * Le mode de fermeture (couvert, non couvert)
- * La forme du cuve (carré, rectangulaire, circulaire, quelconque)
- * Le mode de construction (B.A.; B.P.; acier)

0-3 Rôle d'un réservoir d'eau

Le réservoir d'eau a pour but de servir de régulateur aux variations de la consommation. Pendant la période où la consommation excède la production, il se vide et se remplit par contre aux heures creuses ou la consommation est inférieure à la production.

Le réservoir doit aussi permettre de faire face à une interruption imprévue des installations de refoulement ou même de provoquer leur arrêt pour effectuer des réparations indispensables.

Le réservoir doit contenir une réserve suffisante pour faire



face aux besoins instantanés importants des services chargés de la lutte contre l'incendie.

0-4. Règles imposées par l'hygiène.

Le réservoir 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.

Il doit être établi de façon à préserver l'eau contre les variations trop brusques de température.

Il doit être aménagé de telle sorte que l'eau y circule régulièrement, afin d'éviter toute stagnation propice au développement des micro-organismes.

L'eau doit être stockée à l'abri de la lumière du jour; cette dernière étant propice au développement des algues.

Une aération spéciale doit être prévue dans le but de renouveler l'air avec lequel l'eau est en contact.

0-5. Règles imposées par l'exploitation et l'entretien

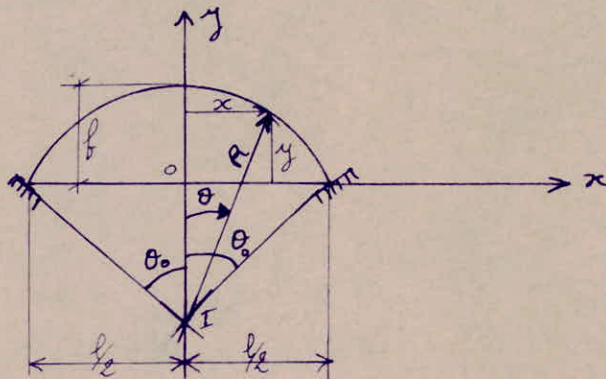
Pour que l'échappement de l'air s'opère facilement au moment du remplissage, on prévoit une cheminée d'aération. Les réservoirs seront établis de manière à permettre leur vidange et leur nettoyage. À cette fin, on disposera une conduite spéciale placée au point le plus bas du fond, du réservoir.

De même, il faudra disposer un trop-plein pour éviter, à cause du débordement du réservoir, la mise en pression des vannes.

0-6 Mémoire justificatif

0-6-1 Calcul des éléments de toiture

La toiture est faite de 16 éléments dont la forme est une partie de cône. Au centre de la toiture on trouve une partie cylindrique qui a une hauteur de 1,2 m au dessus de cette dernière. La partie cylindrique est couverte par une terrasse. La charge appliquée sur la partie cylindrique est faible, elle ne sera pas calculée. L'élément de cône sera divisé en arcs qui seront calculés par les formules de résistance des matériaux suivantes.



Les efforts pour un arc de section constante à fibre moyenne circulaire encastré aux extrémités, soumis qu'à des charges verticales ($\parallel Oy$) sont :

$$\begin{cases} M = \mu + A + Bx - Qy \\ N = \left(\frac{d\mu}{dx} + B \right) \sin \theta + Q \cos \theta \\ T = \left(\frac{d\mu}{dx} + B \right) \cos \theta - Q \sin \theta \end{cases}$$

$$x = R \sin \theta \quad y = R (\cos \theta - \cos \theta_0) ; (-\theta_0 \leq \theta \leq \theta_0)$$

μ = Moment fléchissant dans la poutre sur appuis simples de même portée que l'arc soumise aux mêmes charges.

En désignant par p la densité de la charge répartie

Sur l'arc, I et S l'inertie et la section réelles

on pose $r^2 = \frac{I}{S}$

Le terme de Bresse $\gamma = \frac{1}{1 + \frac{r^2}{R^2} \frac{\varepsilon \sigma_0^2}{\sigma_0^2 + \theta_0 \sin \theta_0 \cos \theta_0 - \varepsilon \sin^2 \theta_0}}$

$$\begin{cases} A = \frac{PR^2}{4\theta_0} (\theta_0 \cos 2\theta_0 - \frac{1}{2} \sin 2\theta_0) \\ B = 0 \\ C = \gamma p R \frac{\frac{4}{3} \theta_0 \sin^3 \theta_0 + \frac{1}{2} \sin \theta_0 - (\varepsilon \theta_0 \cos 2\theta_0 - \sin 2\theta_0)}{2(\theta_0^2 + \theta_0 \sin \theta_0 \cos \theta_0 - \varepsilon \sin^2 \theta_0)} \end{cases}$$

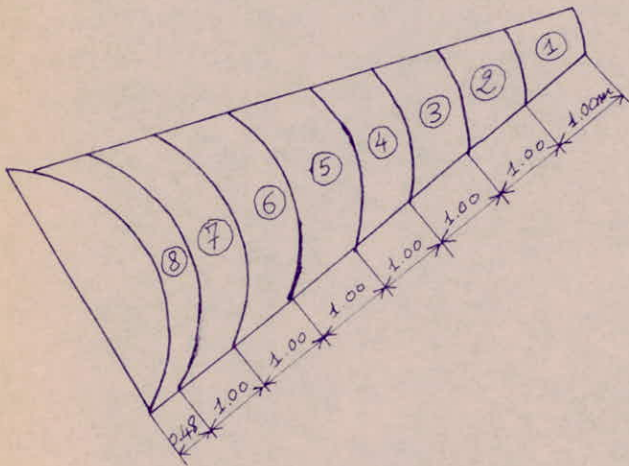
Pour appliquer ces résultats j'ai pris un $\frac{1}{4}$ de cercle

$\Rightarrow l = R\sqrt{\varepsilon}$ (portée de l'arc)

$\theta_0 = \frac{\pi}{4}$.

La densité q sur la poutre de même portée que l'arc

à pour valeur $q = \frac{\varepsilon \sqrt{\varepsilon}}{\pi} p \approx 0,9 p \Leftrightarrow p = 1,11 q$



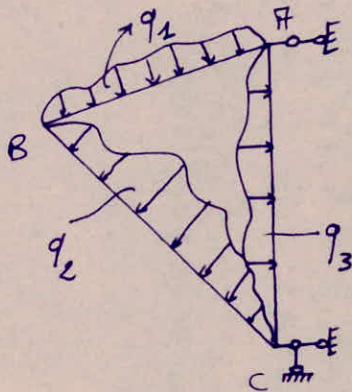
Arc N°:	Surface latérale de l'arc (m ²)	Arc N°:	Surface latérale de l'arc (m ²)
①	1,13	⑤	2,83
②	1,61	⑥	3,32
③	2,04	⑦	3,74
④	2,47	⑧	3,95

On ne tient pas compte de la neige car le lieu d'implantation est Helger.

0.6.2. Calcul des éléments de la cuve :

Ils seront calculés de la même manière que les éléments de la toiture en tenant compte de la surcharge de l'eau.

0.6.3. Calcul du portique supportant les éléments coniques de la toiture et de la cuve.

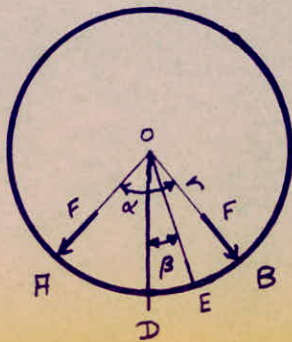


Le portique est soumis à son poids propre, au poids des éléments coniques ainsi qu'à la pression de l'eau.

Après avoir calculé q_1 ; q_2 ; q_3 sachant qu'il est attaché en F à la ceinture supérieure, en C à la ceinture inférieure et au poteau, j'ai calculé le moment fléchissant sur ce portique en utilisant la méthode de Hardy-Cross.

0.6.4. Calcul de la ceinture supérieure

Pour calculer cette dernière je l'assimile à un anneau circulaire soumis à n forces radiales égales centrifuges.



En point courant E défini par l'angle β

$$M = F.r. \left(\frac{\cos \beta}{2 \sin \frac{\alpha}{2}} - \frac{1}{\alpha} \right)$$

$$T = \pm F \frac{\sin \beta}{2 \sin \frac{\alpha}{2}}$$

$$N = F. \frac{\cos \beta}{2 \sin \frac{\alpha}{2}}$$

valeurs particulières

$$\text{en A: } M = F.r. \left(\frac{1}{2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}} - \frac{1}{\alpha} \right)$$

$$T = \pm \frac{F}{2} ; N = \frac{F}{2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}}$$

$$\text{en D: } M = F.r. \left(\frac{1}{2 \sin \frac{\alpha}{2}} - \frac{1}{\alpha} \right)$$

$$T = 0 ; N = \frac{F}{2 \sin \frac{\alpha}{2}}$$

0.6.5. Calcul de la ceinture inférieure

même calcul que pour la ceinture supérieure en changeant tous les signes ; les efforts normaux deviennent des efforts de compression.

0.6.6. Calcul de la paroi cylindrique à l'intérieur de la cuve

Cette dernière est soumise à la pression de l'eau, qui occasionne des contraintes de compression atteignant le maximum à la base.

Soit H la hauteur de l'eau.

La pression maximum de l'eau est : $1,2.H.1000 \text{ kgf/m}^2$

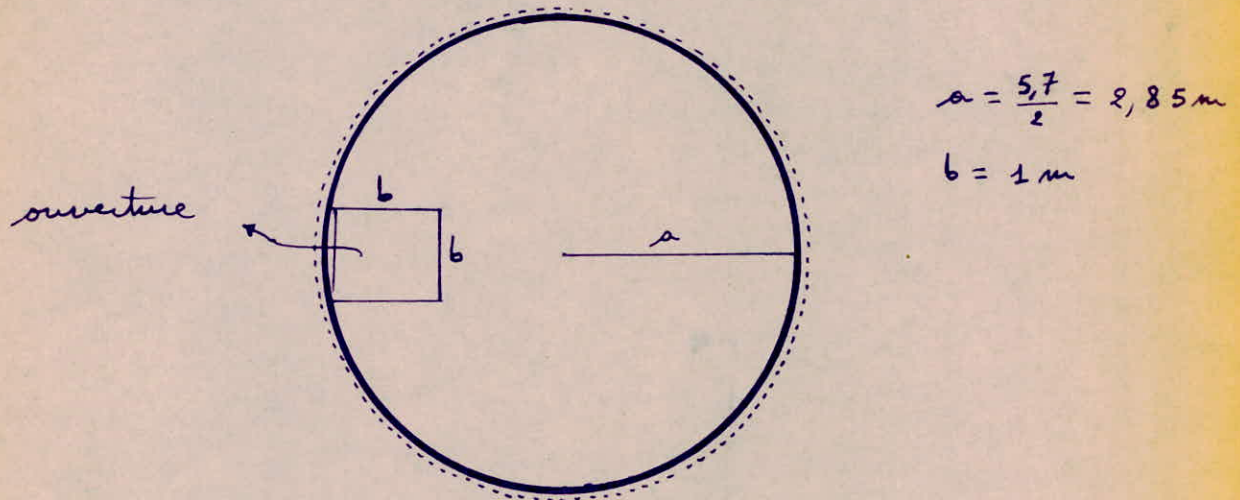
Soit r son rayon : l'effort dans une bande à la base

sera : $N = 1000 \cdot 1,2 \cdot H \cdot r \text{ kg}$

La contrainte dans le béton sera : $\sigma'_b = \frac{N}{100e}$; $e =$ épaisseur de la paroi.

0.6.7. Calcul de la dalle servant de terrasse

Cette dalle sera considérée comme une plaque uniformément surchargée (500 kgf/m^2), à bord simplement appuyé.



Soit M_r : moment radial

M_t : " tangential

En centre de la plaque $M_r = M_t = \frac{3,15}{16} p \cdot a^2 \text{ kgfm/ml}$

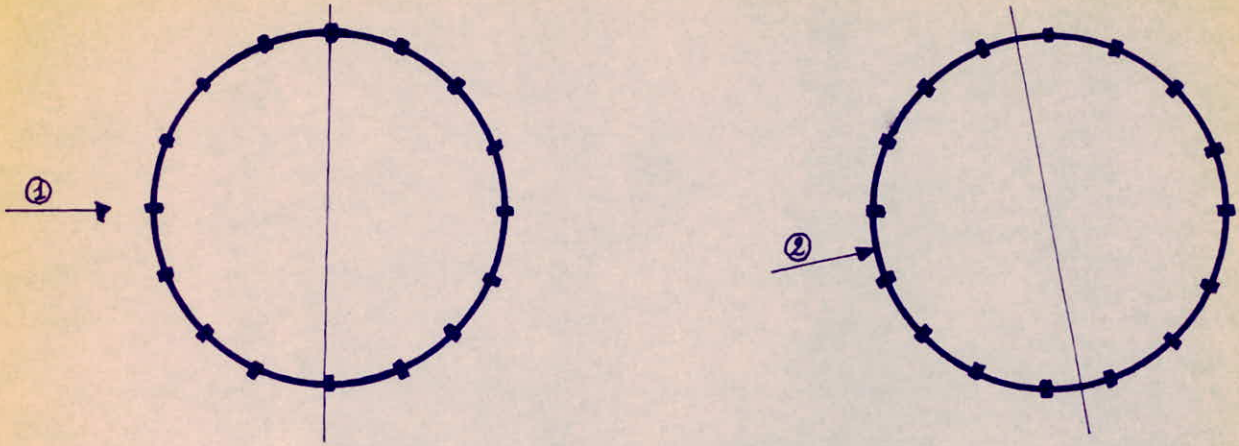
En bord " " " $M_r = 0$

$M_t = \frac{0,85}{8} p a^2 \text{ kgfm/ml}$.

0.6.8. Étude du vent

Nous considérons l'action du vent soufflant dans une direction donnée.

La direction la plus défavorable sera l'une de ces 2 directions suivantes :



Nous ferons le calcul dans ces 2 directions et nous prendrons la plus défavorable. L'action du vent sera ramené à une force horizontale T appelée traînée $T = C_t \cdot S_t \cdot q_n$.

C_t : coefficient global de traînée quand l'écoulement est normal à la surface frappée.

S_t : aire de la projection verticale de la construction (maître-coupe) normale à la direction du vent considérée.

q_n : valeur moyenne de la pression dynamique.

Cette traînée aura pour effet de créer, des moments dans les poteaux, un renversement du château d'eau par rapport à la base de la fondation, des sollicitations dans le sol.

Les moments dans les poteaux seront remplacés dans votre calcul par des efforts de traction ou de compression.

0.6.9. Etude du séisme

Comme le vent, le séisme aura pour effet de créer, des moments dans les poteaux, un renversement du château, des sollicitations dans le sol.

Ici aussi, dans les poteaux, les moments seront remplacés par

des tractions ou des compressions.

Quand j'ai calculé au séisme je me suis aperçu que le ferrailage était trop grand.

D'autre part il est pratiquement difficile d'assurer la stabilité du château d'eau car l'excentricité de la force au niveau des fondations sort du noyau central.

J'ai décidé que mon château ne sera pas calculé pour résister au séisme.

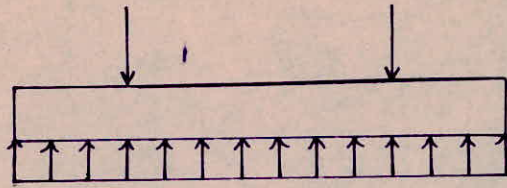
D'ailleurs dans le traité de béton armé tome VI, il est dit: « Les conditions du séisme imposées par le règlement ne peuvent jamais, sauf pour un très petit réservoir, à très faible hauteur, dans une zone à faible sismicité, être satisfaites. Les châteaux d'eau ne peuvent être construits pour résister aux séismes. »

0.6.10. Calcul des fondations

J'ai adopté un radier pour la fondation. Mon choix se justifie par le fait qu'étant donné que j'ai une grande charge au niveau de la fondation, il me fallait la répartir de façon à ce que la contrainte du sol ne soit pas dépassée. Le choix se justifie aussi d'autre part par le fait que les poteaux étaient trop rapprochés les uns aux autres.

Pour répartir la charge uniformément sur la plaque de fondation, j'ai pris une ceinture annulaire sur laquelle reposent les 16 poteaux. La dite ceinture répartira la charge sur le radier suivant une circonférence.

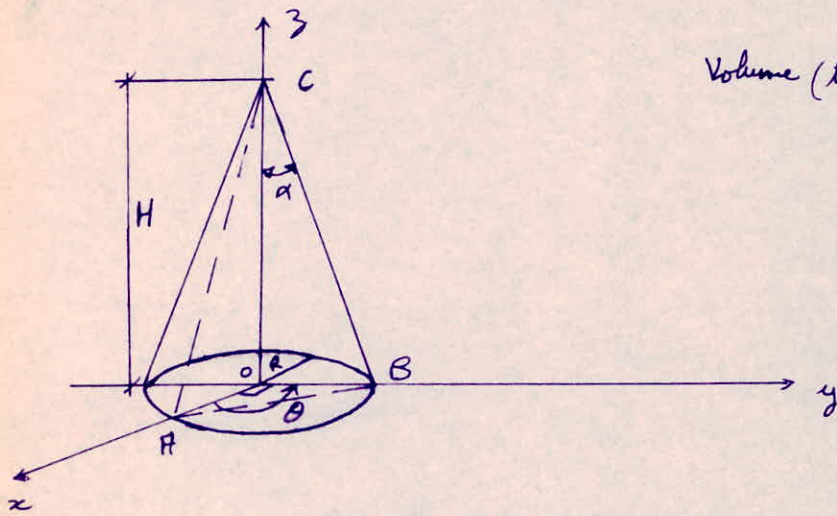
Le calcul du radier a été traité comme pour une plaque chargée de la manière suivante.



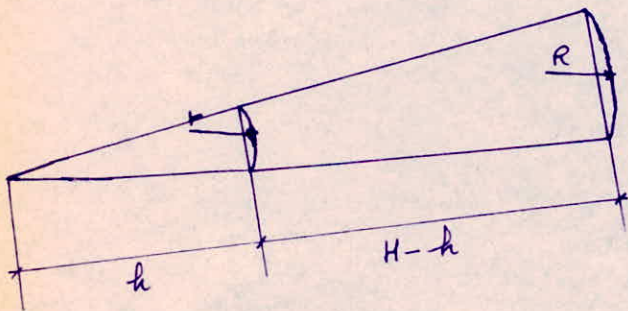
① Déterminations des éléments géométriques

1.1. Cuve : Elle est constituée des éléments de troncs de cônes droits. La longueur de chaque éléments coniques est de 3,27 m. Découpés suivant deux génératrices et deux quarts de cercles parallèles à la base du cône droit. ^{l'ou} l'épaisseur de béton armé = 15 cm.

La hauteur maximale de l'eau = 5,65 m.



$$\text{Volume (tétriaèdre } ABC) = \frac{HR^2}{6}$$



$$\text{Volume de cet élément conique} = \frac{1}{6} (\frac{\pi}{2} - 1) (R^2 H - r^2 h)$$

Si on suppose que la cuve est conique son volume est =

$$1198,29 \text{ m}^3$$

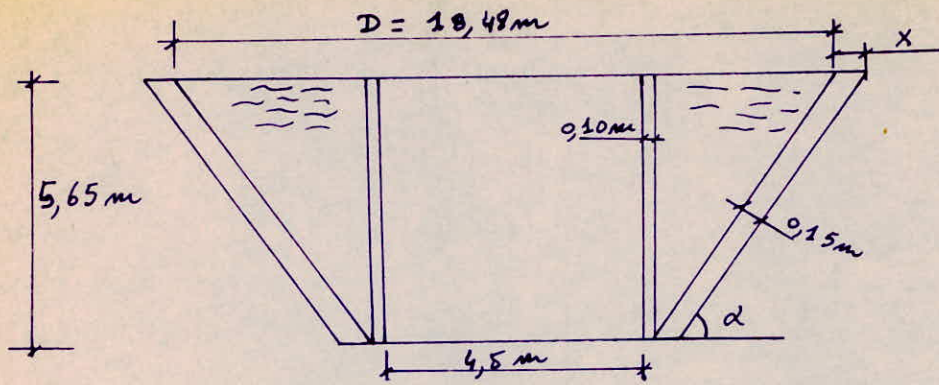
Volume de la partie cylindrique se trouvant à l'intérieur de la cuve = $162,13 \text{ m}^3$

Volume des 16 éléments conique de la cuve = $577,42 \text{ m}^3$

Volume de l'eau = $(1198,29 - 162,13 - 577,42) \text{ m}^3 = 458,74 \text{ m}^3$

Pour tenir compte du fait que lorsqu'on mettra le pontique, le volume diminuera, on prendra pour les calculs:

$V_{\text{eau}} = 458,74 \text{ m}^3$, au lieu de 450 m^3 , pour avoir finalement un volume d'eau voisin de 450 m^3 .



$$\cotg \alpha = \frac{(18,48 - 4,5 - 0,1)}{2 \cdot 5,65} = 1,232 \Rightarrow \alpha \approx 38^\circ$$

$$x = 100 \text{ cm}$$

1.2. Ceinture supérieure

Cette ceinture aura la forme d'anneau circulaire ayant pour section transversale, une section rectangulaire de hauteur 50 cm et de base 65 cm

Son rayon intérieur = 9,6 m

" " extérieur = 10,1 m.

1.3. Ceinture inférieure :

De section transversale : hauteur = 50 cm

base = 65 cm

rayon intérieur = 8,25 m.

" " = 8,75 m.

1.4. partie cylindrique sur la toiture :

hauteur = 1,8 m

épaisseur = 12 cm

rayon intérieur = 8,25 m

" extérieur = 8,37 m.

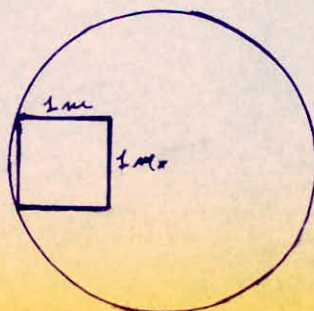
1.5. Dalle de la terrasse

épaisseur = 12 cm

rayon intérieur = 8,25 m

" extérieur = 8,37 m

ayant une ouverture carrée de 1 m de côté.



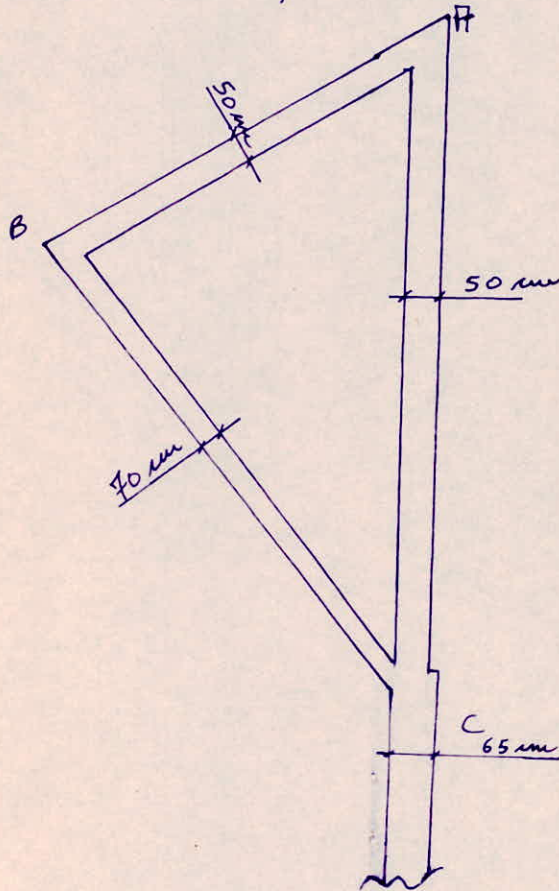
1.6. Coiture :

Elle est constituée d'éléments coniques semblables à ceux de la cuve ayant : une longueur = 7,48 m

une épaisseur = 8 cm (de béton armé).

1.7. Portiques supportant les éléments conique de toiture et de la cuve :

Ils reposent sur les poteaux et sont attachés aux ceintures



ce portique a une épaisseur = 40 cm.

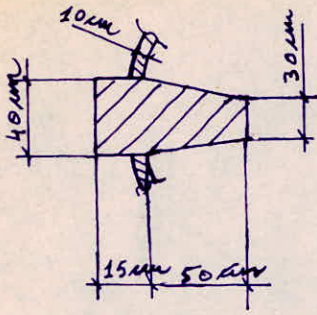
1.8. Paroi cylindrique de l'intérieur du réservoir

Elle a un : diamètre extérieur = $5,8 - (0,05) \times 2 = 5,7$ m

" intérieur = 5,6 m

une épaisseur = 10 cm.

1.8. Poteaux : Ils ont une section dont les dimensions sont :



Ils sont reliés par un voile de 10 mm d'épaisseur placé comme l'indique la figure ci-haut.

② Caractéristiques des matériaux

2.1. Béton

On utilisera un béton dosé à 350 kg/m^3 , C P A 325. Le contrôle sera atténué. Ce qui nous donnera les contraintes nominales suivantes :

* Compression : $\sigma'_{28} = 275 \text{ kgf/cm}^2$

* Traction : $\sigma_{28} = 23,7 \text{ kgf/cm}^2$

2.1.1. Contraintes de compression admissibles : $\bar{\sigma}'_b$

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon \cdot \sigma'_{28}$$

* $\alpha = 1$ ciment de classe 325

* $\beta = \frac{5}{6}$ contrôle atténué

* $\gamma = 1$ * si $h_m \geq 4 c_g$.

h_m = épaisseur minimale

c_g = grosseur du granulat.

* Si $h_m < 4 c_g \Rightarrow \gamma = \frac{h_m}{4 c_g}$.

* $\delta = 0,3$: compression simple

= $0,6$: Flexion simple

= $\begin{cases} 0,3(1 + \frac{e_0}{3e_1}) & \text{si } \delta \leq 0,6 \\ 0,6 & \text{dans le cas contraire} \end{cases}$

: Flexion composée.

* $\varepsilon = 1$

2.1.1.1. Compression simple

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 275 = 68,75 \text{ kgf/cm}^2$$

2.1.1.2 Flexion simple

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 275 = 137,5 \text{ kgf/cm}^2$$

2.1.2. Contraintes de traction admissibles

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

α, β, γ sont les mêmes que précédemment.

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,026.$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,96 \text{ kgf/cm}^2.$$

Cette contrainte est très faible. Il serait pratiquement impossible de la respecter.

Le cahier des charges applicable à la construction des réservoirs et cuves en B.A. établi par la chambre syndicale des constructeurs en ciment armé, limite à 18 kgf/cm² la contrainte du béton tendu avec la section totale homogénéisée.

$$\bar{\sigma}_b \leq 18 \text{ kgf/cm}^2.$$

2.1.3. Contraintes admissibles tangentielles au plan neutre.

La contrainte admissible tangentielle au plan neutre (pièce soumise à la flexion simple) est bornée au droit de chaque section droite en fonction de la contrainte maximale de compression du béton σ'_b , concomitante sur cette même section droite par les inégalités suivantes:

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

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

2.2. Fier

L'acier utilisé est soit l'acier doux soit l'acier Tor.

2.2.1. Contraintes admissibles

Pour tenir compte de la fissuration, la contrainte de traction admissible est donnée par l'inégalité suivante

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \begin{cases} \sigma_{a1} = \frac{2}{3} \sigma_{em} \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right. \end{cases}$$

σ_{em} : contrainte élastique

* Acier doux : $\sigma_{em} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$

* Acier Tor : $\sigma_{em} = \begin{cases} 4000 & \text{pour } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 4200 & \text{" " } > \text{ " } \end{cases}$

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

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{\eta}{\phi} \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b}$$

ϕ = diamètre nominal de la plus grosse des barres tendues, en mm.

η = coefficient de fissuration. $\begin{cases} = 1 & \text{acier doux} \\ = 1,6 & \text{acier tor} \end{cases}$

$K = \begin{cases} 1,5 \cdot 10^6 & \text{fissuration peu nuisible} \\ 10^6 & \text{" " préjudiciable} \\ 0,5 \cdot 10^6 & \text{" " très " } \end{cases}$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$$

A = section d'acier ; B_f = section de béton

2.2.1.1. Valeurs de $\bar{\sigma}_{a1}$

Acier doux	Acier Tor	
	$\phi \leq 20 \text{ mm}$	$\phi > 20 \text{ mm}$
1600 kgf/cm ²	2800 kgf/cm ²	2670 kgf/cm ²

2.2.1.1. Valeurs de σ_2

ϕ_{mm}	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
Acier doux kgf/cm ²	1853	1692	1465	1310	1196	1108	1036	927	829	733
Acier For kgf/cm ²	2344	2139	1853	1657	1513	1400	1310	1172	1048	926

Le calcul de σ_2 a été fait avec $K = 0,5 \cdot 10^5$.

La valeur de σ_1 n'est pas à considérer car elle est toujours inférieure à celle de σ_2 .

$$\text{on aura alors } \bar{\sigma}_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{a1} \\ \bar{\sigma}_2 \end{array} \right.$$

2.2.1.3. Valeurs de $\bar{\sigma}_a$

ϕ_{mm}	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
Acier doux kgf/cm ²	1600	1600	1465	1310	1196	1108	1036	927	829	733
Acier For kgf/cm ²	2344	2139	1853	1657	1513	1400	1310	1172	1048	926

2.2.2. Valeurs des contraintes pour les sollicitations du 2^{ème} genre

$$\text{Contrainte de l'acier : } \bar{\sigma}_a = \sigma_{em}$$

$$\text{Contrainte du béton : } \bar{\sigma}'_{b0} = 68,75 \cdot 1,5 = 103,2 \text{ kgf/cm}^2$$

③ Calcul des éléments de la toiture

3.1 Calcul des parties dont la surface de révolution appartient un cône

Par raison de symétrie on étudie une seule qu'on divise en arcs numérotés de ① à ⑧.

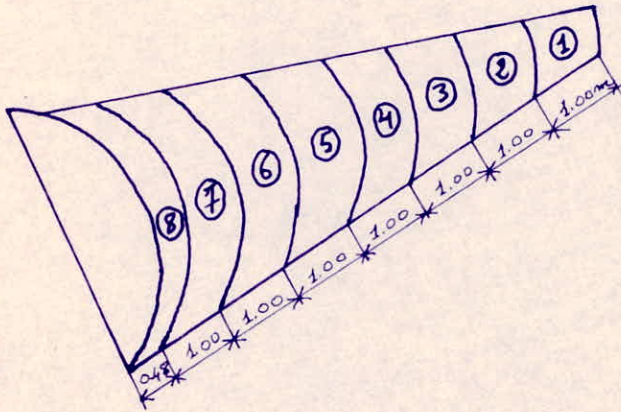
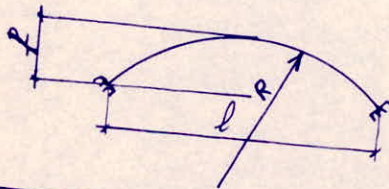


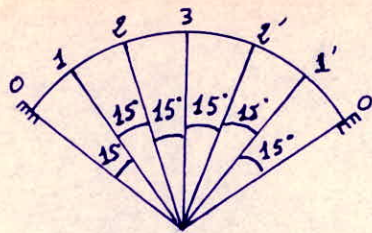
Tableau avec les éléments géométriques des arcs

Pour chaque arc on donne sa flèche, sa portée et son rayon moyens,

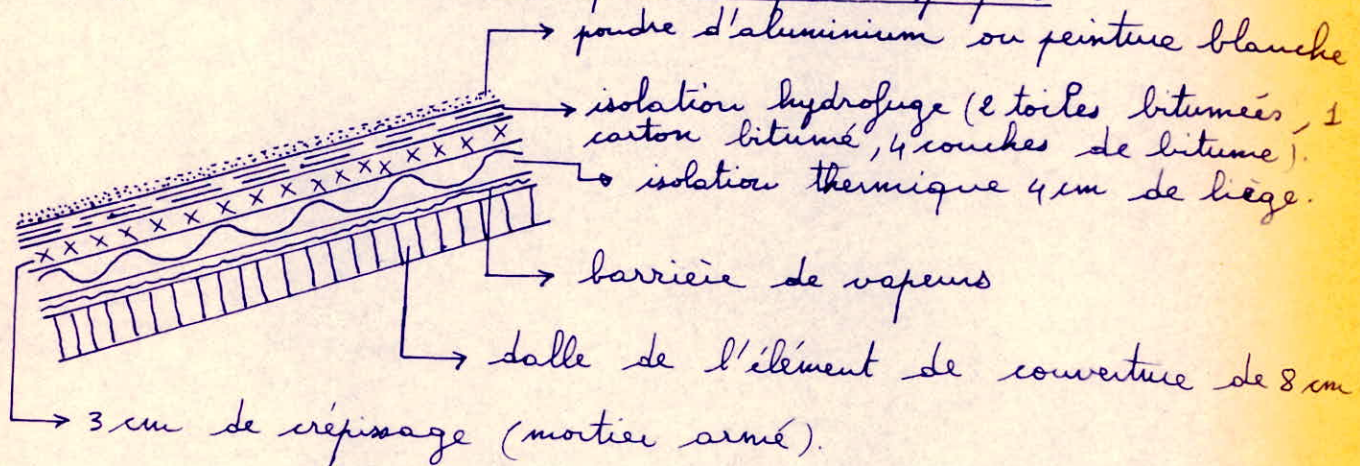


Arc N°	R(m)	l(m)	f(m)	Arc N°	R(m)	l(m)	f(m)
①	0,755	1,07	0,22	⑤	1,84	2,6	0,54
②	1,025	1,45	0,3	⑥	2,11	2,985	0,62
③	1,3	1,835	0,38	⑦	2,38	3,37	0,695
④	1,57	2,22	0,46	⑧	2,385	3,65	0,755

Calcul des efforts

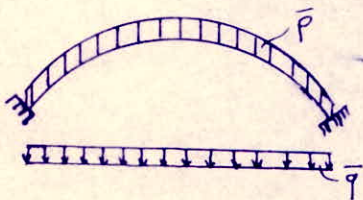


Pour chaque arc on calcule les efforts dans les sections numérotées sur la figure précédente (pour des raisons de symétrie on ne donne pas les efforts dans les sections 2'; 1'; 0).
Charge de même nature que le poids propre



Les couches donnent une charge $p = [(2500 \times 8) + (3 \times 2000) + (1000 \times 5) + (4 \times 250)] \times 10^{-2} = 320 \text{ kgf/m}^2$ de la surface des arcs.

Charge unitaire ($\bar{q} = 100 \text{ kgf/m}$)



Remarque: $T > 0$ quand θ est < 0
 $T < 0$ quand θ est > 0
 $N > 0$ est un effort de compression
 $M > 0$ fibre supérieure comprimée.

Arc N=1

Sections de calcul	efforts unitaires			efforts réels		
	M (kgfm)	N (kgf)	TI (kgf)	M (kgfm)	N (kgf)	TI (kgf)
0;0'	-10,075	14,06	89,56	-35,705	49,825	317,395
1;1'	-11,74	44,58	69,325	-41,615	157,99	245,68
2;2'	-12,053	65,715	37,84	-42,715	232,89	134,1
3	-12,028	73,27	0	-42,625	259,665	0

Arc N=2

Sections de calcul	efforts unitaires			efforts réels		
	M (kgfm)	N (kgf)	TI (kgf)	M (kgfm)	N (kgf)	TI (kgf)
0;0'	-18,57	19,09	121,59	-65,99	67,83	432,02
1;1'	-21,64	60,53	54,12	-46,9	215,05	334,4
2;2'	-22,22	89,22	51,38	-78,93	316,99	182,54
3	-22,17	99,48	0	-78,76	353,45	0

Arc N=3

Sections de calcul	efforts unitaires			efforts réels		
	M (kgfm)	N (kgf)	TI (kgf)	M (kgfm)	N (kgf)	TI (kgf)
0;0'	-29,88	24,21	154,21	-106,28	86,13	548,6
1;1'	-34,82	76,76	119,37	-123,86	273,08	424,66
2;2'	-35,74	113,15	65,15	-127,12	402,05	231,77
3	-35,66	126,16	0	-126,86	448,82	0

Arc N=4

Sections de calcul	efforts unitaires			efforts réels		
	M (kgfm)	N (kgf)	TI (kgf)	M (kgfm)	N (kgf)	TI (kgf)
0;0'	-43,57	29,24	186,24	-154,82	103,9	661,74
1;1'	-50,78	92,7	144,16	-180,41	329,38	512,23
2;2'	-52,12	136,65	78,69	-185,18	485,54	279,58
3	-52,01	152,21	0	-184,8	541,38	0

Fuc N: 5

Sections de calcul	efforts unitaires			efforts réels		
	M (kgfm)	N (kgf)	T (kgf)	M (kgfm)	N (kgf)	T (kgf)
0;0'	-59,85	34,27	218,27	-218,88	121,88	776,35
1;1'	-69,74	108,65	168,95	-248,07	386,42	600,94
2;2'	-71,59	160,15	92,22	-254,62	569,64	328,02
3	-41,44	178,57	0	-254,04	635,14	0

Fuc N: 6

Sections de calcul	efforts unitaires			efforts réels		
	M (kgfm)	N (kgf)	T (kgf)	M (kgfm)	N (kgf)	T (kgf)
0;0'	-487	39,3	250,3	-279,68	139,65	889,49
1;1'	-92,21	124,59	193,75	-327,69	442,77	688,53
2;2'	-94,14	183,65	105,75	-334,54	652,65	375,81
3	-93,94	204,77	0	-333,84	727,7	0

Fuc N: 7

Sections de calcul	efforts unitaires			efforts réels		
	M (kgfm)	N (kgf)	T (kgf)	M (kgfm)	N (kgf)	T (kgf)
0;0'	-100,13	44,32	282,32	-355,06	157,4	1002,6
1;1'	-116,69	140,53	218,54	-414,39	499,07	776,09
2;2'	-119,77	207,15	119,29	-425,34	736,16	423,62
3	-119,52	230,97	0	-424,45	820,25	0

Arc N=8

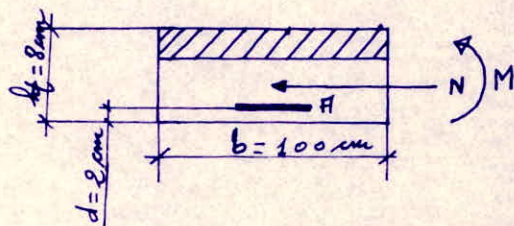
Sections de calcul	efforts unitaires			efforts réels		
	M (kgfm)	N (kgf)	T (kgf)	M (kgfm)	N (kgf)	T (kgf)
0;0'	-118,13	48,14	306,59	-201,95	82,3	524,15
1;1'	-137,65	152,64	237,36	-235,33	260,95	405,79
2;2'	-141,29	225	129,50	-241,54	384,66	221,5
3	-141	250,87	0	-241,04	428,88	0

Calcul des efforts longitudinaux (ce sont des efforts de compression dûent à une composante du poids propre de l'arc).
 Dans chaque arc il y a 2 efforts: l'effort à sa partie supérieure et l'effort à sa partie inférieure.

Arc N=1	efforts à la partie sup.	efforts à la partie inf.
①	0 kgf	232,08 kgf
②	232,08 "	546,07 "
③	546,07 "	943,92 "
④	943,92 "	1425,63 "
⑤	1425,63 "	1989,25 "
⑥	1989,25 "	2636,73 "
⑦	2636,73 "	3366,12 "
⑧	3366,12 "	3746,42 "

Ferraillage des éléments coniques (arcs) formant la toiture

On a une flexion simple avec compression d'efforts M et N appliqués au centre de gravité de la section du béton seul. Je considère que la section est soumise à la flexion simple avec un moment $M' = M + N \left(\frac{ht}{2} - d \right)$



La section d'action H sera posée sur la partie supérieure de l'arc.

$b = 48$ cm pour l'arc (8)

Connaissant : M' ; b ; h ; $\bar{\sigma}_a$

On calcule : $K_h = h \sqrt{\frac{M'}{b}}$

Les tableaux nous donnent : K_z ; $\tilde{\omega}(\%)$; K_M

On en déduit $H = \tilde{\omega}(\%) \cdot b \cdot h$; $\sigma_a = \left(\frac{M'}{Z} - N \right) / H$ (avec $Z_0 = K_z \times h$)

On vérifie que : $M_r = K_M \cdot b \cdot h^2 \geq M'$

$\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ (Barres à haute adhérence)

Fc E40F; $\phi \leq 20$ mm).

D'après les tableaux donnant les efforts on constate que ces derniers sont faibles.

À titre de calcul prenons la section 3 de l'arc ⑦ où les efforts sont les plus grands nous trouvons :

Arç N° ⑦

Sections de calcul	M' (kgfcm)	F (cm ²)	σ_a (kgf/cm ²)	M_r (kgfcm)
3	44085,5	2,24	2322,48	44800

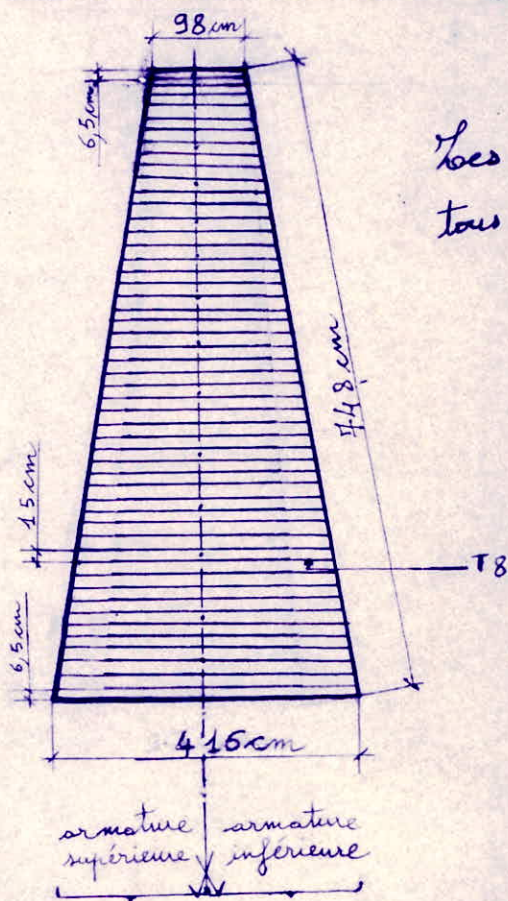
D'autre part les efforts axiaux de compression ~~qui~~ sont faibles aussi.

Je mets une nappe d'aciers de T8 espacés de 15cm dans les 2 directions (voir figure qui suit) pour reprendre les efforts et je mets une nappe d'aciers de T8 espacés de 15cm (transversalement posés) dans la partie inférieure de la section constructivement

Disposition du ferrailage des éléments de la toiture (axe).

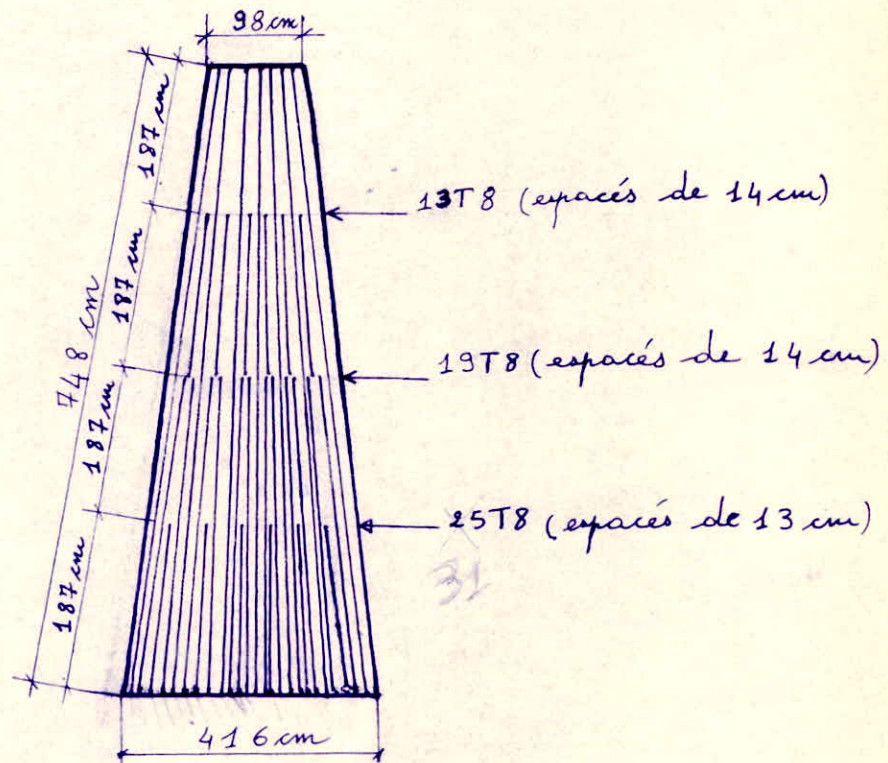
Si nous développons ces éléments sur un plan on obtient la disposition des armatures suivantes :

1) Disposition transversale des armatures (sur l'élément conique développé)

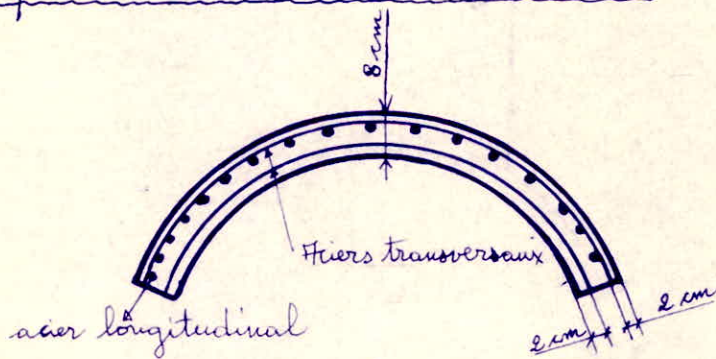


Les armatures sont posées tous les 15 cm.

2) Disposition longitudinale des armatures (sur l'élément conique développé).



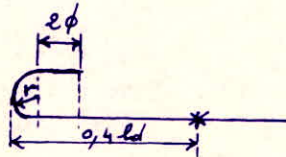
3) Coupe transversale de cet élément



Ancrages des barres transversales

Elles seront ancrées dans la partie des cadres supportant les éléments coniques. L'ancrage est assuré par courbure suivant le schéma qui suit:

$$l_d = 35 \phi = 35 \times 0,8 = 28 \text{ cm}$$



$$\text{tel que } (0,4 l_d - r) + 3,57(2 \phi) \geq l_d - 6,39 r \Rightarrow$$

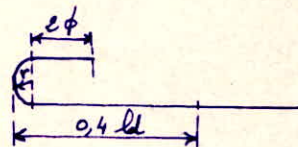
$$11,2 + 5,712 \geq 28 - 6,39 r \Rightarrow r$$

$$r \geq \frac{11,088}{6,39} = 1,74 \text{ cm}$$

je prends $r = 2 \text{ cm}$.

Ancrages des barres longitudinales

Elles seront ancrées dans la ceinture intermédiaire et dans la ceinture supérieure comme suit :



$$l_d = 28 \text{ cm}$$

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

Vérification de l'adhérence

vu qu'on a des arcs elles sera vérifiée.

④ Calcul des éléments de la cuve

4.1 Calcul des parties coniques

Toutes les parties coniques sont égales et c'est pour cela qu'on étudie qu'une seule qu'on divise en arcs numérotés de ① à ⑨.

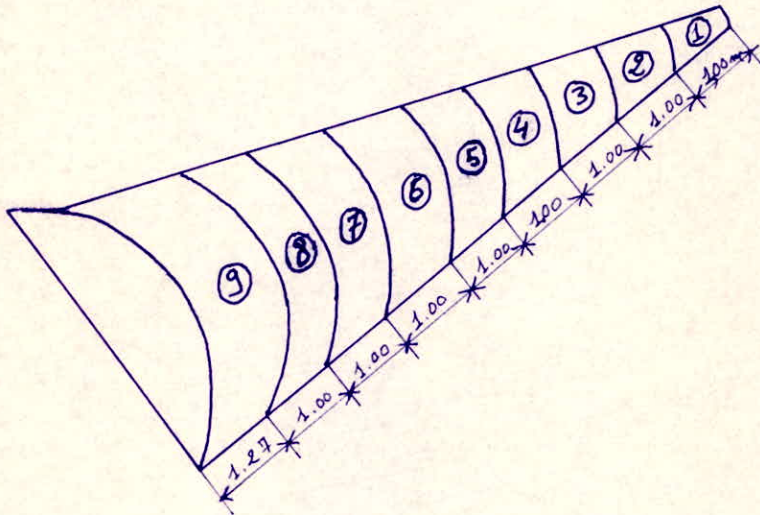
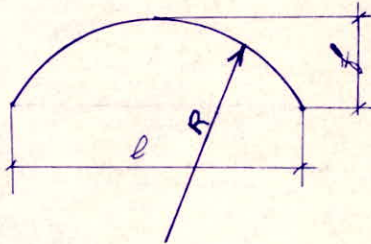


Tableau avec les éléments géométriques des arcs.

Pour chaque arc on donne sa flèche, sa portée et son rayon.

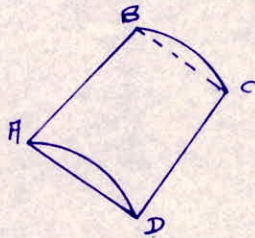


Arc N°	R(m)	l(m)	f(m)	Arc N°	R(m)	l(m)	f(m)
①	0,73	1,03	0,21	⑥	1,837	2,6	0,54
②	0,956	1,35	0,28	⑦	2,057	2,9	0,6
③	1,176	1,66	0,34	⑧	2,278	3,22	0,66
④	1,396	1,97	0,4	⑨	2,3	3,25	0,67
⑤	1,617	2,29	0,47				

Les éléments coniques seront calculés à la charge hydraulique et à son poids propre selon la formule $G + 1,2P$.
 Les éléments forment un angle de $37,5^\circ$ environ avec l'horizontale d'où l'apparition un effort longitudinal qui est une composante du poids propre.

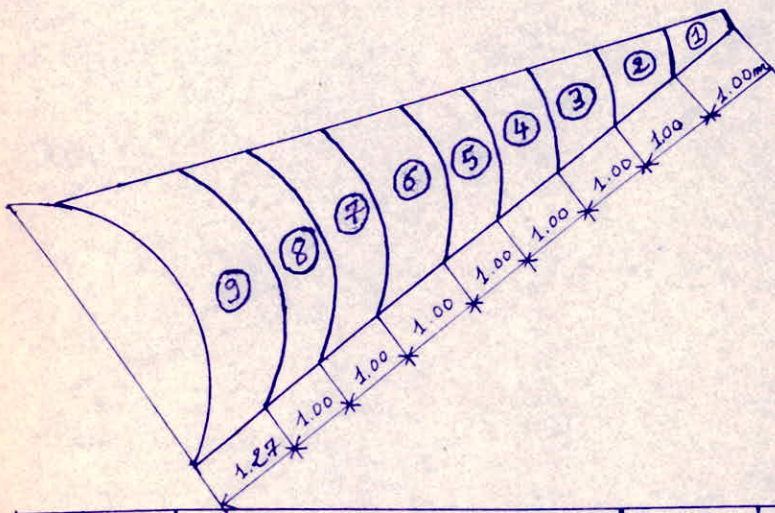
Calcul des éléments de la cuve.

Elle est faite de 16 éléments de même nature que la toiture. On les calcul de la même façon que les éléments de toiture en tenant en compte la charge due à l'eau.
 p due à l'eau: $\bar{p}_H = \rho g \cdot \bar{h}$



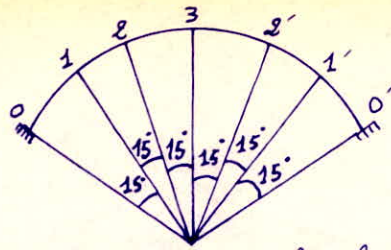
\bar{h} = hauteur séparant la surface libre de l'eau et le c. d. g. du trapèze ABCD

On néglige les forces horizontales dues à l'eau sur les arcs.



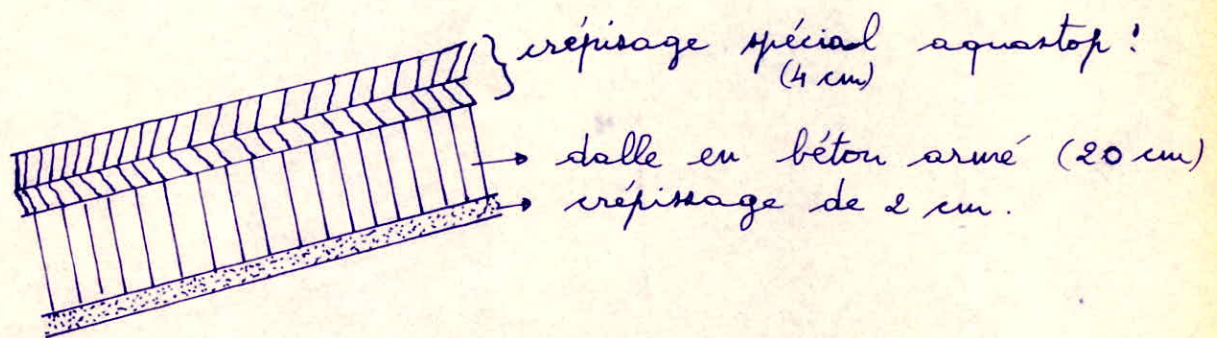
Elé N°	Surface latérale de l'arc (m ²)	Elé N°	Surface latérale de l'arc (m ²)
①	1,15	⑤	2,54
②	1,5	⑥	2,89
③	1,85	⑦	3,23
④	2,19	⑧	3,58

N ^o	Surface latérale de l'arc (m ²)
③	4,99

Calcul des efforts

Pour chaque arc on calcule les efforts dans les sections 0; 1; 2; 3.

Charge de même nature que le poids propre



Ces couches donnent une charge:

$$p = [(2000 \times 4) + (2500 \times 20)] \cdot 10^{-2} = 620 \text{ kgf/m}^2 \text{ de la surface des arcs.}$$

Charge hydraulique

$$\bar{p} = \rho g \bar{h}$$

Donnons la valeur de \bar{h} pour chaque arc

Arc N°	\bar{h} (m)
①	5,35
②	4,74
③	4,13
④	3,52
⑤	2,9

Arc N°	\bar{h} (m)
⑥	2,3
⑦	1,69
⑧	1,08
⑨	0,39

Fuc N°	charge hydraulique
①	5973,3 kg/m
②	5266,07''
③	4602,71''
④	3913,09''
⑤	3216,53''
⑥	2556,54''
⑦	1882,31''
⑧	1200,74''
⑨	538,8''

Les charges hydrauliques sont données par kgf/m linéaire de la portée de l'arc.

La charge totale = charge du poids + 1,2 charge hydraulique.

Calcul des efforts longitudinaux (ce sont des efforts de compression)

Pile N°	effort à la partie	
	supérieure	inférieure
①	10338,52 kgf	10860,67 kgf
②	9657,46 "	10338,52 "
③	8817,48 "	9657,46 "
④	7823,13 "	8817,48 "
⑤	6669,86 "	7823,13 "
⑥	5357,68 "	6669,86 "
⑦	3891,13 "	5357,68 "
⑧	2265,66 "	3891,13 "
⑨	0	2265,66 "

Nous donnons les efforts en utilisant les unités suivantes : kgf; m
 $T > 0$ quand $\theta < 0$; $N > 0$ est une compression; $M > 0$: fibre supérieure comprimée.

Arc N° 1

Sections de calcul	efforts réels		
	M	N	T
0; 0'	-753,48	1087,52	6927,34
1; 1'	-878,0	3448,2	5362,19
2; 2'	-901,41	5082,97	2926,87
3	-899,54	5667,37	0

Arc N° 2

Sections de calcul	efforts réels		
	M	N	T
0; 0'	-1154,62	1272,53	8105,81
1; 1'	-1345,43	4034,8	6274,4
2; 2'	-1381,3	5947,67	3424,79
3	-1378,44	6631,45	0

Arc N° 3

Sections de calcul	efforts réels		
	M	N	T
0; 0'	-1553,03	1391,43	8863,17
1; 1'	-1809,67	4411,79	6860,64
2; 2'	-1857,94	6503,39	3744,78
3	-1854,08	7251,05	0

Arc N=4

Sections de calcul	efforts réels		
	M	N	T
0;0'	-1902,69	1436,05	9147,42
1;1'	-2217,13	4553,28	7080,67
2;2'	-2276,24	6711,96	3864,88
3	-2271,52	7483,6	0

Arc N=5

Sections de calcul	efforts réels		
	M	N	T
0;0'	-2165,69	1411,15	8988,8
1;1'	-2523,59	4474,33	6957,89
2;2'	-2590,87	6595,57	3797,86
3	-2585,5	7353,83	0

Arc N=6

Sections de calcul	efforts réels		
	M	N	T
0;0'	-2323,71	1332,79	8489,63
1;1'	-2707,73	4225,86	6571,5
2;2'	-2779,92	6229,3	3586,96
3	-2774,15	6945,46	0

Arc N=7

Sections de calcul	efforts réels		
	M	N	T
0; 0'	-2309,8	1183,12	7536,26
1; 1'	-2691,52	3751,3	5833,53
2; 2'	-2763,28	5529,76	3184,14
3	-2757,54	6165,49	0

Arc N=8

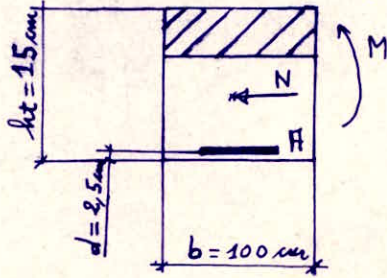
Sections de calcul	efforts réels		
	M	N	T
0; 0'	-2081,27	962,63	6131,83
1; 1'	-2425,2	3052,22	4746,41
2; 2'	-2489,88	4439,25	2590,76
3	-2484,71	5016,51	0

Arc N=9

Sections de calcul	efforts réels		
	M	N	T
0; 0'	-1741,34	797,71	5081,28
1; 1'	-2029,12	2529,29	3933,22
2; 2'	-2083,22	3728,4	2146,89
3	-2078,9	4157,05	0

Ferraillage des éléments coniques (formés d'arcs) composants la cuve

On a une flexion composée (avec compression) d'efforts M et N appliqués au centre de gravité de la section du béton seul. On considère que la section est soumise à la flexion simple avec un moment $M' = M + N(\frac{ht}{2} - d)$.



Remarque $b = 127 \text{ cm}$ pour l'arc ⑨.

La section d'acier A sera posée sur la partie supérieure de l'arc.

Connaissant : M' ; b ; h ; $\bar{\sigma}_a$

On calcule : $K_h = h \sqrt{\frac{M'}{b}}$

Les tableaux nous donnent : K_z ; $\bar{\omega}$ (%); K_M

On en déduit $A = \bar{\omega}(\%) b h$; $\sigma_a = \frac{(M' - N)}{Z}$ (avec $Z = K_z \cdot h$)

On vérifie que $M_r = K_M b h^2 \geq M'$

$\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ (Barres à haute

adhérence; $F_c E40H$; $\phi \leq 20 \text{ mm}$).

Frc N°1

Sections de calcul	M' (kgfcm)	F (cm ²)	σ_a (kgf/cm ²)	M_v (kgfcm)	nombre de ϕ utilisés
0; 0'	80785,6	2,5	2344,7	81250	5 T 8
1; 1'	105041	3,375	1684,68	105156,25	7 T 8
2; 2'	145555,85	3,56	1425,78	118750	8 T 8
3	118290,65	3,69	1282,34	119062,5	8 T 8

Frc N°2

Sections de calcul	M' (kgfcm)	F (cm ²)	σ_a (kgf/cm ²)	M_v (kgfcm)	nb de ϕ utilisés
0; 0'	121824,65	3,69	2557,54	121875	8 T 8
1; 1'	154717	4,68	2076,46	154719	10 T 8
2; 2'	167868,35	5,375	1669,57	168750	11 T 8
3	171001,25	5,375	1594,17	171093,75	11 T 8

Frc N°3

Sections de calcul	M' (kgfcm)	F (cm ²)	σ_a (kgf/cm ²)	M_v (kgfcm)	nb de ϕ utilisés
0; 0'	162260,15	5,06	2575,43	162500	11 T 8
1; 1'	203025,95	6,63	2087,14	209390,63	12 T 8
2; 2'	218310,95	7,25	1824,96	222812,5	15 T 8
3	221663,25	7,25	1763,63	222500	15 T 8

Arc N° 4

Sections de calcul	M' (kgf/cm)	F (cm ²)	σ_a (kgf/cm ²)	M _r (kgf/cm)	nombre de ϕ utilisés
0; 0'	197449,25	6,5	2509,57	204062,5	13 T 8
1; 1'	244479,4	7,63	2142,08	244531,25	16 T 8
2; 2'	261183,8	8,63	1973,58	265625	18 T 8
3	264570	8,75	1853,5	264843,75	18 T 8

Arc N° 5

Sections de calcul	M' (kgf/cm)	F (cm ²)	σ_a (kgf/cm ²)	M _r (kgf/cm)	nombre de ϕ utilisés
0; 0'	223624,75	7,25	2577,92	239062,5	15 T 8
1; 1'	274730,65	9,13	2295,76	279687,5	19 T 8
2; 2'	292064,85	9,73	2082,32	298593,75	19 T 8
3	295319,15	9,75	2030,97	298906,25	19 T 8

Arc N° 6

Sections de calcul	M' (kgf/cm)	F (cm ²)	σ_a (kgf/cm ²)	M _r (kgf/cm)	nombre de ϕ utilisés
0; 0'	239034,95	7,5	2719,69	239062,5	15 T 8
1; 1'	291902,3	9,8	2307,73	298750	20 T 8
2; 2'	309138,5	10,13	2191,24	309375	21 T 8
3	312142,3	10,25	2122,66	317968,75	21 T 8

Fic N=7

Sections de calcul	M' (kgfcm)	F (cm ²)	σ_a (kgf/cm ²)	M_r (kgfcm)	nombre de ϕ utilisés
0;0'	236895,6	7,56	2692,18	237031,25	16T8
1;1'	287908,5	9,63	2359,61	298593,75	20T8
2;2'	303976,8	10	2242,21	304062,5	20T8
3	306581,45	10,13	2174,32	309375	21T8

Fic N=8

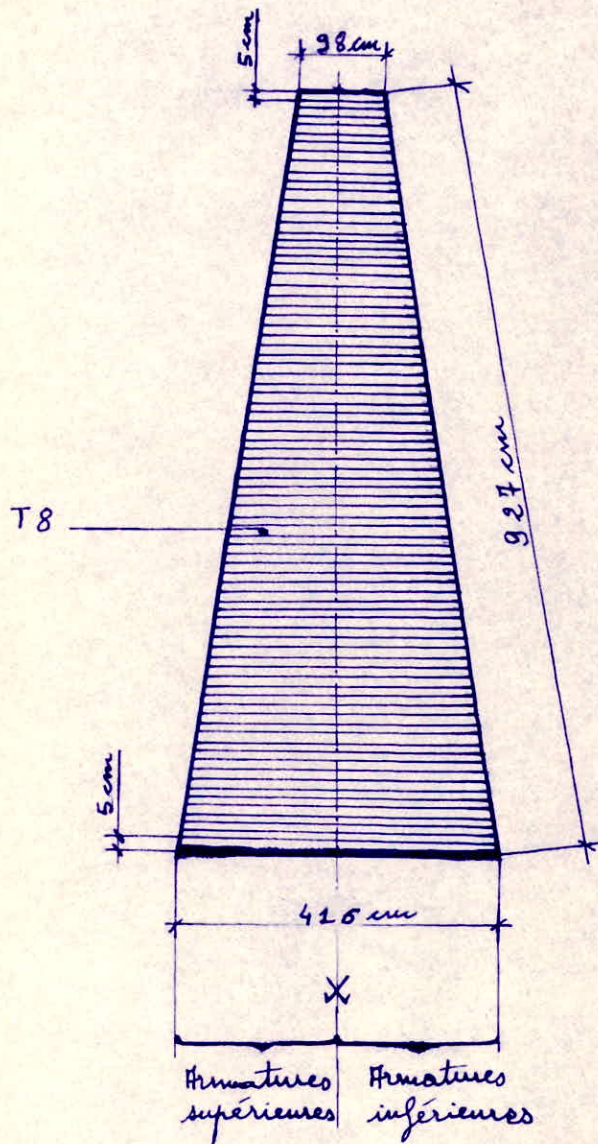
Sections de calcul	M' (kgfcm)	F (cm ²)	σ_a (kgf/cm ²)	M_r (kgfcm)	nombre de ϕ utilisés
0;0'	212940,15	7,125	2551,3	222187,5	15T8
1;1'	257781,1	8,687	2346,3	264062,5	18T8
2;2'	271484,25	9	2242,35	279375	18T8
3	273553,55	9,18	2162,52	279531,25	19T8

Fic N=9

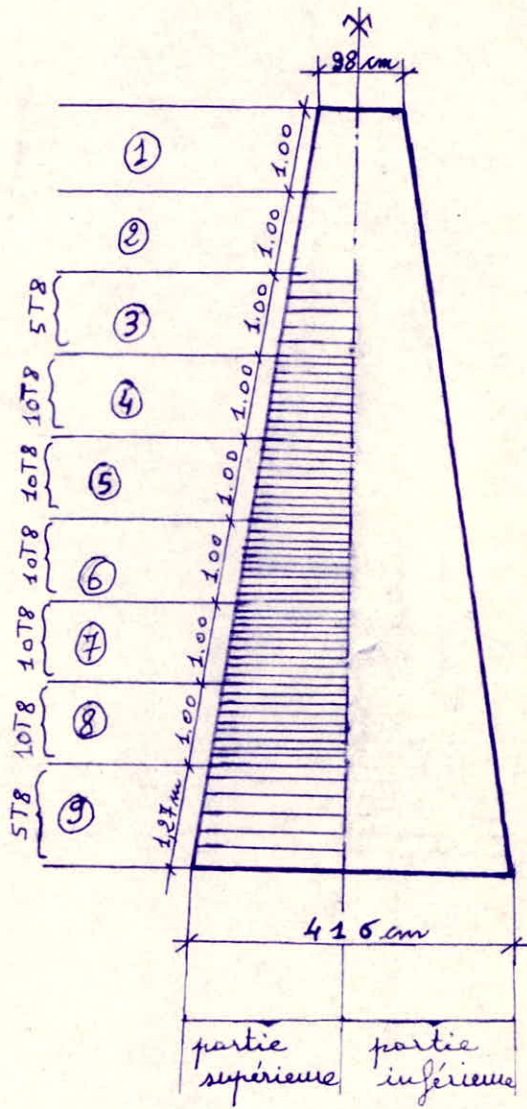
Sections de calcul	M' (kgfcm)	F (cm ²)	σ_a (kgf/cm ²)	M_r (kgfcm)	nombre de ϕ utilisés
0;0'	178122,55	5,87	2501,4	179122,9	12T8
1;1'	215558,45	6,82	2438,63	215705,6	14T8
2;2'	226964	7,14	2303,39	227012,5	15T8
3	228675,25	7,15	2261,48	228675	15T8

Disposition du ferrailage dans les éléments coniques (arcs) de la cuve

Disposition transversale: Si nous développons ces éléments coniques sur un plan on obtient la disposition suivante:

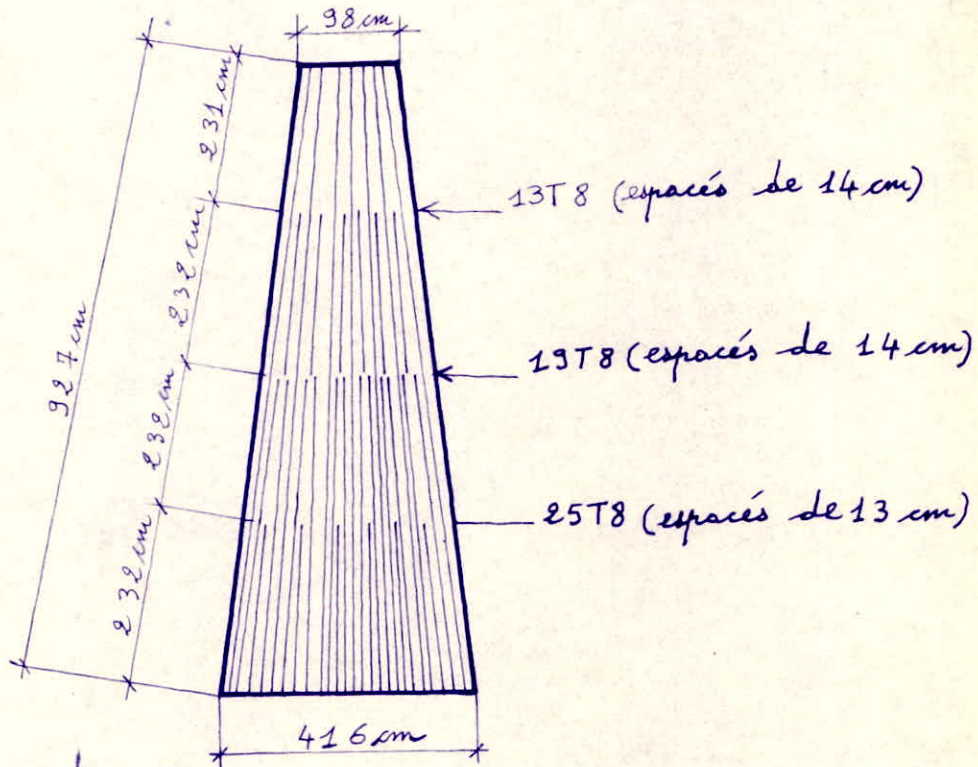


Les armatures sont posées tous les 10 cm. Dans certaines zones on double la section voir figure ci-dessous

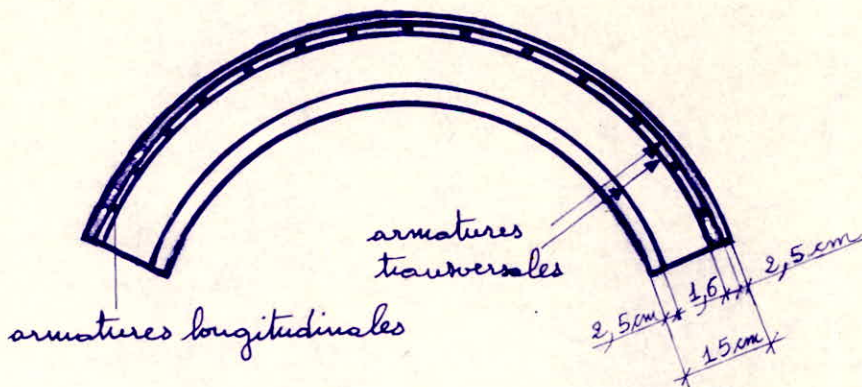


Les armatures sont posées sur les armatures précédentes

3) Disposition longitudinale des armatures (sur l'élément conique développé).

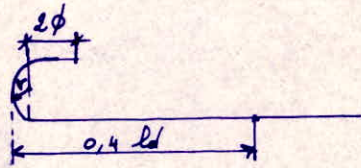


3) Coupe transversale de cet élément



Ancrages des barres

L'ancrage est assuré par courbure pour les armatures transversales ainsi que pour les armatures longitudinales comme suit:



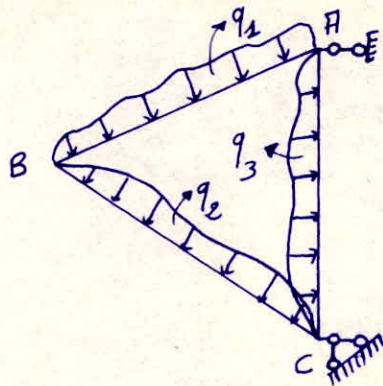
$$\phi = 0,5 \text{ cm}^2 \text{ (T8)}$$

$$ld = 28 \text{ cm} \text{ (} 0,4 ld = 11,2 \text{ cm)}$$

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

L'adhérence est assurée par ou à des axes.

⑤ 5.1 Calcul du portique supportant les éléments coniques de la toiture et de la cuve.

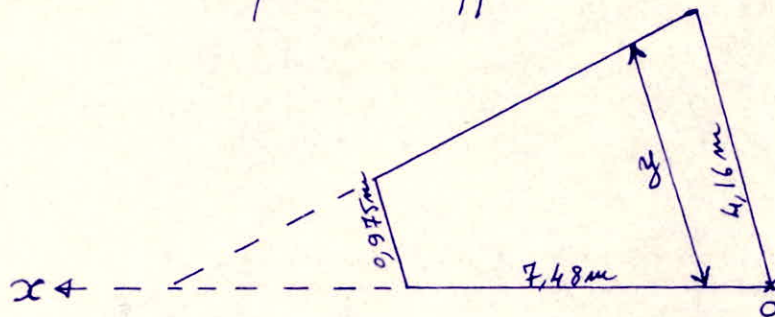


Le portique est soumis aux charges q_1 ; q_2 ; q_3 . Il est attaché en H à la ceinture supérieure et en C à la ceinture inférieure et au poteau.

Calcul de q_1

La charge q_1 est due à une composante du poids propre de la poutre HB et à une composante due au poids propre des éléments coniques revenant à cette poutre.

L'élément conique développé est :



Avec le repère ox choisie $y = 4,16 - 0,4258x$

$$q_1 = (4,16 - \frac{0,426x}{2}) \times 320 \times \sin(79,22) + q_{HB} \sin(79,22)$$

prendre une section $30\text{cm} \times 50\text{cm}$ pour la poutre HB \Rightarrow

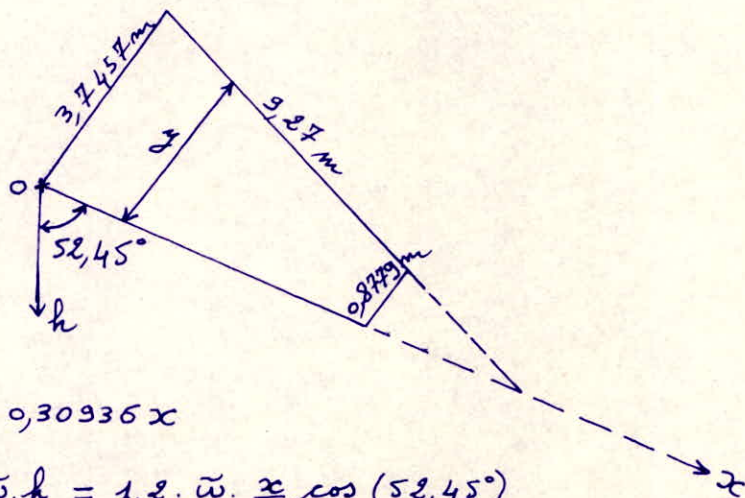
$$q_1 = -66,93x + 1799 \quad (\text{en kgf/m suivant } \overrightarrow{ox})$$

Calcul de q

La charge q est due à une composante du poids propre de la poutre BC, à la composante du poids propre des éléments coniques et à la pression hydrostatique.

- Calcul de la pression hydrostatique (charge)

L'élément conique non développé est

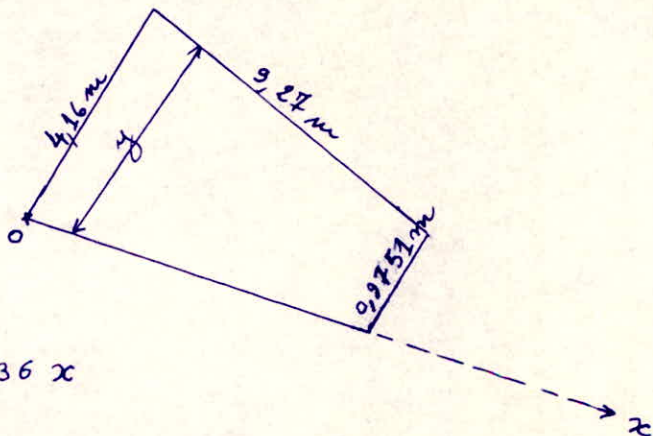


$$y = 3,7457 - 0,30936x$$

$$1,2 P = 1,2 \cdot \tilde{w} \cdot h = 1,2 \cdot \tilde{w} \cdot \frac{x}{2} \cos(52,45^\circ)$$

$$\begin{aligned} \text{charge hydrostatique} &= 1,2 \cdot \tilde{w} \cdot \frac{x}{2} \cdot \cos(52,45^\circ) \left[3,7457 - \frac{0,30936}{2}x \right] \\ &= -56,5624x^2 + 1369,71x \end{aligned}$$

- charge due à une composante du poids propre de l'élément conique développé



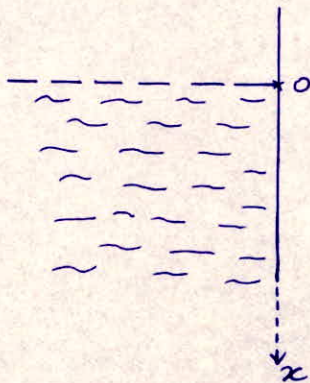
$$y = 4,16 - 0,3436x$$

$$\begin{aligned} \text{cette charge est} &= (4,16 - 0,1718x) \times 620 \cdot \cos(37,55) \\ &= -84,45x + 2045,08 \end{aligned}$$

- Charge due à une composante du poids propre de la poutre BC
Elle est égale à $\tilde{a} = (0,7 \times 0,3) (2,500) (37,5 \text{ kg}) = 416,25 \text{ kgf/m}$
(Section de la poutre BC est de $0,7 \times 0,3 \text{ m}^2$)

$$q_z = -56,56x^2 + 1285,26x + 2461,31 \quad (\text{kgf/m suivant } \vec{ox})$$

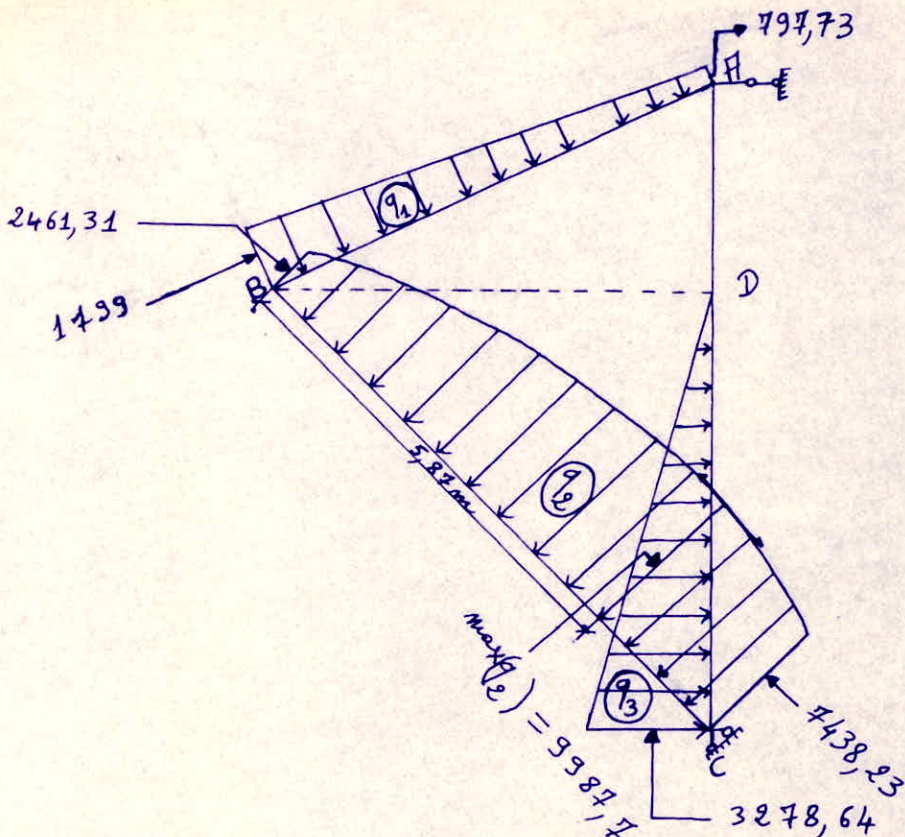
Calcul de q_3



La largeur de la paroi de la cheminée revenant à q_3 est $0,4835 \text{ m}$.

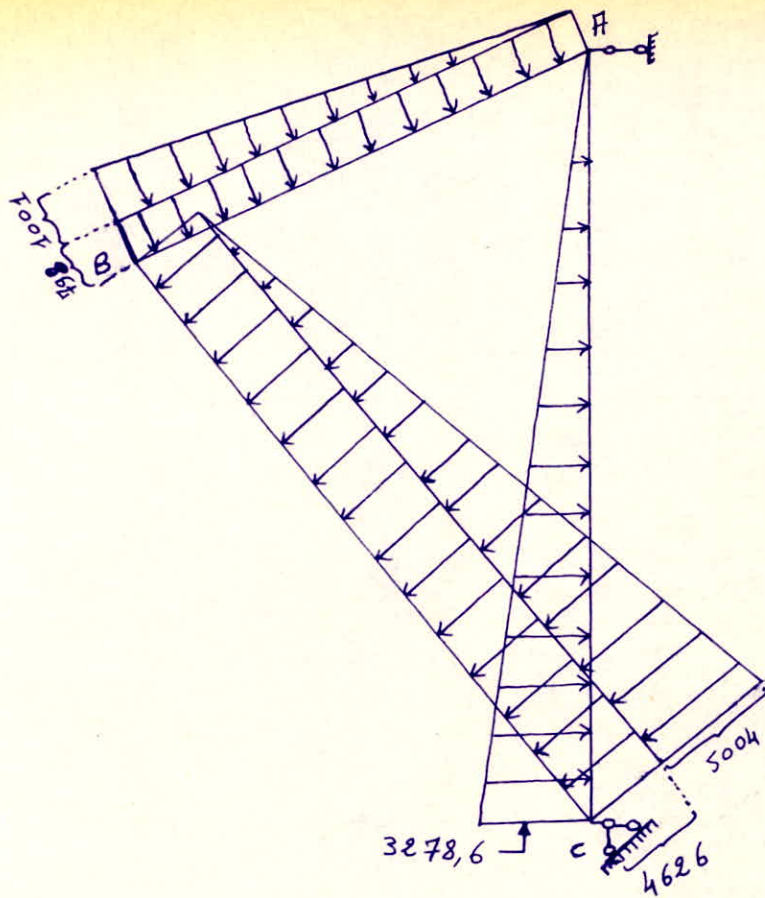
$$\Rightarrow q_3 = (1,2 \cdot \tilde{\omega} \cdot \frac{x}{2}) \times 0,4835 = 290,14x \quad (\text{kgf/m suivant } \vec{ox})$$

Diagramme de q_1, q_2 et q_3 (en kgf/m)

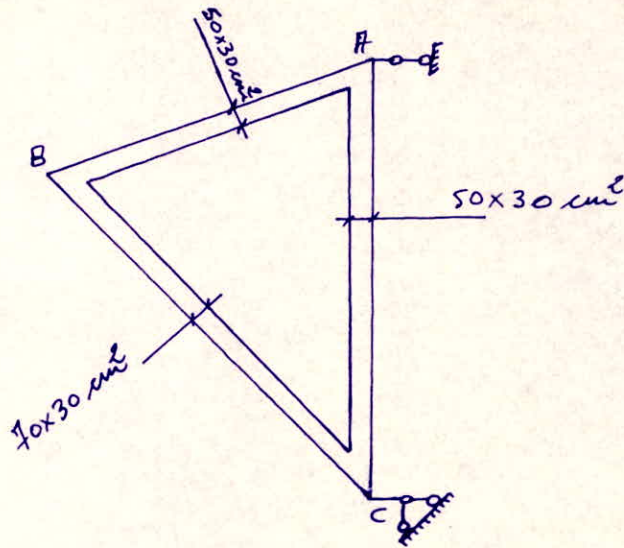


Pour tracer le moment fléchissant dû à q_1, q_2 et q_3 sur ce portique j'utilise la méthode de Hardy-Cross. Pour cela j'ai besoin des moments d'encastrement parfait. Pour résoudre le problème je déplace le point D jusqu'au point F ou que FD est faible devant CD (on est dans le sens de la sécurité). Pour q_2 je prends une valeur trapézoïdale qui la rapproche. On obtient les charges suivantes:

(en kgf/m)



Calcul du moment fléchissant sur le portique précédent
 y'utilise la méthode de Hardy-Cross.



a) Calcul des raideurs des barres.

$$R_{AB} = \frac{0,3 \cdot (0,5)^3}{12 \times 7,482} = 41,766 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$R_{BC} = \frac{0,3 \cdot (0,7)^3}{12 \cdot 9,27} = 32,496 \cdot 10^{-5}$$

$$R_{AC} = \frac{0,3 \cdot (0,5)^3}{12 \cdot 7,05} = 44,326 \cdot 10^{-5}$$

b) Calcul des coefficients de répartition.

$$C_{AB} = \frac{41,766 \cdot 10^{-5}}{(41,766 + 44,326) \cdot 10^{-5}} = 0,4851$$

$$C_{BC} = \frac{32,496 \cdot 10^{-5}}{(41,766 + 32,496) \cdot 10^{-5}} = 0,6889$$

$$C_{AC} = \frac{44,326}{44,326 + 41,766} = 0,5149$$

$$C_{BA} = \frac{41,766}{41,766 + 32,496} = 0,5611$$

$$C_{CB} = \frac{32,496}{32,496 + 44,326} = 0,4240$$

$$C_{CA} = \frac{44,326}{32,496 + 44,326} = 0,5540$$

c) Calcul des moments d'encastrement parfait

$$M_{BA} = \frac{798}{12} (7,48)^2 + \frac{1001}{20} (7,48)^2 = 6524,26 \text{ kgfm.}$$

$$M_{BC} = \frac{4626}{12} (9,27)^2 + \frac{5004}{30} (9,27)^2 = 47473,08$$

$$M_{CA} = \frac{3278,6}{20} \times (7,05)^2 = 8147,83.$$

$$M_{CB} = -\frac{4626}{12} (9,27)^2 - \frac{5004}{20} \cdot (9,27)^2 = -54641,32.$$

$$M_{AB} = -\frac{798}{12} (7,48)^2 - \frac{1001}{30} (7,48)^2 = -5590,03$$

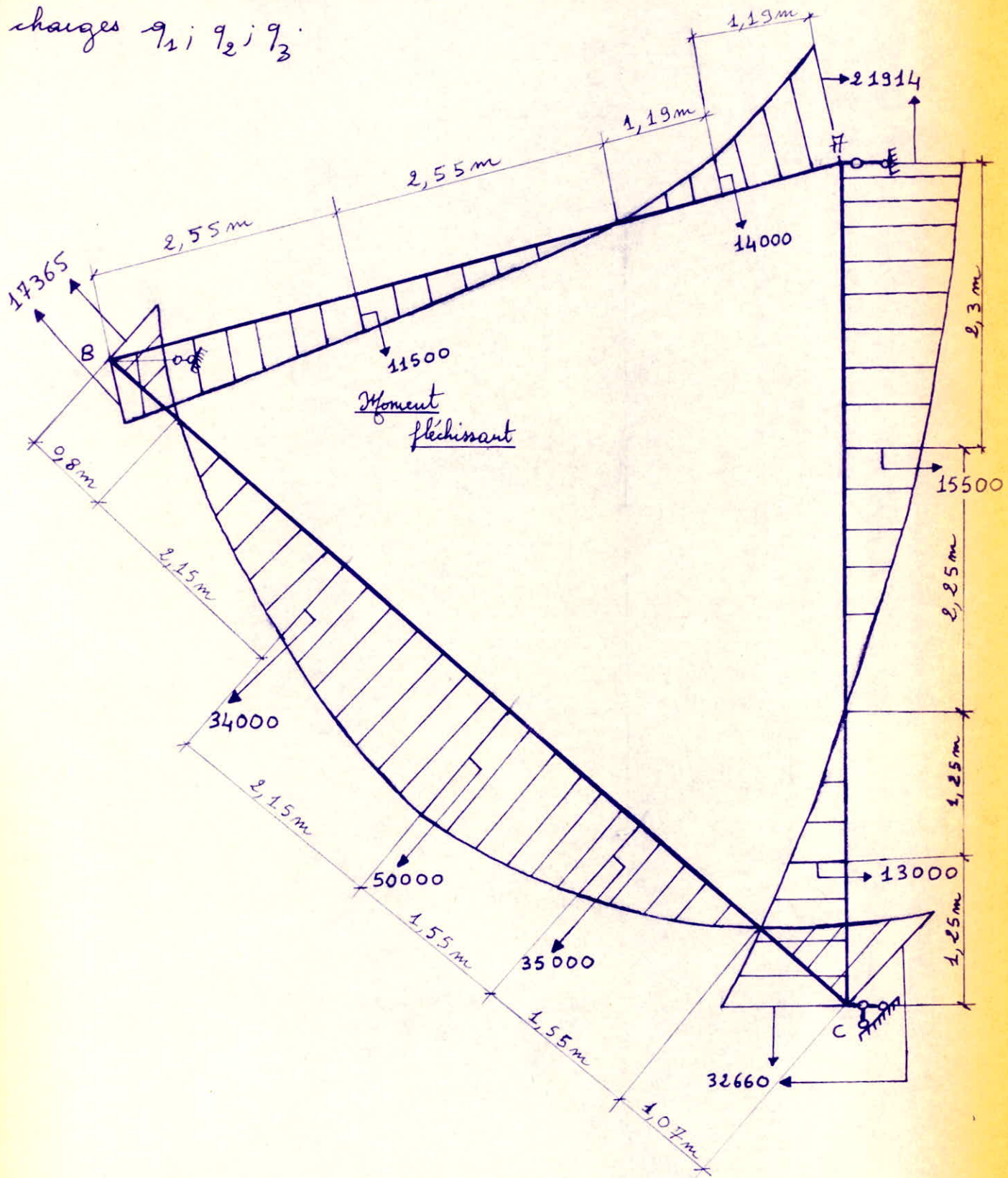
$$M_{AC} = -\frac{3278,6}{30} (7,05)^2 = -5431,88.$$

d) Etablissement du tableau (Moments en kgfm).

	A		B		C	
	AB	AC	BA	BC	CA	CB
	0,4851	0,5149	0,3111	0,6889	0,324	0,676
	-5590,03	-5431,88	6524,26	47473,08	8147,83	-54641,32
C		11969,75		16014,69	15063,89	31429,6
B	-16981,4		-21780,74	-48231,28		-23664,06
A	7777,9	8255,69	2494,02		2597,44	
C		10847,2		7256,4	6825,59	+14241,04
B	-2364,9		-3033,36	-6717,07		-3295,64
A	-4114,7	-4367,5	-1319,41		-1374,12	
C		1202,23		1608,5	1513,00	3156,76
B	-70,12		-89,94	-199,15		-97,71
A	-549,19	-582,92	-176,1		-183,4	
C		72,37		96,83	91,08	190,03
B	19,23		+24,66	54,61		26,79
A	-44,44	-47,16	-14,25		-14,84	
C		-3,08		-4,12	-3,87	-8,08
B	4,45		5,71	12,65		+6,21
A	-0,69	-0,709	-0,21		-0,22	
	-21914	21914	-17365	17365	32660	-32660

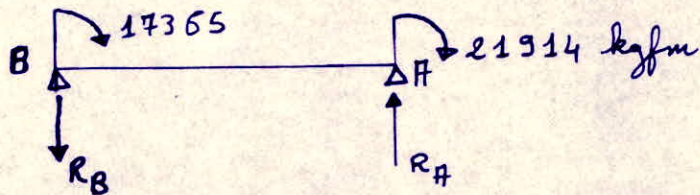
Diagramme du moment fléchissant (en kgfm)

On le trace en tenant compte des moments aux nœuds et des charges q_1, q_2, q_3 .



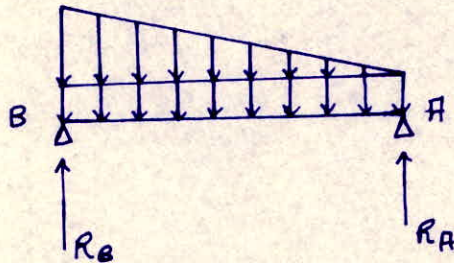
Calcul des réactions au points A; B; C du portique

Pour la poutre AB nous la supposons appuyée simplement à laquelle on lui applique aux extrémités les moments dûs aux nœuds.



$$(\sum M)_B = 0 \Rightarrow R_B = R_A = 5551,2 \text{ kgf.}$$

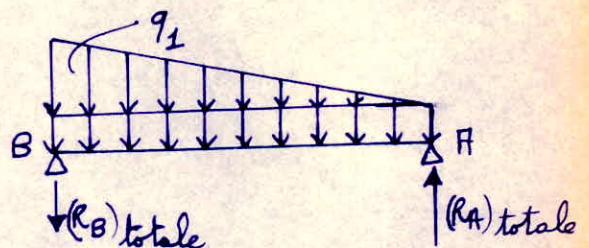
Quand on lui applique la charge q_1 on obtient



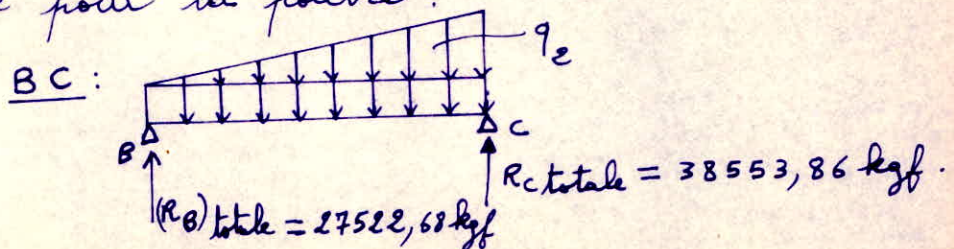
$$R_B = (2495,8 + 2984,5) \text{ kgf}$$

$$R_A = (2984,5 + 1247,9) \text{ kgf}$$

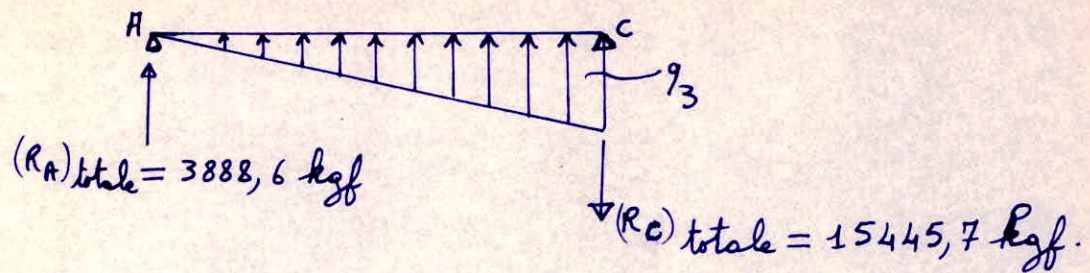
$$\Rightarrow \begin{array}{|l} (R_A)_{\text{totale}} = 9783,6 \text{ kgf.} \\ (R_B)_{\text{totale}} = 70,9 \text{ kgf.} \end{array}$$



On procède de la même manière pour la poutre BC et AC
on trouve pour la poutre :

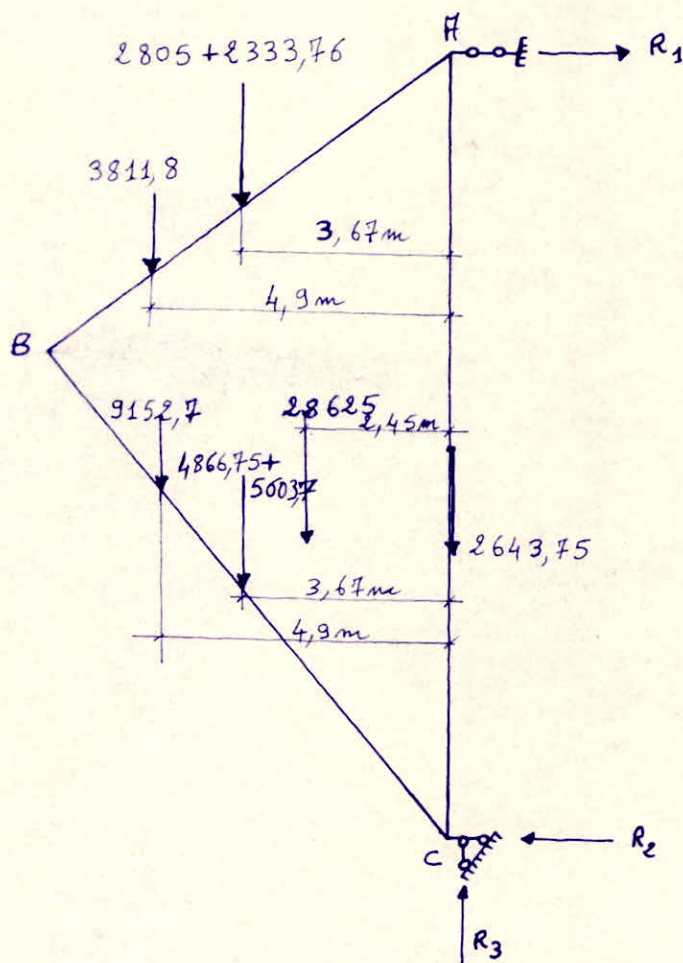


Les réactions aux appuis de la poutre AC sont :



Calcul des efforts s'exerçant sur la ceinture supérieure et sur la ceinture inférieure (en kgf)

Sur le portique s'exerce les charges des poids propres des éléments coniques de la toiture et de la cuve, les poids propres des poutres AB, BC, AC; le poids de l'eau et les réactions $R_1; R_2; R_3; R_4$.
Le poids de l'eau n'est pas majoré de 20% car je prends le niveau supérieur de l'eau.

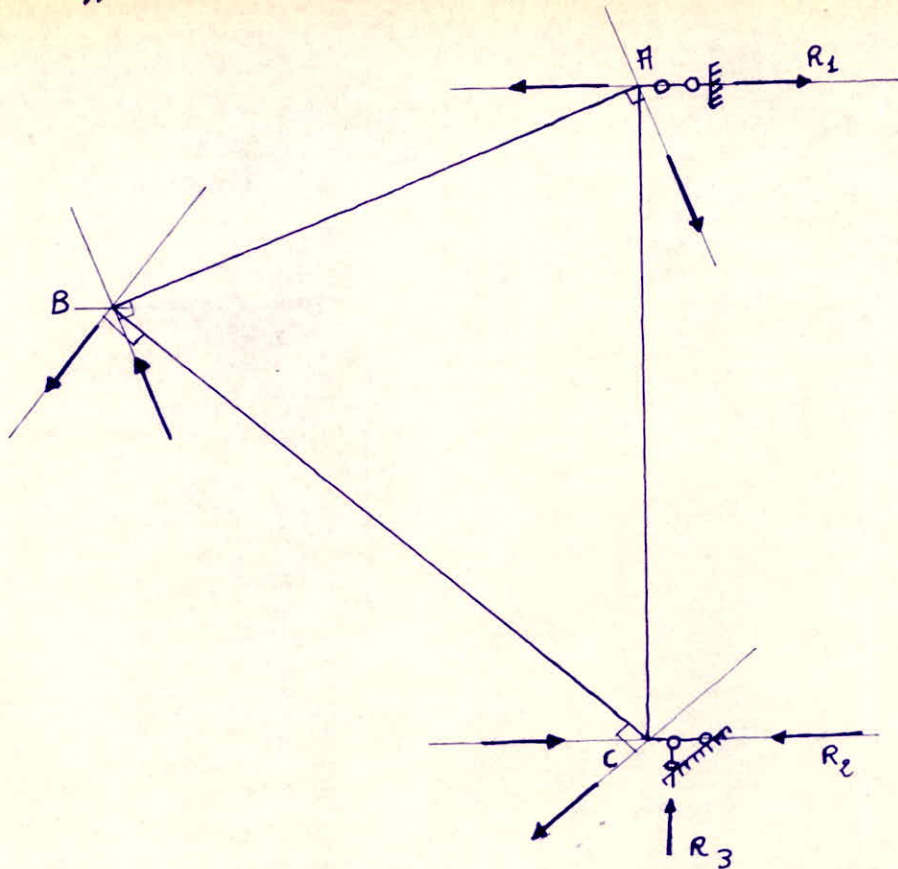


$$(\sum \text{des forces verticales}) = 0 \Rightarrow R_3 = 59842,5 \text{ kgf}$$

$$(\sum \text{des } M^{\text{ts}})_C = 0 \Rightarrow R_1 = 27084,13 \text{ kgf}$$

$$(\sum \text{des forces horizontales}) = 0 \Rightarrow R_2 = 27084,13 \text{ kgf}$$

Calcul des efforts normaux dans le pontique



Calcul de l'effort normal sur HB

En point H on a un effort de traction dû à la réaction de la poutre HC et à R_1 . Cet effort est égale à :

$$-3888,6 \cos(10,78) + 27084,13 \cos(10,78) = 22786,19 \text{ kgf.}$$

En point B on a un effort de traction dû à la réaction de la poutre BC ~~et à R_2~~ . Il est égale à :

$$27522,68 \cdot \cos(41,66) = 20562,26 \text{ kgf.}$$

Calcul de l'effort normal sur BC

En point B on a un effort normal de traction dû à la réaction de la poutre HB ~~et à R_2~~ . Cet effort est égal

$$\text{à : } 70,9 \cos(41,66) = 53 \text{ kgf.}$$

En point C on a un effort de compression qui est égale

$$\text{à } = -15445,7 \cos(37,55) + 59842,5 \cos(52,45) + 27084,13 \cos(37,55)$$

$$= \del{45698,48} = 45698,48 \text{ kgf.}$$

Calcul de l'effort normal sur AC

Sur point A on a un effort normal de compression qui est égale

$$\bar{a} = 9783,6 \times \cos(10,78) = 9611 \text{ kgf}$$

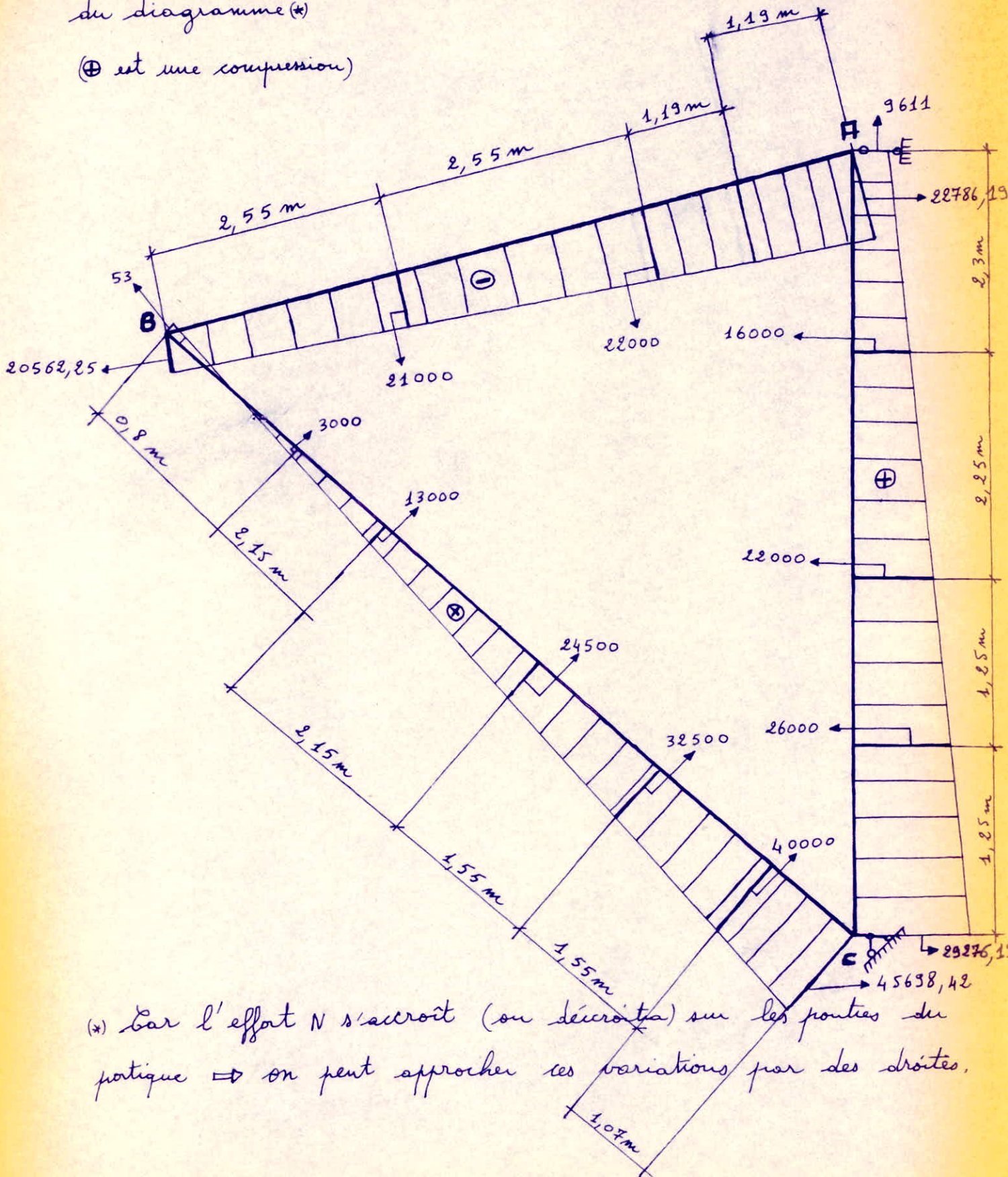
Sur point C on a un effort normal de compression qui est égale

$$\bar{a} = 59842,5 - 38553,86 \cos(37,55) = 29276,16 \text{ kgf}.$$

Diagramme de l'effort normal sur le portique (en kgf)

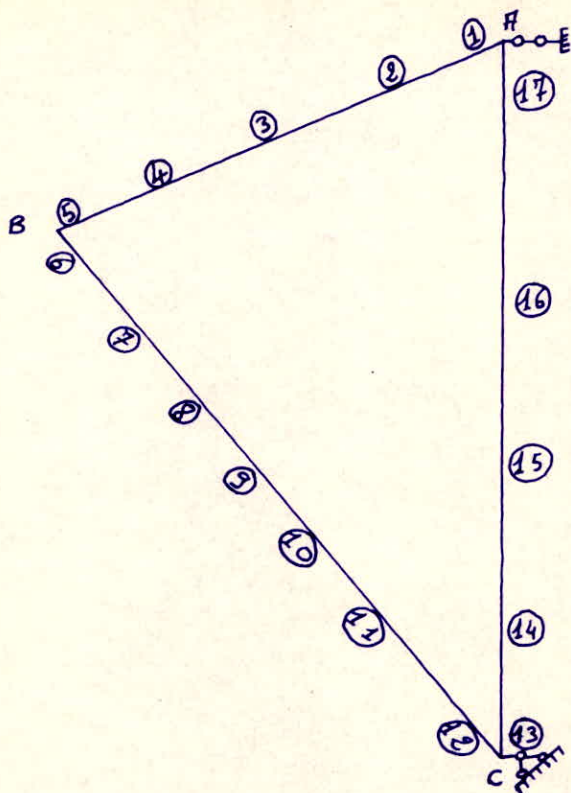
on trace l'effort sur le portique en prenant une variation linéaire du diagramme (*)

(⊕ est une compression)



(*) Car l'effort N s'accroît (ou décroît) sur les tronçons du portique \Rightarrow on peut approcher ces variations par des droites.

Ferraillage du portique



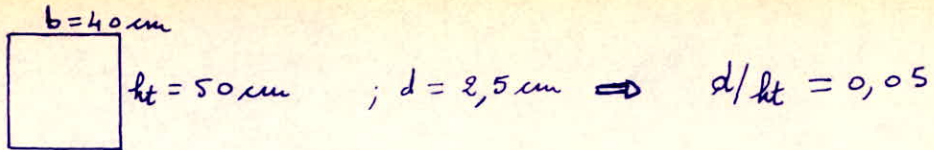
Sur le portique ci-dessus j'ai numéroté de ① à ⑰ les sections où je connais la valeur de l'effort normal et du moment fléchissant.

Pour le calcul du ferraillage je calcule $K_e = \frac{N}{M} ht$; $K_a = \frac{M}{b \cdot ht^2 \cdot \bar{\sigma}_a}$
 ($N \oplus$ lorsque c'est une traction). le tableau me donne $\tilde{\omega} \Rightarrow$

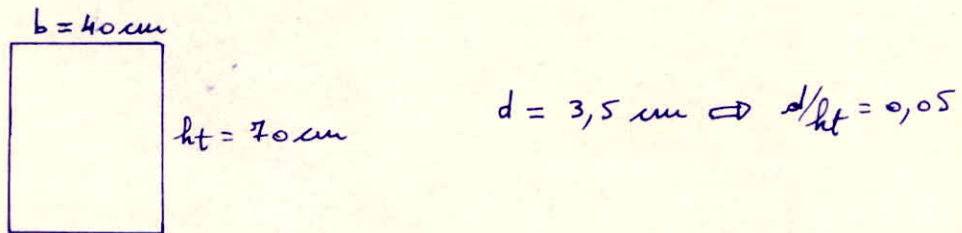
$\pi = \frac{\tilde{\omega} \cdot b \cdot ht}{100}$; il me donne aussi K . je dois vérifier que

$\sigma'_b = \frac{1}{K} \bar{\sigma}_a \leq \bar{\sigma}'_b = 137,5 \text{ kgf/cm}^2$ (ici je fais travailler les aciers à $\bar{\sigma}_a = 3000 \text{ kgf/cm}^2$).

$$\bar{\sigma}'_b = 68,75 \text{ kgf/cm}^2.$$

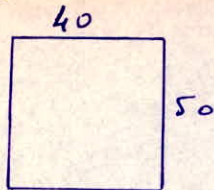
Boutie AB

Sections de calcul	K_e	K_a	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$\sigma_b' \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	nb de ϕ utilisés
①	-0,52	0,0073	22,9	123,43	8T20
②	-0,8	0,0046	13,6	75,9	5T20
③	on a une traction simple $A = N/A = 7,34$				3T20
④	-0,91	0,0038	12,6	67,89	4T20
⑤	-0,6	0,006	17,6	98,9	6T20

Boutie BC

Sections de calcul	K_e	K_a	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$\sigma_b' \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	nb de ϕ utilisés
⑥	0	0,003	9,8	78,25	5T20
⑦	on a une compression simple			$\frac{N'}{b h_t} = 1,11$	/
⑧	0,267	0,0057	19,17	113,89	7T20
⑨	0,343	0,0085	28,89	130	10T20
⑩	0,65	0,006	22,41	136,36	8T20
⑪	on a une compression simple			$\frac{N'}{b h_t} = 14,8$	/
⑫	1	0,0055	22,95	137,11	8T20

Poutre FC



$$d = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow d/h_t = 0,05$$

Sections de calcul	K_e	K_a	$F(\text{cm}^2)$	$\sigma'_b (\text{kgf/cm}^2)$	nb de ϕ utilisés.
(13)	0,45	0,0108	22,4	130	8 T20
(14)	1	0,0043	6,8	118,39	3 T20
(15)	on a une compression simple			$\frac{N'}{b h_t} = 8,15$	—
(16)	0,518	0,005	9,8	120	4 T20
(17)	0,3	0,007	15,3	138	5 T20.

La vérification de la contrainte de béton m'a obligé de prendre $b = 40 \text{ cm}$ au lieu de 30 cm avec lequel j'ai calculé le moment fléchissant et l'effort normal. Les coefficients de répartition ne changent pas et le poids propre des poutres à peu chargé vis-à-vis des autres surcharges \Rightarrow cette modification n'influe pas sur les calculs précédents.

Vérification de l'adhérence

Je partirs des réactions au point A; B; C du pontique ou a:

Pointe AB

$$T_{\max} = 9783,6 \text{ kgf}$$

$$\bar{\sigma}_d = \varepsilon \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 7 = 21 \text{ bars}$$

$$(\sigma_d)_{\max} = \frac{T_{\max}}{P \cdot Z} = \frac{9783,6}{(2\pi \cdot 3) \cdot \frac{7}{8} \cdot 47,5} = 12,49 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_d.$$

Pointe BC

$$T_{\max} = 38553,86 \text{ kgf}$$

$$\bar{\sigma}_d = 21 \text{ bars}$$

$$(\sigma_d)_{\max} = \frac{38553,86}{(5\pi \cdot 2) \cdot \frac{7}{8} \cdot 67,5} = 20,7 \text{ bars} < \bar{\sigma}_d$$

Pointe AC

$$T_{\max} = 15445,7 \text{ kgf}$$

$$(\sigma_b)_{\max} = \frac{15445,7}{(3\pi \cdot 2) \cdot \frac{7}{8} \cdot 47,5} = 21,27 \text{ bars} \approx \bar{\sigma}_d = 21 \text{ bars.}$$

Aciers transversaux

on doit avoir $(\sigma_b)_{\max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot Z} \leq 5 \bar{\sigma}_b = 35 \text{ bars.}$

- pointe AB: $(\sigma_b)_{\max} = \frac{9783,6}{47,5 \times \frac{7}{8} \cdot 40} = 5,88 \text{ bars} < 35 \text{ bars}$

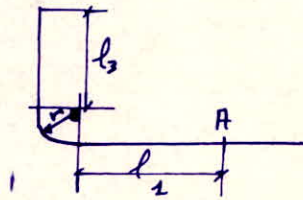
- pointe BC: $(\sigma_b)_{\max} = \frac{38553,86}{(67,5) \cdot \frac{7}{8} \cdot 40} = 16,31 < 35 \text{ bars}$

- pointe AC: $(\sigma_b)_{\max} = \frac{15445,7}{47,5 \cdot \frac{7}{8} \cdot 40} = 9,29 \text{ bars} < 35 \text{ bars}$

Pour les sizers transversaux j'utilise du T8 (cadres espacés de 15 cm).

Ancrages des barres.

Pour l'ancrage (aux nœuds) j'utilise un retour d'équerre



$$l_d = 35\phi = 70 \text{ cm}$$

$$r = 3\phi = 6 \text{ cm}$$

$$l_3 = 10\phi = 20 \text{ cm}$$

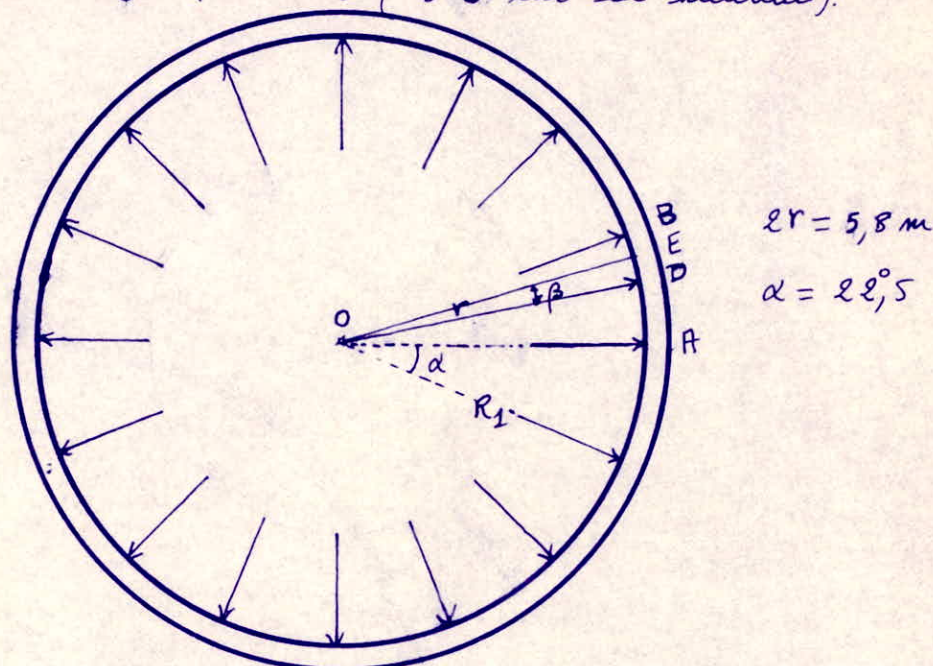
$$l_1 + 1,89 l_3 \geq l_d - 2,21r \quad \square$$

$$l_1 = 20 \text{ cm.}$$

⑤

6.1 Calcul de la ceinture supérieure

D'après les dimensions du portique j'adopte une section pour cette ceinture $50 \times 65 \text{ cm}^2$ (50 cm de hauteur).



B et A sont les points d'applications de deux forces centrifuges (égales à $R_1 = 27084,13 \text{ kgf}$).

D = milieu de l'arc AB; E est un point courant défini par β .
 Les 16 forces radiales centrifuges sont égales à R_1 (elles sont dues aux 16 portiques).

$$\text{En A: } M = R_1 \cdot r \cdot \left(\frac{1}{2 \tan \frac{\alpha}{2}} - \frac{1}{\alpha} \right); \quad T = \pm \frac{R_1}{2}; \quad N = \frac{R_1}{2 \tan \frac{\alpha}{2}}$$

$$\text{En D: } M = R_1 \cdot r \cdot \left(\frac{1}{2 \sin \frac{\alpha}{2}} - \frac{1}{\alpha} \right); \quad T = 0; \quad N = \frac{R_1}{2 \sin \frac{\alpha}{2}}$$

Je la calcule seulement avec l'effet de traction N (je ne tiens pas compte de M).

points de calcul	N(kgf)	T(kgf)
A	68080,56	$\pm 13542,07$
D	69414,33	0

Section d'acier $A = \frac{N_{max}}{3000} = 22,69 \text{ cm}^2$ en utilisant de T20 de $\bar{\sigma}_a = 3000 \text{ kgf/cm}^2 \Rightarrow 8 \text{ T}20$. Ils seront reliés par des cadres T8 espacés de 20 cm.

⑦ 7.1 Calcul de la ceinture inférieure

De même que pour la ceinture supérieure je prends une section : $h_f = 50 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$.

On applique les mêmes formules que ci-haut en changeant les signes des efforts (car R_2 est une force centripète) \Rightarrow je calcule la section à la compression simple sous $R_2 = 27084,13 \text{ kgf}$.

points de calcul	N(kgf)	T(kgf)
A	-68080,56	$\mp 13542,07$
D	-69414,33	0

$$\sigma'_b = \frac{N_{max}}{b \times h_f} = \frac{69414,33}{50 \times 65} = 21,36 \text{ kgf/cm}^2 \leq \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,75 \text{ kgf/cm}^2 \Rightarrow \text{le}$$

béton seul résiste.

Vérification de l'adhérence

Ceinture supérieure

$$T_{\max} = 13542,07 \text{ kgf.}$$

$$\bar{\sigma}_b = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 21 \text{ bars.}$$

$$(\sigma_b)_{\max} = \frac{T_{\max}}{P \cdot z} = \frac{13542,07}{(8\pi \cdot 2) \cdot \frac{7}{8} \cdot 47,5} = 6,48 \text{ bars} < 21 \text{ bars}$$

Aciers transversaux.

$$\text{on doit avoir } (\sigma_b)_{\max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} \leq 5 \bar{\sigma}_b = 35 \text{ bars.}$$

Ceinture supérieure

$$\frac{T_{\max}}{b \cdot z} = (\sigma_b)_{\max} = \frac{13542,07}{65 \times \frac{7}{8} \times 47,5} = 5 < 35 \text{ bars.}$$

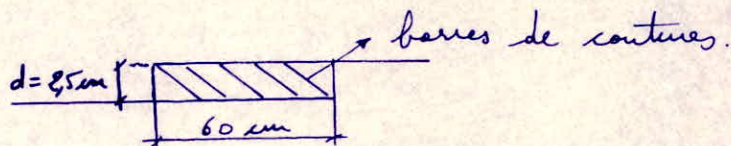
Ceinture inférieure

$$(\sigma_b)_{\max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{13542,07}{65 \times \frac{7}{8} \times 47,5} = 5 < 35 \text{ bars.}$$

Pour ces ceintures j'utilise des T8 espacés de 15 cm.

Recouvrement

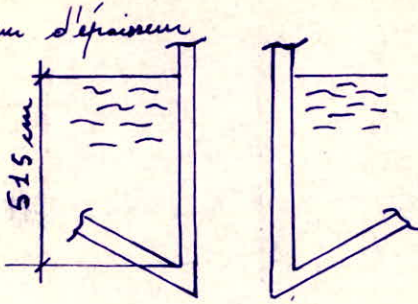
je prends une longueur de recouvrement d'une barre sur l'autre = 60 cm.



⑧

8.1 Calcul de la paroi cylindrique à l'intérieur de la cuve.

Cette paroi relie les poutres HC entre-elles. Elle a 48,4 cm de largeur. 10 cm d'épaisseur



la hauteur de l'eau est 51,5 cm ;

$$\text{rayon}_{\text{intérieur}} = \frac{7,5}{2} = 3,25 \text{ cm}$$

L'effort dans une bande de 1 m à la base est un effort de compression :

$$N = 1200 \times 3,25 \times 5,15 = 13905 \text{ kgf}$$

La contrainte dans le béton sera : $\sigma_b = \frac{13905}{8.100} = 17,38 \text{ kgf/cm}^2$

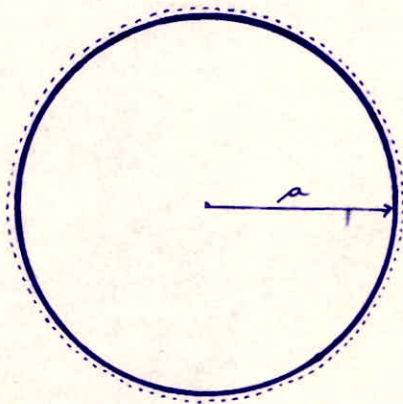
Le béton résiste seul, mais on mettra des armatures de répartition qui s'opposent à la fissuration et au retrait.

Armatures verticales : T8 ; e = 15 cm

Armatures horizontales (cerces) : T8 ; e = 15 cm.

⑤
 3.1 Calcul de la dalle servant de palier de repos se trouvant à 1,2 m au dessus de la ceinture supérieure.

Cette dalle sera considérée comme une plaque uniformément chargée, à bord simplement appuyée.



$$a = \frac{4,5}{2} = 2,25 \text{ m.}$$

l'épaisseur de la dalle est de 12 cm.

je prends une surcharge de 500 kgf/m²

poide propre de la dalle = 0,12 x 2500 = 300 kgf/m².

$$\left. \begin{array}{l} \text{surcharge} \\ \text{poide propre} \end{array} \right\} P_{\text{total}} = P = 800 \text{ kgf/m}^2$$

Soit M_r le moment radial

" M_t " " tangentiel

Au centre de la plaque les moments sont :

$$M_r = M_t = \frac{3,15}{16} p \cdot a^2 = 797,34 \text{ kgm/ml.}$$

Au bord :

$$M_r = 0$$

$$M_t = \frac{0,85}{8} p \cdot a^2 = 430,3 \text{ kgm/ml.}$$

$$\left. \begin{array}{l} (M_t)_{\text{max}} = 797,34 \text{ kgm/ml} \\ (M_r)_{\text{max}} = 797,34 \text{ kgm/ml} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{ou feuaille en flexion simple avec } 797,34 \text{ kgm/ml}$$

$$\Rightarrow k_f = h / \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,35 \Rightarrow A = 3 \text{ cm}^2 ; M_r = 82600 \text{ kgm/ml} > 797,34 \text{ kgm/ml}$$

La feuaille trouvé est telle que :

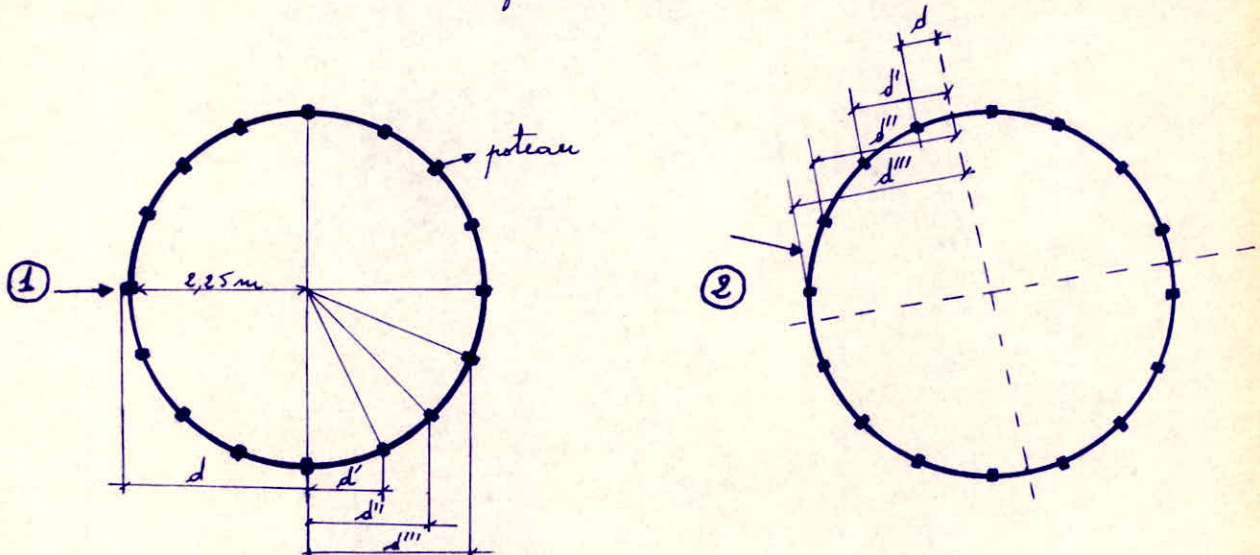
Armatures radiales : T8 ; e = 15 cm ; ceues T8 ; e = 15 cm.

Ferrailage de la partie cylindrique se trouvant sur la toiture
on met un ferrailage forfaitaire : des T8 espacés de 15 cm
longitudinalement et transversalement.

⑩ Etude au vent

Nous considérons l'action du vent soufflant dans une direction donnée.

La direction la + défavorable sera l'une de ces 2 dernières.



Après avoir fait le calcul on prend le plus défavorable des deux.

Calcul de la traînée sur la cuve.

$$T = C_x \cdot S_x \cdot q_n$$

Evaluation de S_x :

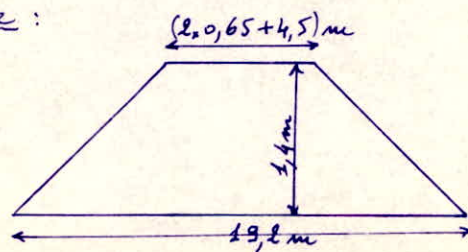
a) partie cylindrique se trouvant sur la toiture:

$$h_t = 1,80 \text{ m}$$

$$\text{rayon} = 2,25 \text{ m}$$

$$S_x = 1,8 \times (2,25 + 0,15) \times 2 = 8,64 \text{ m}^2$$

c) toiture:



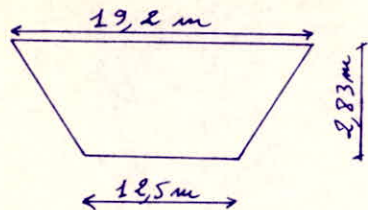
$$S_x = 17,5 \times 1,05 = 18,375 \text{ m}^2$$

on a multiplié par 1,05 car la surface extérieure est ondulée.

d) cuve:

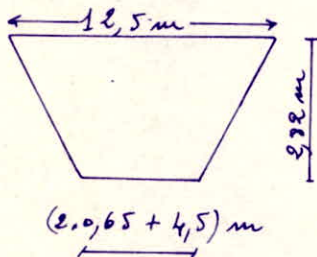
Elle sera divisée en 2 parties

1^{ère} partie:



$$S_t = 44,86 \times 1,05 = 47,1 \text{ m}^3$$

2^{ème} partie:



$$S_t = 25,8 \times 1,05 = 27,09 \text{ m}^3$$

e) ceinture supérieure:

$$S_t = (4,5 + 0,65 \times 2) \times 0,5 = 2,9 \text{ m}^2$$

f) ceinture inférieure:

$$S_t = 2,9 \text{ m}^2$$

Calcul de c_t

$$c_t = n \cdot c_{t_0} ; \quad n = f(\lambda)$$

$$\lambda = \frac{h^2}{S_t}$$

$$\left. \begin{array}{l} (S_t)_{\text{totale}} = 107 \text{ m}^3 \\ (h)_{\text{totale}} = 9,85 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda = 0,9$$

$$c_{t_0} = 0,55 \text{ (N. V. 65 page 131).}$$

Voir c_t dans la catégorie V; $d \geq 0,28$.

$\nu = 0,9$ (N.V. 65 catégorie V pour $\lambda = 0,9$ page 133).

\Rightarrow nous avons alors $c_t = 0,9 \times 0,55 = 0,495$.

Calcul de q_r

$$q_r = K_s \cdot S \cdot \beta \cdot q_H$$

$$\beta = \theta (1 + \xi \tau)$$

$\theta = 1$ (N.V. 65 page 75)

$$\xi = f(T)$$

- Calcul de T

La formule de T sera celle utilisée pour une masse concentrée reposant sur un support de masse négligeable et d'inertie constante.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P \cdot l^3}{g \cdot 3 \cdot EI}}$$

$$\cdot P = (59\,842,5) \times 19 = 957\,480 \text{ kgf.}$$

$$\cdot E = 3,45 \cdot 10^9 \text{ kgf/m}^2$$

$$\cdot g = 9,8 \text{ m/s}^2$$

$$\cdot l = 25 \text{ m.}$$

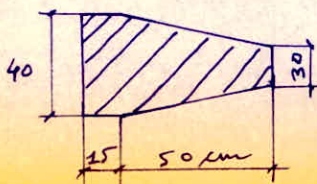
Pour calculer I on supposera que le vent peut souffler suivant le cas ① ou le cas ② voir ci-haut.

cas ① : $d = 2,25 + \frac{0,65}{2} = 2,575 \text{ m}$

$$d' = (2,25 + \frac{0,65}{2}) \sin(22,5) = 0,985 \text{ m}$$

$$d'' = (2,25 + \frac{0,65}{2}) \sin(45) = 1,82 \text{ m}$$

$$d''' = (2,25 + \frac{0,65}{2}) \sin(67,5) = 2,379 \text{ m.}$$



$$S(\text{section du poteau}) = 0,235 \text{ m}^2$$

$$I = 0,235 (4d'^2 + 4d''^2 + 4d'''^2 + 2d^2) = 12,462 \text{ m}^4 \text{ (on a négligé l'inertie propre des supports)}$$

Cas ② : $I = 0,235 \times 4 (d^2 + d'^2 + d''^2 + d'''^2) = 12,466 \text{ m}^4$ (de même on a négligé comme pour le cas ① l'inertie propre des supports).
On voit que l'inertie ne varie pratiquement pas pour les 2 cas.

$$I_{\text{moy}} = 12,464 \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow T = 2\pi \sqrt{\frac{957480 \cdot 25^3}{98,3 \cdot 3,45 \cdot 10^9 \cdot 12,464}} = 0,68 \text{ s.}$$

$$\Rightarrow \xi = 0,7 \text{ (N.V. 65 ; tableau pour les ornatues).}$$

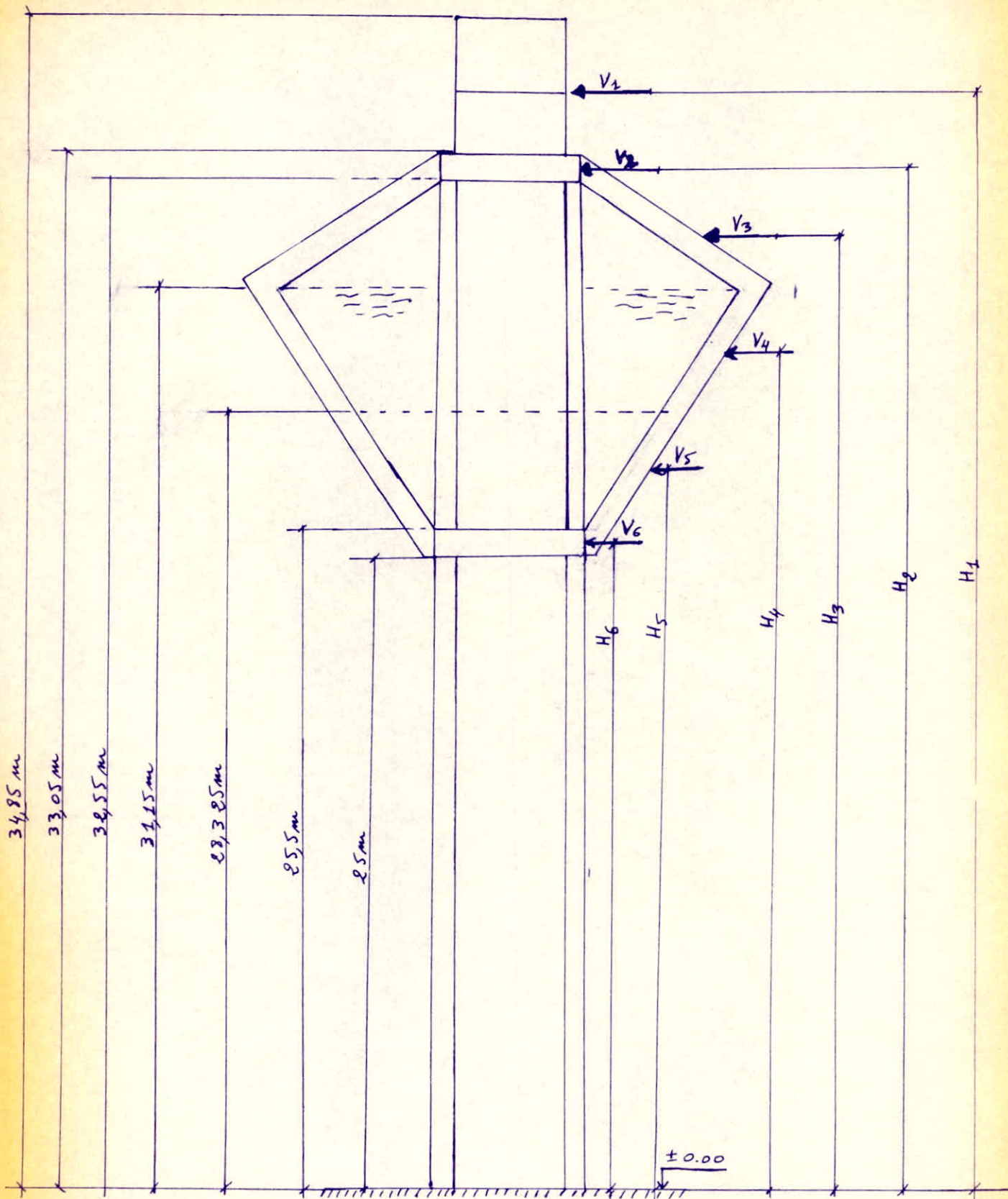
* ξ sera donné dans un tableau car il varie avec la hauteur du point considéré (N.V. 65 page 77).

* $K_f = 1,35$ (N.V. 65 ; région I site exposé ; page 55).

* $S = 0,79$ (N.V. 65 ; $H < 30 \text{ m}$ avec la plus grande dimension de la surface affectée au vent, égale à $19,2 \text{ m}$; page 59).

$$* q_H = q_{10} \cdot 2,5 \cdot \frac{H+18}{H+60} ; \text{ Dans notre cas } q_{10} = 69 \text{ kgf/m}^2.$$

Calcul de q



$H(m)$	34,85	33,05	32,55	31,15	28,325	25,5	25
$H+18(m)$	52,85	51,05	50,55	49,15	46,325	43,5	43
$H+60(m)$	94,85	93,05	92,55	91,15	88,325	85,5	85
$\frac{H+18}{H+60}$	0,557	0,549	0,546	0,539	0,524	0,509	0,506
$q_H (\text{kgf/m}^2)$	96,08	94,7	94,19	92,98	90,39	87,8	87,29
K_f	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
τ	0,322	0,325	0,326	0,329	0,332	0,335	0,336
δ	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
ξ	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
$\tau \xi$	0,2254	0,2275	0,2282	0,2303	0,2324	0,2345	0,2352
β	1,2254	1,2275	1,2282	1,2303	1,2324	1,2345	1,2352
$q_n (\text{kgf/m}^2)$	126,51	123,97	123,98	122	118,8	115,6	115

Divers éléments	q_{re} (kgf/m ²)	q_{ve} (kgf/m ²)	q_r (moy) (kgf/m ²)	Ct q_r moy	traînée (kgf)
partie cylindrique sur la toiture	126,51	123,97	125,24	61,99	535,59
ceinture supérieure	123,97	123,38	123,675	61,22	177,54
tronc de cône de la toiture	123,38	122	122,69	60,73	1115,91
1 ^{er} tronc de cône de la cuve	122	118,8	120,4	59,6	2807,16
2 ^{ème} tronc de cône de la cuve	118,8	115,6	117,2	58,01	1571,49
ceinture inférieure.	115,6	115	115,3	57,07	165,5

Calcul de la traînée totale sur la cuve.

$$H_1 = 33,95 \text{ m} ; V_1 = 535,59 \text{ kgf}$$

$$H_2 = 32,8 \text{ m} ; V_2 = 177,54 \text{ kgf}$$

$$H_3 = 31,22 \text{ m} ; V_3 = 1115,91 \text{ kgf.}$$

$$H_4 = 29,7375 \text{ m} ; V_4 = 2807,16 \text{ kgf.}$$

$$H_5 = 26,9125 \text{ m} ; V_5 = 1571,49 \text{ kgf.}$$

$$H_6 = 25,25 \text{ m} ; V_6 = 165,5 \text{ kgf.}$$

La traînée résultante est $V = 6373,19 \text{ kgf}$, cette force s'applique à une hauteur H à partir du niveau $\pm 0,00 \text{ m}$.

$$H = \frac{\sum_{i=1}^6 V_i \cdot H_i}{V} = 29,62 \text{ m.}$$

Calcul de la traînée sur les poteaux reliés par le voile

* Calcul de S_t (mètre couple).

$$S_t = (4,5 + 0,65 \times e) \times 25 = 145 \text{ m}^2.$$

* Calcul de C_t

$$C_t = \mathcal{N} \cdot C_{t_0} ; \quad \mathcal{N} = f(\lambda)$$

$$\lambda = \frac{H}{d} ; \quad H = \text{hauteur du mètre couple}$$

$$d = \text{largeur " " "}$$

$$\lambda = \frac{25}{(4,5 + 0,65 \times e)} = 4,31.$$

* $\mathcal{N} = 1,075$ (voir N.V. 65; catégorie I; pour $\lambda = 4,31$; page 133).

* $C_{t_0} = 0,75$ (" " " ; " " II; page 131).

$$C_t = \mathcal{N} \cdot C_{t_0} = 1,075 \cdot 0,75 = 0,8063.$$

* Calcul de q_r

* $K_s = 1,35$ (mê que pour la cuve).

* $S = 0,78$ (N.V. 65; $H \leq 30 \text{ m}$; 25 m est la plus grande dimension de la surface offerte au vent; page 59).

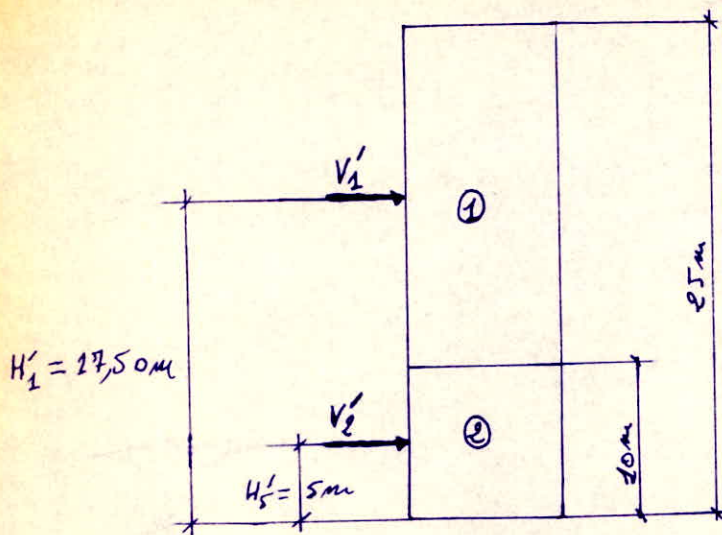
* $\xi = 0,7$ (mê que pour la cuve).

$$\text{Pour } H \leq 10 \text{ m on a } q_{10} = q_H = 69 \text{ kgf/m}^2.$$

* Les valeurs de C seront relevées dans N.V. 65.

$H(m)$	0	10	25
$q_H (kgf/m^2)$	69	69	87,26
K_d	1,35	1,35	1,35
δ	0,78	0,78	0,78
σ	0,36	0,36	0,335
ξ	0,7	0,7	0,7
$\xi\sigma$	0,252	0,252	0,2345
β	1,252	1,252	1,2345
$\gamma_n (kgf/m^2)$	90,97.	90,97	113,43

Valeur de la traînée sur les poteaux reliés par la voile

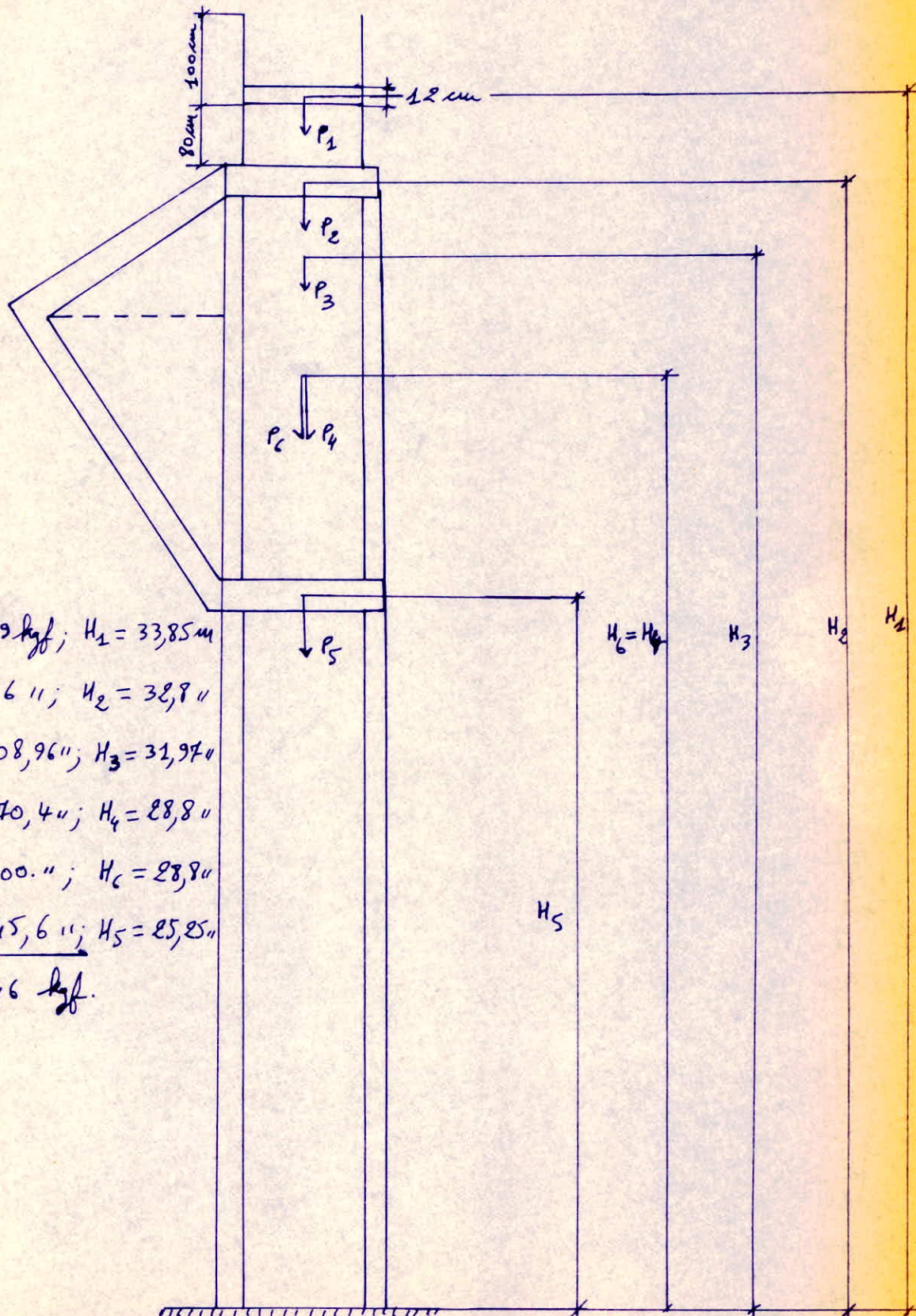


Zones	$q_{z1} (\text{kgf/m}^2)$	$q_{z2} (\text{kgf/m}^2)$	$q_z (\text{moy})$	C_t q_{moy}	$S_t (\text{m}^2)$	$V' (\text{kgf})$	$H' (\text{m})$
①	90,97	113,43	102,2	82,4	87	7168,8	17,5
②	90,97	90,97	90,97	73,35	58	4854,3	5

Les valeurs des traînées trouvées pour la cuve et pour les poteaux reliés par la voile ont été calculées pour le vent normal. Pour passer au vent extrême il suffit de multiplier ces valeurs par 1,75.

① Étude du système

Poids de chaque élément de la cuve avec son point d'application



$$\begin{aligned}
 & P_1 = 10331,9 \text{ kgf}; H_1 = 33,85 \text{ m} \\
 + & P_2 = 11645,6 \text{ kgf}; H_2 = 38,8 \text{ m} \\
 + & P_3 = 144408,96 \text{ kgf}; H_3 = 31,97 \text{ m} \\
 + & P_4 = 330170,4 \text{ kgf}; H_4 = 28,8 \text{ m} \\
 + & P_5 = 450.000 \text{ kgf}; H_5 = 28,8 \text{ m} \\
 + & P_6 = 11645,6 \text{ kgf}; H_6 = 25,25 \text{ m} \\
 \hline
 & P = 958202,46 \text{ kgf.}
 \end{aligned}$$

Positionnement de la résultante (réservoir plein).

$$\sigma_x (P_1 H_1 + P_2 H_2 + P_3 H_3 + P_4 H_4 + P_5 H_5 + P_6 H_6) = P \cdot \sigma_x \cdot H \Rightarrow$$

$$H = 29,35 \text{ m.}$$

Calcul de l'intensité de la force horizontale due au séisme (réservoir plein).

$$S_H = \sigma_x \cdot l \quad \text{avec} \quad \sigma_x = \alpha \cdot \beta \cdot \mathcal{N} \cdot \delta.$$

* $\alpha = 1$ (voir l.S. page 121 pour zone 2) car l'ouvrage est dans la zone 2.

$$* \mathcal{N} = h \cdot \frac{S}{I} \quad \text{avec} \quad S = h \cdot m \quad ; \quad I = m \cdot h^2$$

$$\mathcal{N} = h \cdot \frac{m \cdot h}{m \cdot h^2} = 1$$

$$* \beta = \frac{0,105}{\sqrt{T^3}} \quad (\text{voir l.S. page 87, pour amortissement faible}).$$

Les règles parasismiques disent que l'on considèrera comme "faible" l'amortissement obtenu dans les tableaux d'eau (voir l.S. page 85).

$$T = 0,68 \Rightarrow \beta = 0,14.$$

* $\delta = 1$ (voir l.S. pour un radier et pour un terrain de consistance moyen).

$$* S_H = \sigma_x \cdot l = \alpha \beta \mathcal{N} \delta l = 134148,34 \text{ kgf.}$$

Positionnement de la résultante (réservoir vide).

$$\sigma_x (P_1 \cdot H_1 + P_2 \cdot H_2 + P_3 \cdot H_3 + P_4 \cdot H_4 + P_5 \cdot H_5) = P \cdot \sigma_x \cdot H$$

$$\Rightarrow H = 29,84 \text{ m.}$$

$$S_H = \sigma_x \cdot l = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot l = 1,014 \times 1 \times 1 \times 508202,46 = 71148,34 \text{ kgf.}$$

Calcul des poteaux

Le ferraillage des poteaux sera calculé à 2 niveaux différents.

Soit aux côtes $-1,00 \text{ m}$; $+25 \text{ m}$.

Nous ferons pour cela les \neq combinaisons des cas de charge et nous prendrons le plus défavorable c'est à dire le plus grand ferraillage.

Nous considérons les sollicitations des 2 genes en tenant compte que pour le 2^{ème} gene les contraintes admissibles sont majorées.

Soient :

G: le poids propre au niveau considéré

P: la surcharge " " "

V: le vent normal " " "

W: " " extrême " " "

S: le séisme " " "

Les \neq combinaisons sont : $(G+1,2P)$; $(G+P+V)$; $(G+1,5(P+V))$;

$(G+P+W)$; $(G+P+S)$

Les 2 premières combinaisons sont du 1^{er} genre, pour cela les contraintes admissibles seront alors:

$$\text{Béton: } \bar{\sigma}_b = 68,75 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Acier: } \bar{\sigma}_a = \begin{cases} 2800 & \text{pour } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 2667 & \text{" " } > 20 \text{ mm} \end{cases}$$

Pour les 3 derniers cas nous avons des sollicitations du 2^{em} genre, les contraintes seront alors:

$$\text{Béton: } 68,75 \times 1,5 = 103,13 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Acier: } \bar{\sigma}_a = \sigma_{em} = \begin{cases} 4200 & \text{pour } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 4000 & \text{" " } > \text{" " } \end{cases}$$

Pour un niveau donné il est possible de trouver ou bien une traction ou bien une compression, nous devrons donc prendre la + défavorable.

Ferraillage: Soit N l'effort résultant le + défavorable

$$\text{* Traction } A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

* Compression: nous prendrons le + grand ferraillage trouvé par les 2 calculs suivants

$$1) A' = \frac{N - B \bar{\sigma}_b'}{15 \bar{\sigma}_b'} ; B = 0,235 \text{ m}^2$$

e) Pourcentage minimum

$$A'_m = \frac{1,25}{1000} \times \theta_1 \times \theta_2 \times \theta_3 \times \frac{N'}{\bar{\sigma}_b'}$$

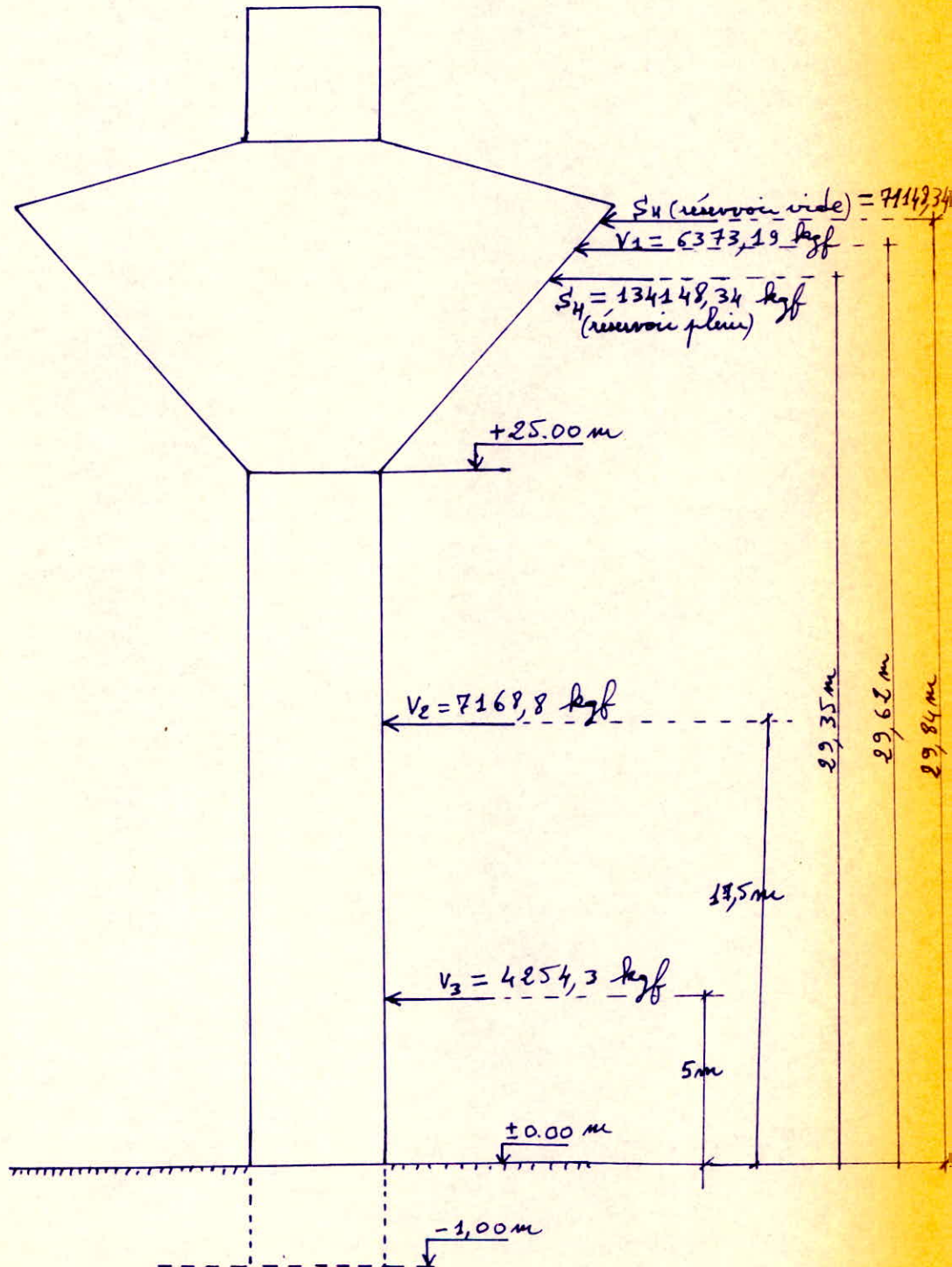
$$\theta_1 = 1$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 4c} = 1 + \frac{2500}{4,30 - 2,25} = 22,74$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{4200} = 1,51$$

Calcul des moments dus au vent et au sisme, à chaque niveau
 je donnerai ici un exemple de calcul pour un seul niveau, les
 autres résultats seront donnés dans un tableau.

Exemple : niveau $-1,00\text{ m}$.



Moment due au vent normal.

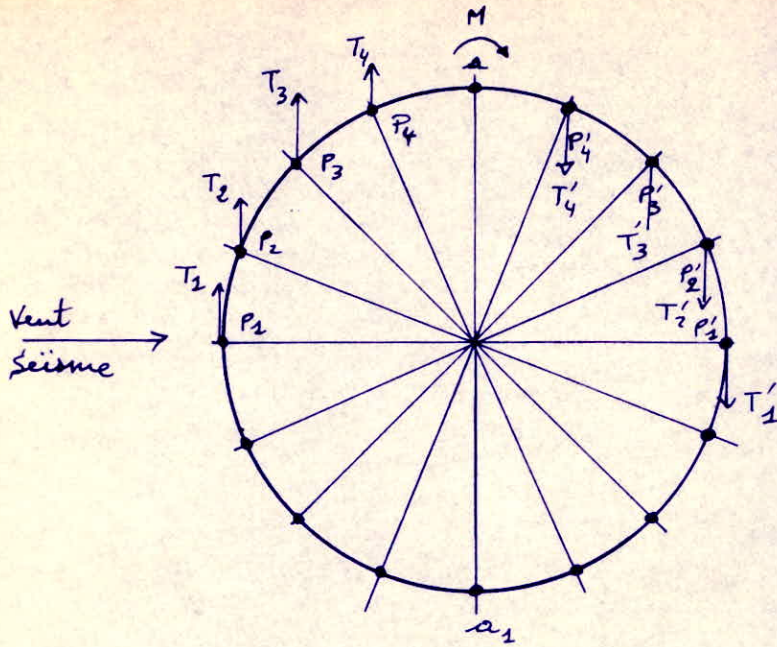
$$M_n = 6373,19 \times 30,62 + 7168,8 \times 18,5 + 4254,3 \times 6$$

$$= 353295,68 \text{ kgfm.}$$

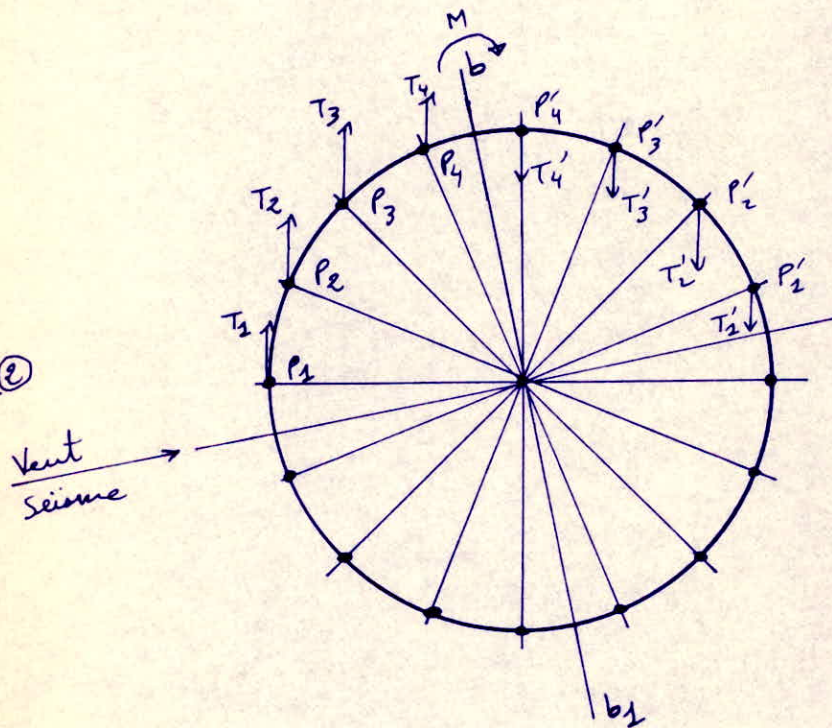
Moment due au vent extrême

$$M_e = 1,75 \cdot M_n = 618267,44 \text{ kgfm.}$$

cas ①



cas ②



force dirigée vers le haut = poteau en traction
 " " " " bas = " " compression.

niveaux moments	-1,00 m	+25,00 m
Vent normal (kgfm)	353295,68	29444,14
Vent extrême (kgfm)	618267,44	51527,24
Séisme (kgfm) (réservoir plein)	4071402,1	583545,28
Séisme (kgfm) (réservoir vide)	2194214,8	344357,97

Les moments peuvent agir dans 2 directions \neq . Ils créent des efforts de traction et de compression dans les poteaux (voir schéma précédent).

Les valeurs de ces tractions et compressions sont données dans des tableaux.

Elles sont calculées comme suit :

Cas ① :

$T_1 = T'_1 = \frac{M}{I} \times d \times w = 0,04855 \cdot M$ (on calcule uniquement pour les poteaux P_1 et P'_1 car ce sont les sollicités).

Cas ② : $T_1 = T'_1 = \frac{M}{I} \cdot d \cdot w = 0,0476 \cdot M$. (De même on étudie que les poteaux P_1 et P'_1).

Des deux cas on voit que le cas ① est le défavorable, donc on fait les calculs pour ce dernier.

Ayant trouvé, toutes les surcharges qui peuvent s'appliquer aux poteaux, soient (G; P; V; W; S), nous faisons les \pm combinaisons possibles, et calculons le feuillage.

Sous le 2^{ème} genre, le cas le + défavorable est toujours le seisme (la combinaison avec le seisme), mais nous n'en tenons pas compte (voir raisons dans le mémoire justificatif).

niveau - 1 mcas ①

Réservoir plein

+ est une compression

Cas de charges	T_1 (kgf)	T'_1 (kgf)	A (cm ²)
G	53322,38	53322,38	—
P	28125	28125	—
V	-17152,5	17152,5	—
W	-30016,88	+30016,88	—
S	-197666,57	197666,57	—
G+1,2P	87072,38	87072,38	—
G+P+V	64294,88	98599,88	61,56 = 20T20
G+1,5(P+V)	69781,13	121238,63	50,46
G+P+W	51430,5	111464,26	—
G+P+S	-116219,19	279113,95	116,16

niveau -1,00m

cas ①

Réservoir vide

⊕ est une compression

Cas de charges	T_1 (kgf)	T_2 (kgf)	H (cm)
G	53322,38	53322,38	—
P	0	0	—
V	-17152,5	17152,5	—
W	-30016,88	30016,88	—
S	-106529,13	106529,13	—
G + 1,2P	53322,38	53322,38	—
G + P + V	36169,88	70474,88	44
G + 1,5(P + V)	27593,63	79051,13	—
G + P + W	23305,5	83342,26	34,69
G + P + S	-53206,75	159851,51	66,53

niveau + 25,00 m

Préservoir plein

Cas ①

⊕ est une compression

Gas de charges	T_1 (kgf)	T_2 (kgf)	A (cm ²)
G	31762,65	31762,65	—
P	28125	28125	—
V	-1429,51	1429,51	—
W	-2501,65	2501,65	—
S	-28331,12	28331,12	—
G + 1,2P	65512,65	65512,65	40,9 cm ² = 13T20
G + P + V	58458,14	61317,16	—
G + 1,5(P + V)	71805,89	76094,42	31,67
G + P + W	57386	62389,3	—
G + P + S	31556,53	88218,77	36,72

niveau + 25,00 mcas ①

Réservoir vide

⊕ est une compression

Cas de charges	T_1 (kgf)	T_1' (kgf)	F (cm ²)
G	31762,65	31762,65	—
P	0	0	—
V	-1429,51	1429,51	—
W	-2501,65	2501,65	—
S	-16718,58	16718,58	—
G+1,2P	31762,65	31762,65	—
G+P+V	30333,14	33192,16	20,72.
G+1,5(P+V)	29618,39	33906,92	—
G+P+W	29261	34264,3	11,41.
G+P+S	15044,07	48481,23	20,18

Étant donné que pour les ± niveaux la section d'armature varie peu, on adoptera le même ferrailage sur toute la longueur des poteaux soit 20T20.

Ferraillage de voile qui relie les poteaux

On met forfaitairement des T8 espacés de 15 cm transversalement et longitudinalement.

Formules transversales des poteaux.

Soit ϕ_t le diamètre des aciers transversaux

t : espacement " " "

ϕ_{lmax} : le diamètre " " longitudinaux

Ons aurons alors :

$$\phi_t \geq 0,3 \phi_{lmax} ; \text{ soit } \phi_t = 8 \text{ cm.}$$

$$t \leq 15 \phi_{lmin} ; \text{ soit } t = 12 \text{ cm.}$$

⑫ Calcul des fondations

* Charges

Le poids du réservoir vide au niveau $\pm 0,00$ m est:

$$P_1 = 508202,46 \text{ kgf.}$$

Le poids des poteaux au niveau $\pm 0,00$ m est:

$$P_2 = 0,235 \times 25 \times 2500 \times 16 = 235000 \text{ kgf.}$$

Le poids de la tour au niveau $\pm 0,00$ m est:

$$P_3 = 0,1 \times 25 \times \pi \times (4,5 + 0,55 + 0,55) \times 2500 = 109955,74 \text{ kgf.}$$

Le poids du béton compris entre $\pm 0,00$ m et $-2,80$ m

$$P_4 = 0,235 \times 1 \times 16 \times 2500 = 9400 \text{ kgf.}$$

$$P_5 = 1 \times \pi \times (\overline{2,9^2} - \overline{2,25^2}) \times 2500 = 26291,2 \text{ kgf.}$$

$$P_6 = 0,95 \times \pi \times \overline{5,075^2} \times 2500 = 242842,55 \text{ kgf.}$$

Poids total du béton au niveau $-3,15$ m

$$P_t = \sum_{i=1}^6 P_i = 1020360,4 \text{ kgf.}$$

Poids des terres sur la fondation

$$P'_1 = 2 \times \pi \times \overline{2,25^2} \times 1600 = 50893,8 \text{ kgf.}$$

$$P'_2 = 2 \times \pi \times (\overline{5,075^2} - \overline{2,9^2}) \times 1600 = 174377,24 \text{ kgf.}$$

Poids total du réservoir au niveau $-3,15$ m

$$G = 1020360,4 + 50893,8 + 174377,24 = 1245631,4 \text{ kgf.}$$

Surcharges (eau, échelle, ascenseur...)

$$P = 450500 \text{ kgf.}$$

Vérification de la stabilité

Nous considérons le cas du réservoir vide, car c'est le plus défavorable du point de vue stabilité !

Et pour les mêmes raisons que pour les piliers nous ne tiendrons pas compte du séisme.

Moment de stabilité

$$M_{st} = 1245631,4 \times 5,075 = 6.321579,4 \text{ kgfm.}$$

Moment du vent extrême à la base de la fondation

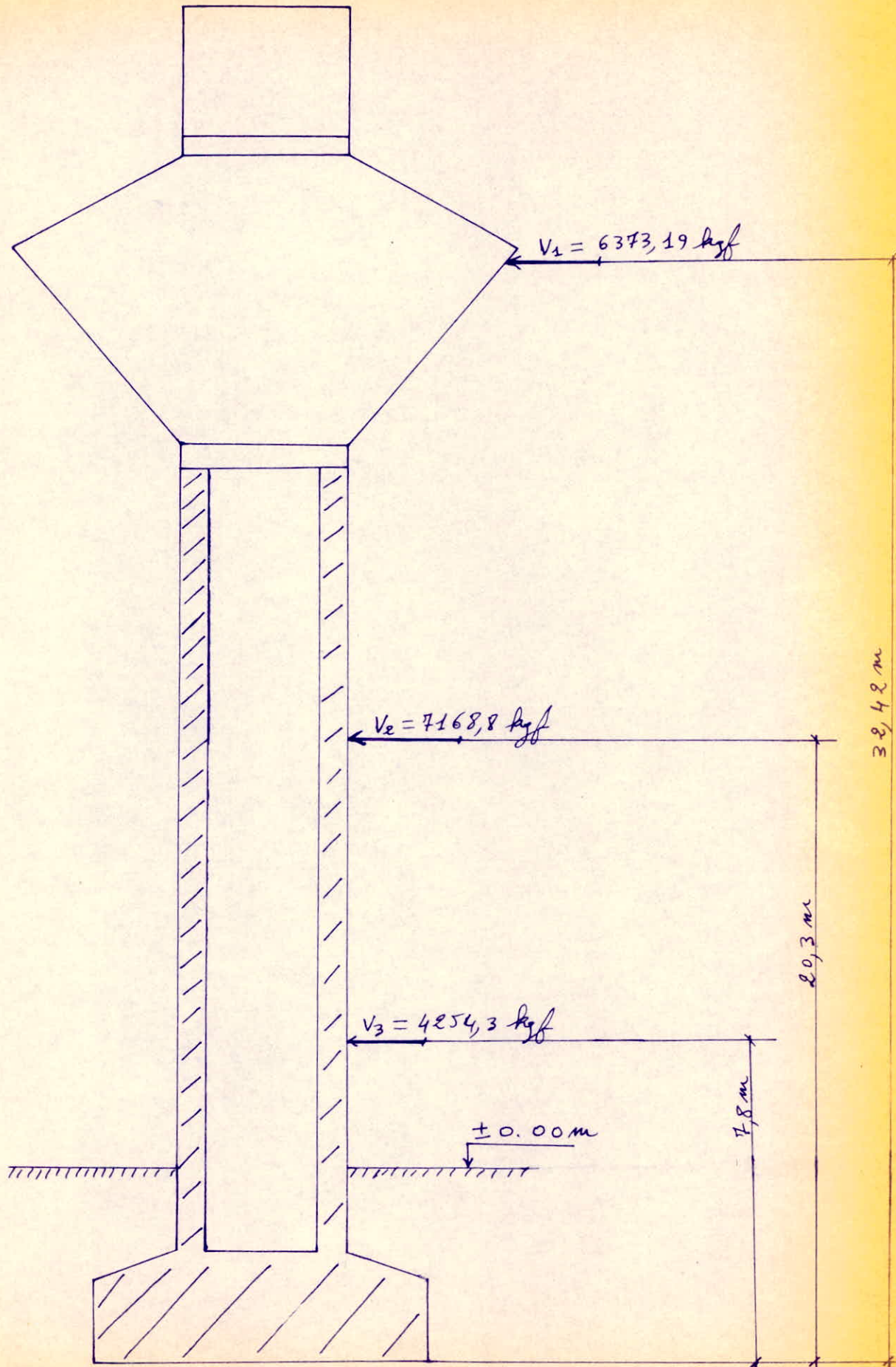
$$\begin{aligned} M_{ve} &= 1,75 \times (6373,19 \times 32,42 + 7168,8 \times 20,3 + 4254,3 \times 7,8) \\ &= 1,75 \times 385329 \text{ kgfm} = 674325,75 \text{ kgfm.} \end{aligned}$$

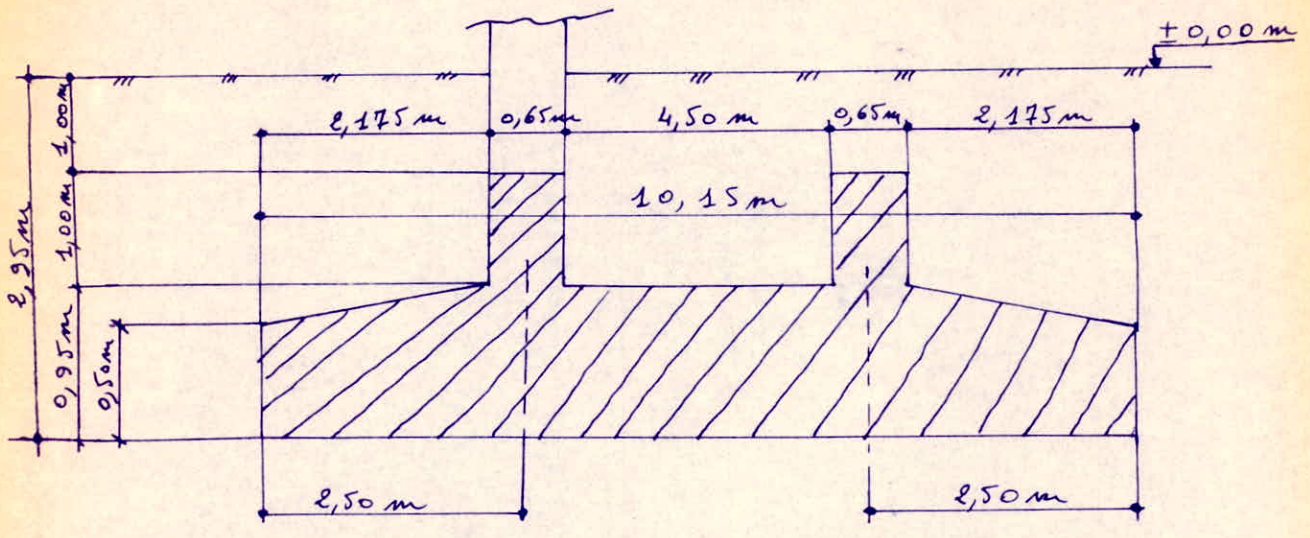
$\frac{5}{3} M_{ve} = 1.123876,2 < M_{st} \Rightarrow$ la stabilité du réservoir est donc assurée.

Calcul de l'excentrement de la résultante

$$e = \frac{M}{N} = \frac{674325,75}{1245631,4} = 0,541 \text{ m} < \frac{D}{8} = \frac{10,15}{8} = 1,27 \text{ m} \Rightarrow$$

Nous sommes dans le noyau central.





Calcul de la contrainte du sol.

• Surface du radier

$$A = \frac{\pi \cdot (10,15)^2}{4} \approx 80,91 \text{ m}^2$$

• Module de résistance

$$W = \frac{\pi \cdot D^3}{32} = \frac{\pi \cdot (10,15)^3}{32} = 102,66 \text{ m}^3$$

Cas de charges	N (kgf)	M (kgf/m)	$\frac{N}{A}$ (kgf/cm ²)	$\frac{M}{W}$ (kgf/cm ²)	σ_{max} (kgf/cm ²)	σ_{min} (kgf/cm ²)
G+1,2P	1945257,7	0	2,404	0	2,404	2,404
G+P+V	1696131,4	385329	2,096	0,375	2,471	1,721
G+1,5(P+V)	2318947,1	577993,5	2,866	0,563	3,429	2,303
G+P+W	1696131,4	674325,75	2,096	0,6569	2,7529	1,4391

La contrainte qui doit être comparée avec la contrainte admissible du sol est:

$$\sigma = \frac{3}{4} \sigma_{Max} + \frac{1}{4} \sigma_{min}$$

Sollicitations du 1^{er} genre.

$$* \sigma = 2,404 \text{ kgf/cm}^2 \text{ pour } G+1,2P \Rightarrow 2,404 < \bar{\sigma}_{sol} = 3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$* \sigma = \frac{3}{4} \cdot 2,471 + \frac{1}{4} \cdot 1,721 = 2,2835 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 3 \text{ kgf/cm}^2$$

pour G+P+V.

Sollicitations du 2^{ème} genre.

Dans ce cas la contrainte admissible du sol est majorée par le coefficient 2,25.

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,25 \times 3 = 6,75 \text{ kgf/cm}^2.$$

$$* \sigma = \frac{3}{4} \times 3,429 + \frac{1}{4} \times 2,303 = 3,1475 < 6,75 \text{ kgf/cm}^2 \text{ pour}$$

$$G + 1,5(P+V).$$

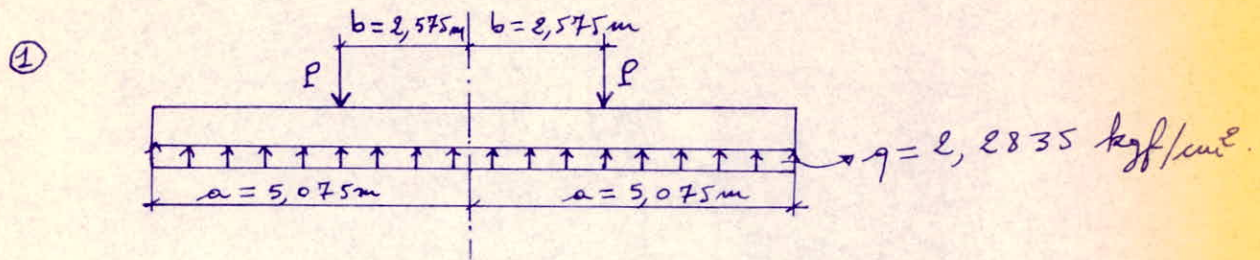
$$* \sigma = \frac{3}{4} \times 2,7529 + \frac{1}{4} \times 1,4391 = 2,4245 < 6,75 \text{ kgf/cm}^2 \text{ pour}$$

$$G + P + W$$

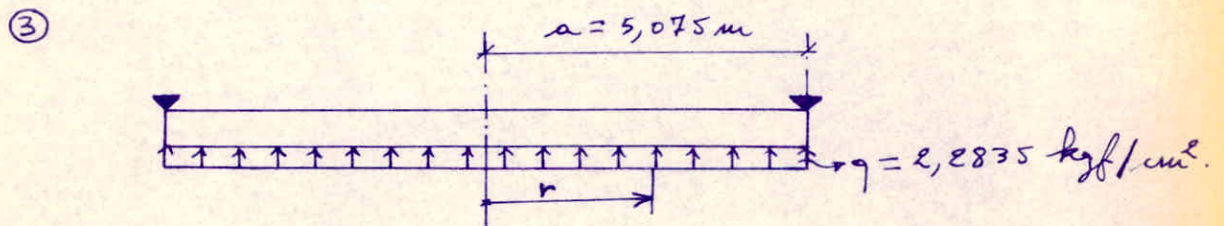
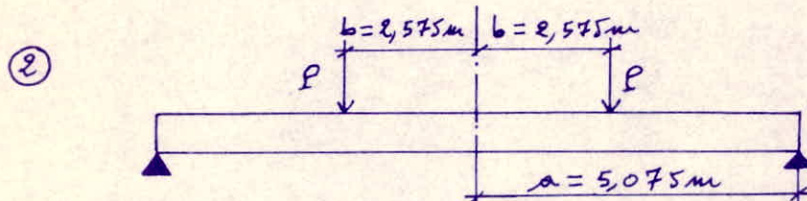
⇒ la contrainte admissible du sol n'est jamais dépassée.

Calcul des plaques de fondations.

* Calcul au vent normal ($G + P + V$)



Le cas ① sera décomposé en la somme de 2 autres ② + ③



P : charge / ml

$$P = \frac{q a^2}{2b}$$

Etude du cas ②

Les expressions des moments sont :

$$M_r = M_\theta = \frac{P \cdot b}{4} [(1-\nu)(1-\rho^2) - \nu(1+\nu) \cdot \ln \rho] \text{ pour } r \leq b.$$

$$M_\theta = \frac{P \cdot b}{4} \cdot \left[(1-\nu) \left(2 - \frac{b^2}{a^2} - \frac{b^2}{r^2} \right) - \nu(1+\nu) \cdot \ln \frac{r}{a} \right] \text{ pour } r > b.$$

$$\nu = 0,15 ; \quad \rho = \frac{b}{a} = \frac{2,575}{5,075} = 0,507$$

$$\ln \rho = -0,6785, \quad \frac{P \cdot b}{4} = \frac{9 \cdot a^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_r = M_\theta = 161151,83 \text{ kgfm/ml pour } r \leq b.$$

$$\text{pour } r = a : M_\theta = 17797,52 \text{ kgfm/ml.}$$

Etude du cas ③

$$r = a \cdot \beta$$

$$M_r = \frac{9 \cdot a^2}{16} [(3+\nu)(1-\beta^2)]$$

$$M_\theta = \frac{9 \cdot a^2}{16} [(3+\nu) - \beta^2(1+3\nu)].$$

$$* \beta = 0 ; r = 0 \text{ (au centre).}$$

$$M_r = M_\theta = 115788,03 \text{ kgfm/ml.}$$

$$* \beta = 0,5074 ; r = 2,575 \text{ m}$$

$$M_r = 85977,85 \text{ kgfm/ml.}$$

$$M_\theta = 35901,3 \quad " \quad "$$

$$* \beta = 1 ; r = 5,075 \text{ m}$$

$$M_r = 0$$

$$M_\theta = 62488,78 \text{ kgfm/ml.}$$

Étude du cas ①

① = ② + ③

Moment radial M_r

* Au centre : $M_r = 161151,83 - 115788,03 = 45363,8 \text{ kgfm/ml}$

* Sous appuis : $M_r = 161151,83 - 85977,85 = 75173,88 \text{ kgfm/ml}$

Moment tangentiel M_θ

* Au centre : $M_\theta = 161151,83 - 115788,03 = 45363,8 \text{ kgfm/ml}$

* Sous appuis : $M_\theta = 161151,83 - 35901,3 = 125250,53 \text{ " "}$

* À l'extrémité : $M_\theta = 92802,87 - 62488,78 = 30314,09 \text{ " "}$

Calcul des armatures :Armatures radiales

$$\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Fe E 24 : barres lisses).}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 91 \text{ cm} = 95 \text{ cm} - 4 \text{ cm} = 91 \text{ cm.}$$

* Au centre

$$M_r = 4536380 \text{ kgfcm/ml.}$$

$$k_h = 0,427 \Rightarrow A = 33,67 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7 \phi 25 \text{ par mètre}$$

espacés de $e = 15 \text{ cm}$

$$M_{\text{résistant}} = 4554550 > M_r$$

* Sur appuis

$$M_r = 7517398 \text{ kgfcm/ml ; } k_h = 0,33 \Rightarrow A = 58,24 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 12 \phi 25 \text{ par mètre espacés de } e = 8 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{résistant}} = 7532949,7 > M_r.$$

Armatures circulaires

* For centre : $M_0 = 4536380 \text{ kgfcm/ml}$

$k_h = 0,427 \Rightarrow 33,67 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7 \phi 25$ par mètre
espacés de $e = 15 \text{ cm}$.

$$M_{\text{résistant}} = 4554550 > M_0.$$

* Sur appuis : $M_0 = 5908594 \text{ kgfcm/ml}$.

$k_h = 0,374 \Rightarrow A = 46 \text{ cm}^2 \Rightarrow 10 \phi 25$
espacés de $e = 10 \text{ cm}$ (~~en 2 nappes~~)

$$M_{\text{résistant}} = 5920315 > M_0.$$

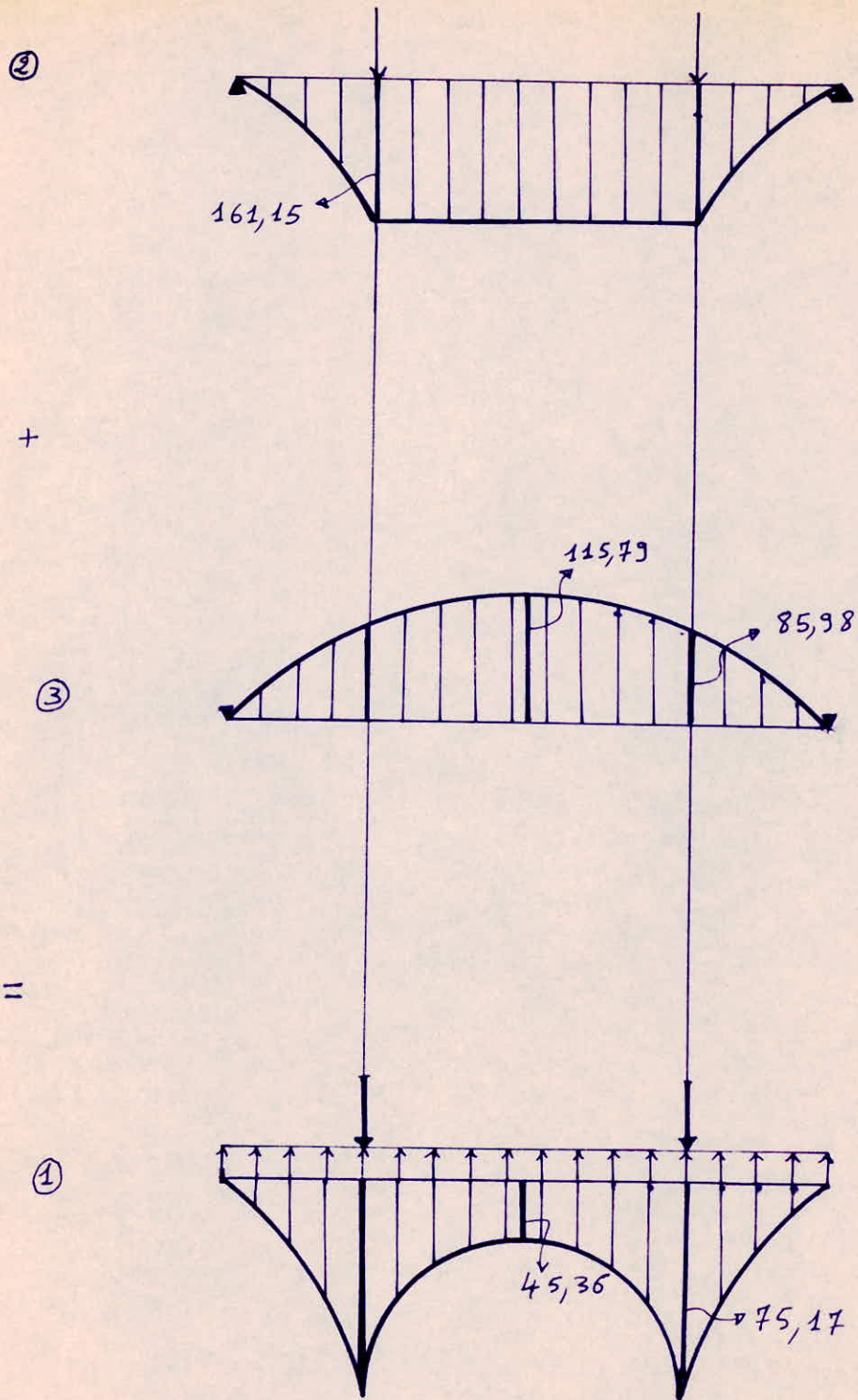
* For extrémités :

$$M_0 = 3031409 \text{ kgfcm/ml}.$$

$k_h = 0,522 \Rightarrow A = 23,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \phi 25$
espacés de $e = 20 \text{ cm}$

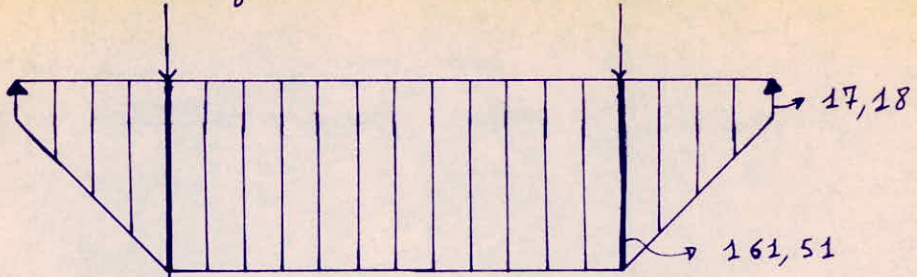
$$M_{\text{résistant}} = 3119949,6 > M_0.$$

Diagrammes des moments radiaux en ton/m.



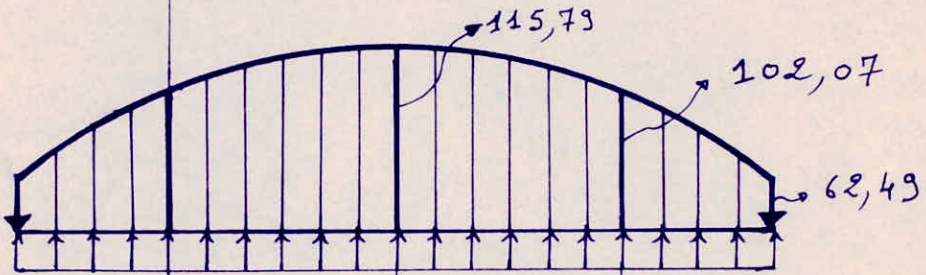
Diagrammes de M_a en tm/ml

②



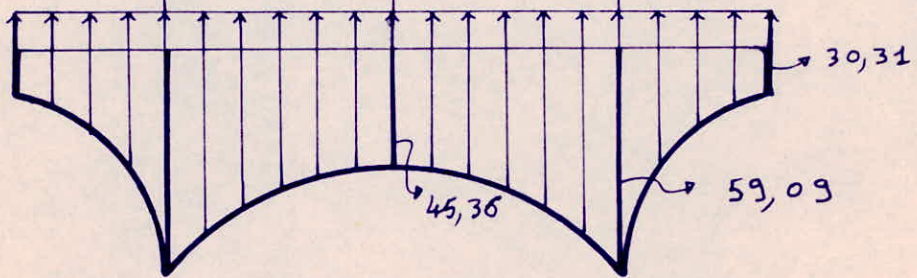
+

③



=

①



Calcul de la ceinture sous poteaux.

Le calcul de cette ceinture se fera avec une charge de
 $q = 2,2835 \text{ kgf/cm}^2$.

La charge totale qui s'appliquera sur cette ceinture sera :

$$P_1 = 2,2835 \times \pi \times 507,5^2 = 1847663,9 \text{ kgf.}$$

La charge par ml sera :

$$P = \frac{1847663,9}{2 \times \pi \times 2,575} = 114199,94 \text{ kgf/ml.}$$

Calcul des moments

* Moments de flexion sur appuis

$$M = 114199,94 \times 2,575^2 \times \left(\frac{\alpha/2}{\text{tg } \alpha/2} - 1 \right) = -9756,16 \text{ kgfm}$$

$$\text{avec } \alpha = 22,5^\circ = \frac{\pi}{8} \text{ rd.}$$

* Moments de flexion au milieu de la travée

$$M = 114199,94 \times 2,575^2 \left(\frac{\alpha/2}{\sin \alpha/2} - 1 \right) = 4887,49 \text{ kgfm}$$

$$(\alpha = \frac{\pi}{8} \text{ rd}).$$

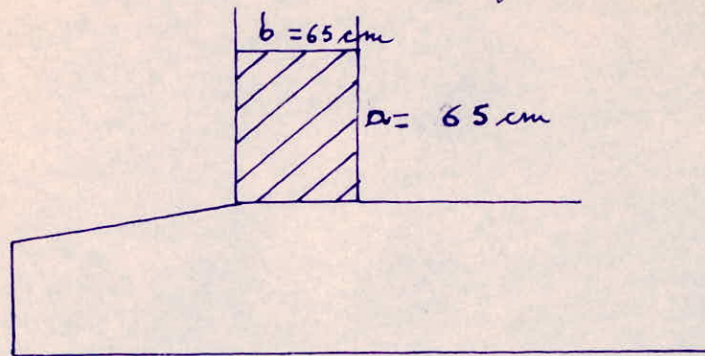
* Moment de torsion maximum

$$M = 114199,94 \times 2,575^2 \cdot \left(\frac{\alpha/2}{\sin \alpha/2} \sin \beta_1 - \beta_1 \right) = 369,13 \text{ kgfm}$$

$$(\alpha = \frac{\pi}{8} \text{ rd}; \beta_1 = \arccos \frac{\sin \alpha/2}{\alpha/2} = 0,1133 \text{ rd}).$$

Calcul des armatures de torsion

La section a une section rectangulaire $A_c = (65)^2 \text{ cm}^2$



$$\sigma_{bmax} = \frac{K \cdot M t_{max}}{a^2 \cdot b} ; \frac{b}{a} = \frac{65}{65} \approx 1 \Rightarrow K = 4,81 \text{ (voir$$

Echarou page 355).

$$\sigma_{bmax} = \frac{4,81 \times 36913}{(65)^2 \times 65} = 0,65 \text{ kgf/cm}^2.$$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{a+b}{3b} \times \frac{\sigma_{bmax}}{\bar{\sigma}_a} = 0,00027 \Rightarrow A = 65 \times 65 \times \tilde{\omega}_f \approx 4 \phi 6.$$

$$(\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kgf/cm}^2)$$

$$\tilde{\omega}_t = \tilde{\omega}_f = 1,14 \text{ cm}^3$$

Calcul des armatures transversales

$$\text{Volume par centimètre} = 0,00027 \times 65 \times 65 \times 1 = 1,14 \text{ cm}^3$$

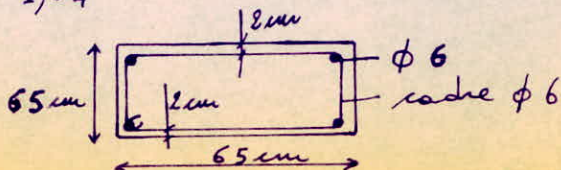
Avec un cadre en $\phi 6$ (Section d'un $\phi 6 = 0,283 \text{ cm}^2$)

Le volume d'un cadre a pour valeur

$$0,283 (61 + 61) \times 2 = 69,052 \text{ cm}^3.$$

Espacement des cadres

$$\frac{69,052}{1,14} = 61 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \text{ on prend } t = 61 \text{ cm}.$$



* Formatures de flexion en travée

$$M = 488749 \text{ kgfcm/ml.}$$

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

$$k_f = 0,57 \Rightarrow A = \bar{\omega} \% \cdot b \cdot h = 10,6 \text{ cm}^2 = 6 \phi 16$$

$$M_r = K_M b h^2 = 1641708,3 > M. \quad (\text{deux centimètres d'encadrement})$$

* Formatures de flexion sur appuis.

$$M = 975613 \text{ kgfcm/ml}$$

$$k_f = 0,50 \Rightarrow A = 11 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \phi 16.$$

$$M_r = K_M b h^2 = 976000 \text{ kgfcm/ml.} \quad (\text{deux centimètres d'encadrement})$$

* Formatures transversales

$$\text{effort tranchant} = 57739,5 \text{ kgf.}$$

espacement des cadres.

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} ; \quad \bar{\sigma}_{at} = f_a \cdot \sigma_{cm} ; \quad f_a = \max\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{\tau_d}{9\bar{\sigma}_b}\right)$$

$$\tau_d = \frac{57739,5}{65 \times \frac{7}{8} \cdot 61} = 16,64 \text{ kgf/cm}^2 \Rightarrow f_a = \frac{2}{3}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 4900 = 3267 \quad (\sigma_{cm} = 4900; \bar{\sigma}_a = 3333 \text{ kgf/cm}^2)$$

$$A_t (\phi 16) = 2 \cdot 2,02 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où } t = \frac{4,02 \times \frac{7}{8} \times 3267 \times 61}{57739,5} = 18 \text{ cm.}$$

D'autre part on doit avoir

$$\bar{t} = 61 \left(1 - 0,3 \frac{16,64}{5,96}\right) = 10 \text{ cm}$$

on prendra $t = 10 \text{ cm.}$

Table des matières

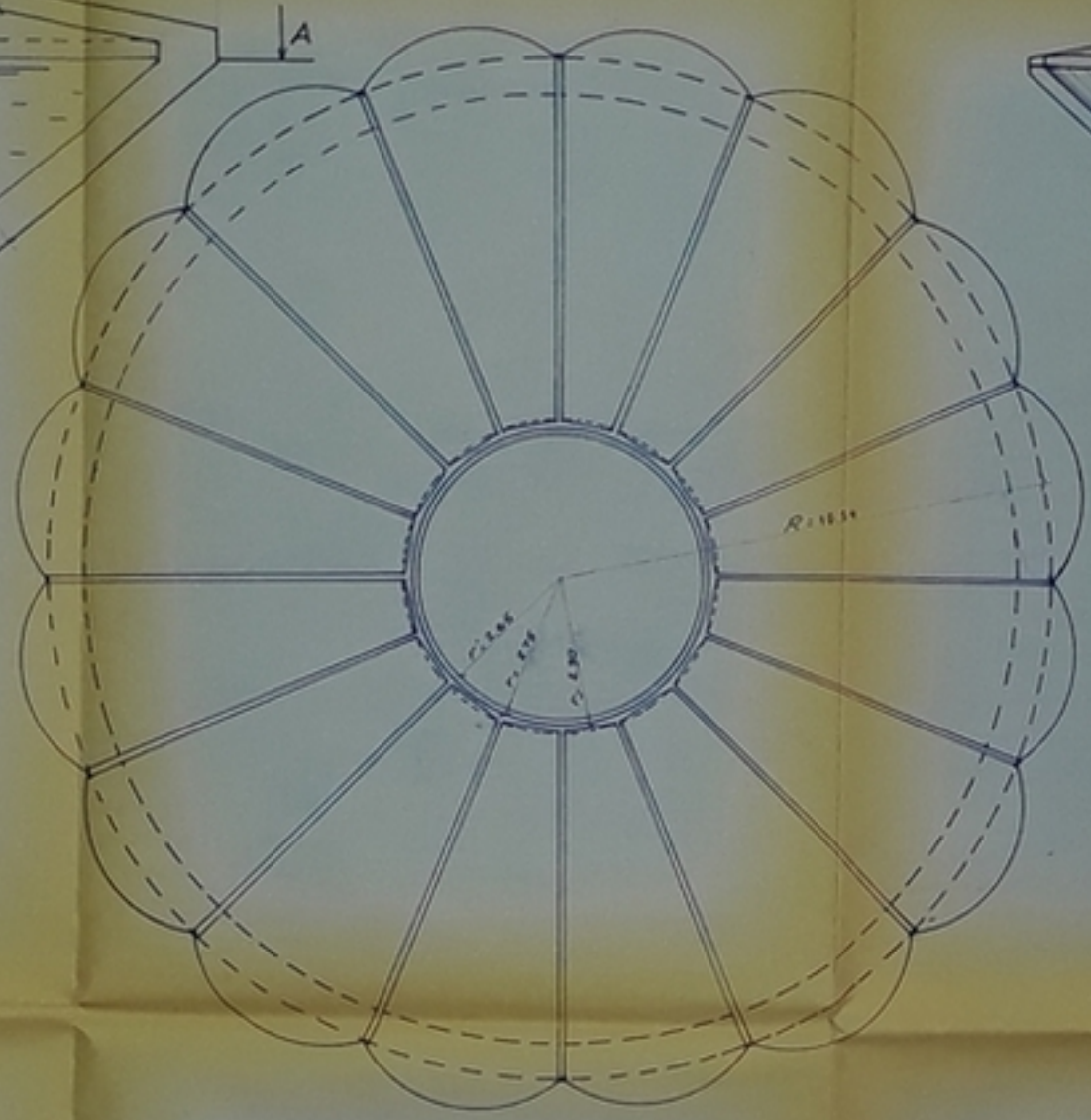
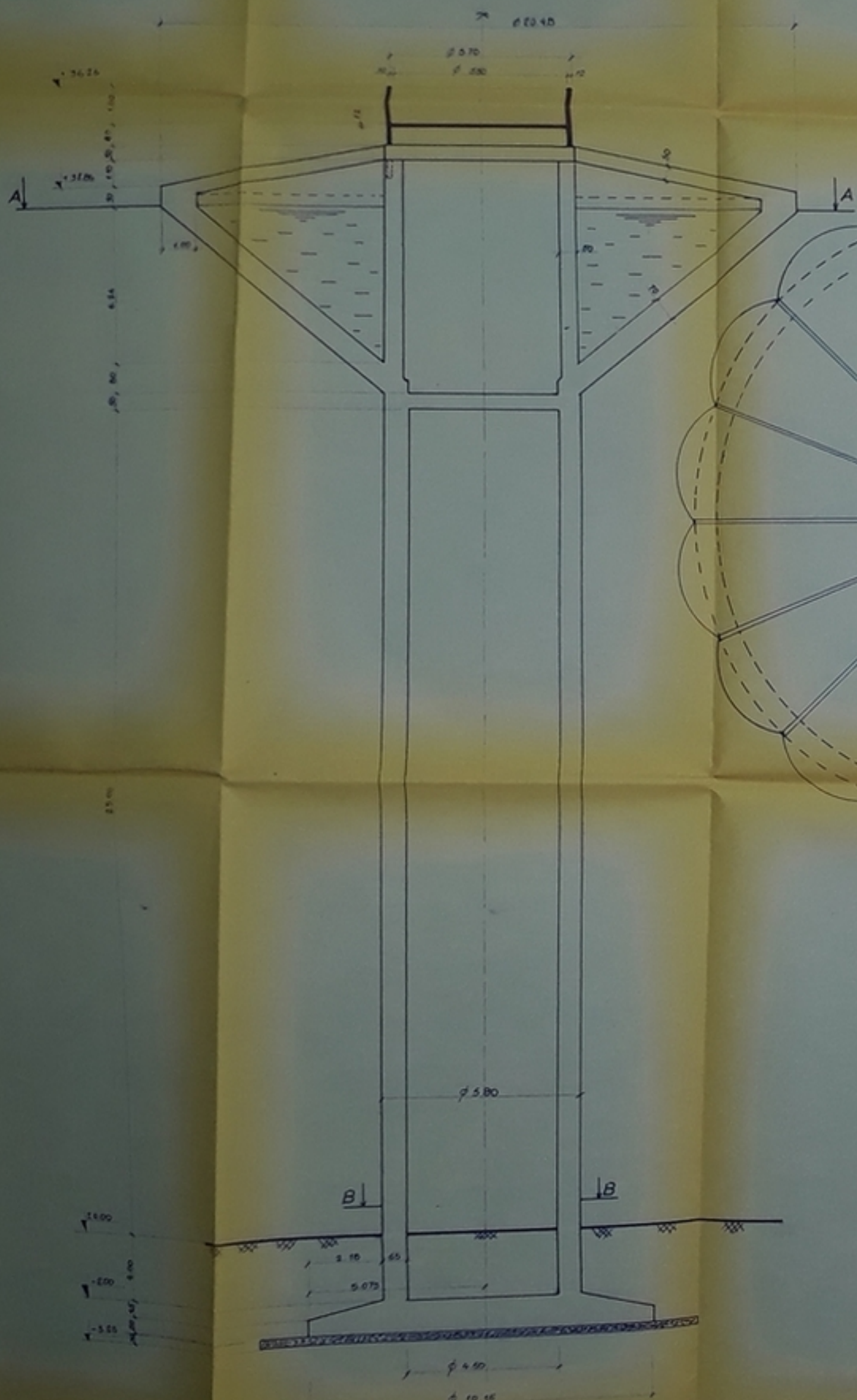
	<u>Pages.</u>
<u>Introduction</u>	1
Mémoire justificatif	3
<u>Détermination des éléments géométriques</u>	
Cuve	11
Ceinture supérieure	
" inférieure	14
Partie cylindrique sur la toiture	14
Dalle de la terrasse	14
Toiture	15
Portique supportant les éléments coniques de la cuve et de la toiture	15
Pavoi cylindrique à l'intérieur du réservoir	15
Poteaux	16
<u>Caractéristiques des matériaux</u>	
Béton	17
Acier	18
<u>Calcul des éléments</u>	
Éléments de la toiture	21
" " " cuve	31
Portique supportant la toiture et la cuve	48
Ceinture supérieure	67
" inférieure	68
Pavoi cylindrique à l'intérieur du réservoir	70
Dalle de la terrasse	71

<u>Étude au vent</u>	73
<u>Étude au sîime</u>	83
<u>Calcul des poteaux</u>	85
<u>Calcul des fondations</u>	97

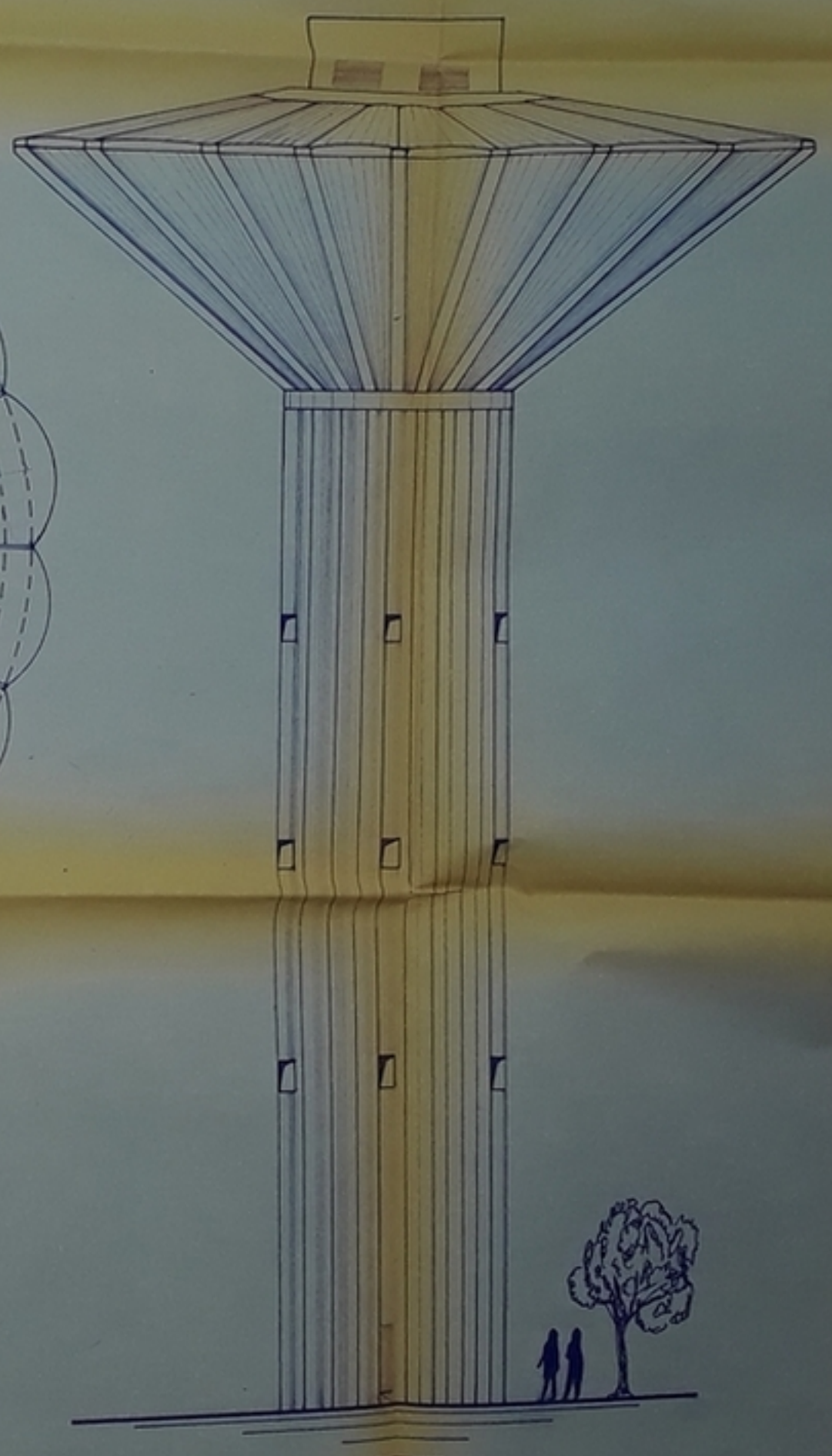
Bibliographie

1. P. Koch : « L'alimentation en eau des agglomérations »
Dunod 1960.
2. H. GUERRIN : « Exité de B. A. » tome VI ; II
3. H. L'Hermitte : « Résistance des matériaux »
Dunod 1954
4. J. Courbou : « Résistance des matériaux 1 »
Dunod 1964
5. Pierre - Charou : « Calcul et vérification des ouvrages en B. A. »
Eyrolles 1972.
6. Fide mémoire de béton armé et de résistance des matériaux
Dunod 1974.
7. C. C. B. A. 68
8. Règles parasismiques
9. Règlement neige et vent 65.

COUPE LONGITUDINALE



VUE DE DESSUS



UNIVERSITE D'ALGER
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT GENIE-CIVIL
 THESE DE FIN D'ETUDES
 CHATEAU D'EAU
 EN ELEMENTS PREFABRIQUES

PROFESSEUR M. BOUKRICH
 ETUDIANT S. BOUKRICH

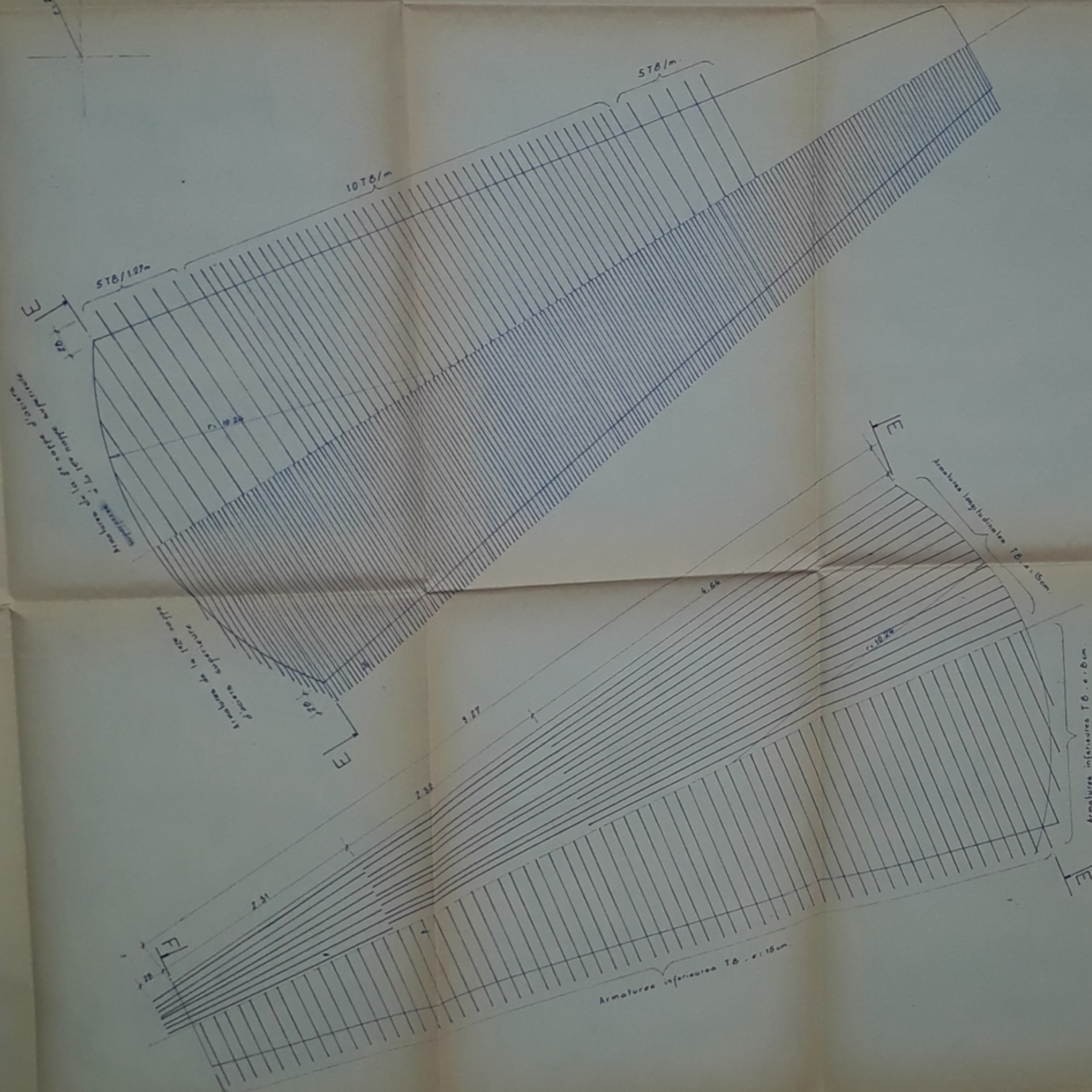
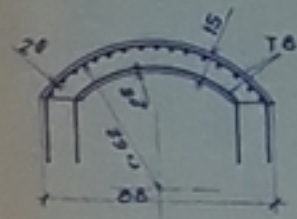
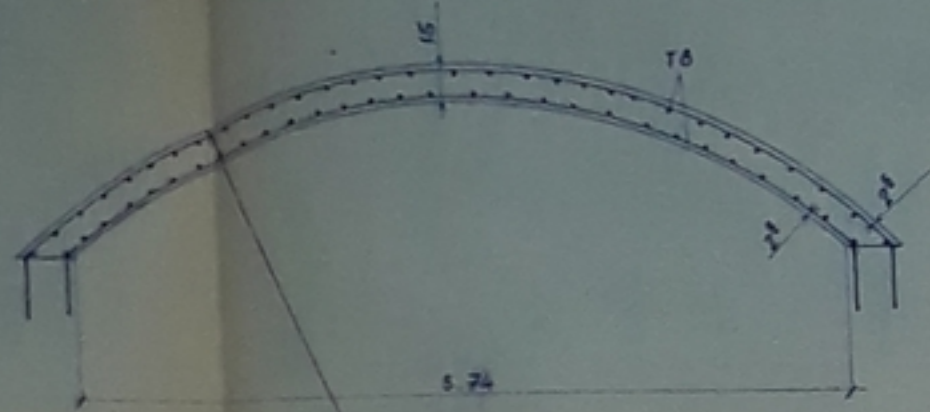
PERPECTIVE
 COUPE LONGITUDINALE
 VUE DE DESSUS

DATE
 PROMOTION 7001 1973
 PLAN N° 1
 TITRE CHATEAU D'EAU
 PROFESSEUR M. BOUKRICH

0210578
 -1-

COUPE E-E

COUPE F-F



NOTA

ACIER T8 Fen = 4200 kgf/cm² (FeE 40A)
 BÉTON DOSE à 350 kg/m³ (PA 325)
 F_{td} = 275 kgf/cm²

PB 00578

-2-

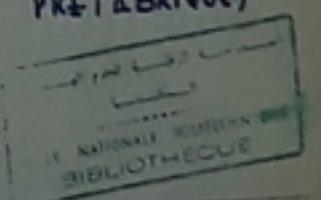
UNIVERSITÉ D'ALGER
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE-CIVIL

THÈSE DE FIN D'ÉTUDES

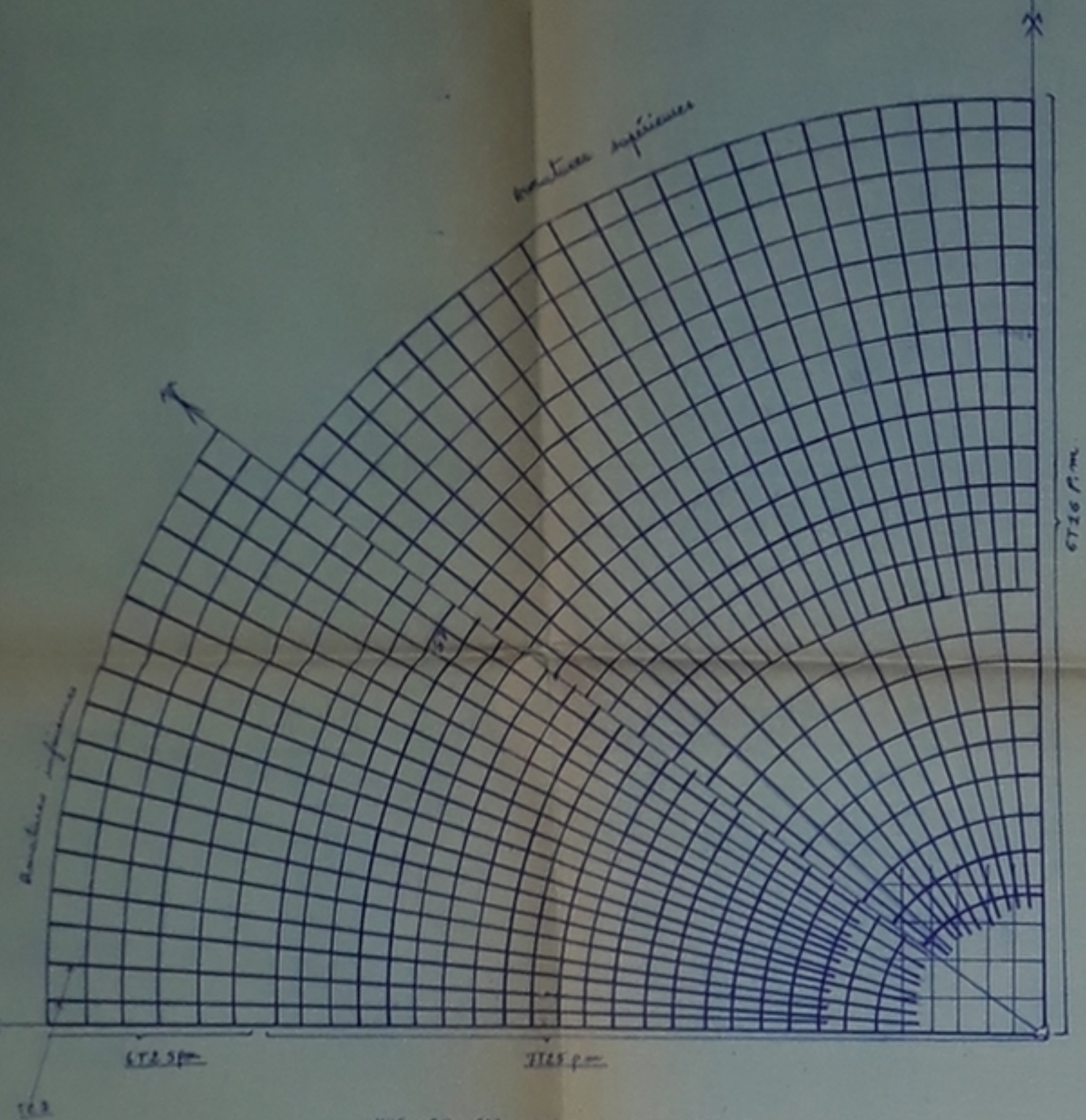
NIVEAU D'EAU

EN ÉLÉMENTS PRÉFABRIQUÉS



COFFRAGE ET FERR.
 DE L'ÉLÉMENT PRÉFA.
 DE LA CUVE

ÉCHELLE: 1/20
 PROMOTION: Juin 1978
 PLAN N°: 5
 ÉTUDE PAR: BOUKEROUJ MO
 MAÎTRISE: M. MOHAMED



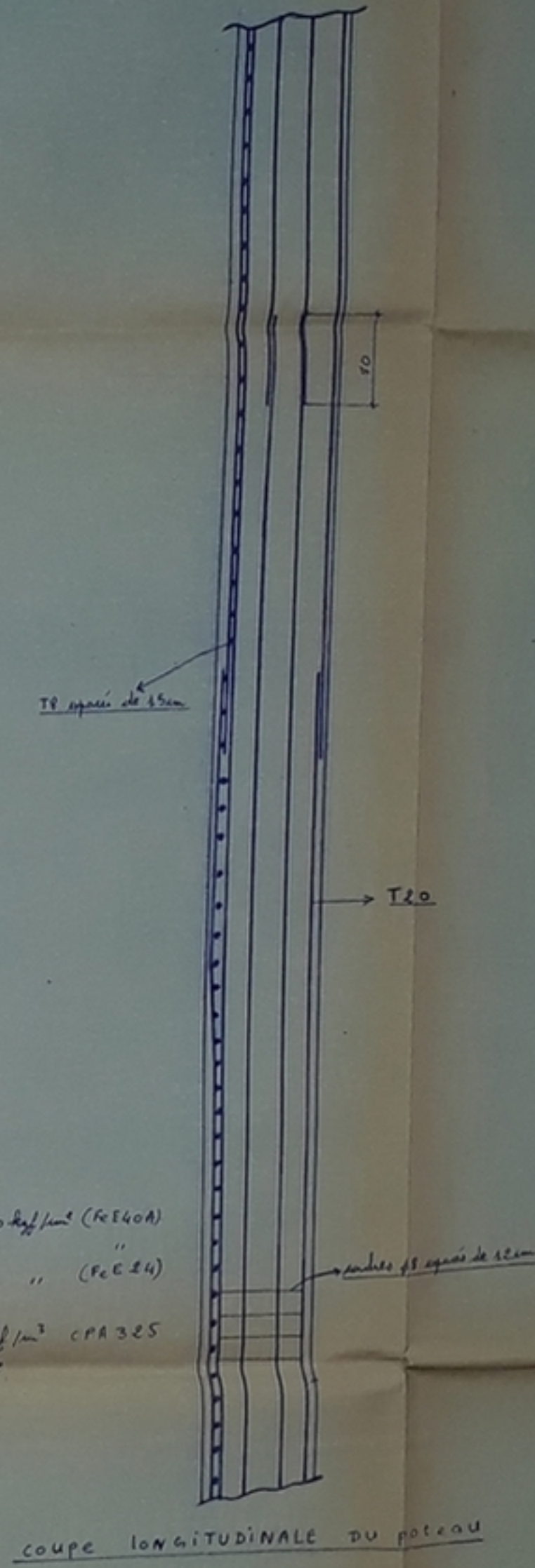
VUE EN PLAN DE LA FONDATION

NOTA 1 FONDATION

Béton: $\sigma_{cm} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$ (FeE24)
 σ_{tc} " " " "
 T20: $\sigma_{cm} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ (FeE40A)
 T5 " " " "
 Induit T25: $\sigma_{cm} = 4200$ " (FeE40A)
 Béton: $\sigma_{cm} = 350 \text{ kgf/cm}^2$ CPA 325
 $\sigma_c = 275 \text{ kgf/cm}^2$

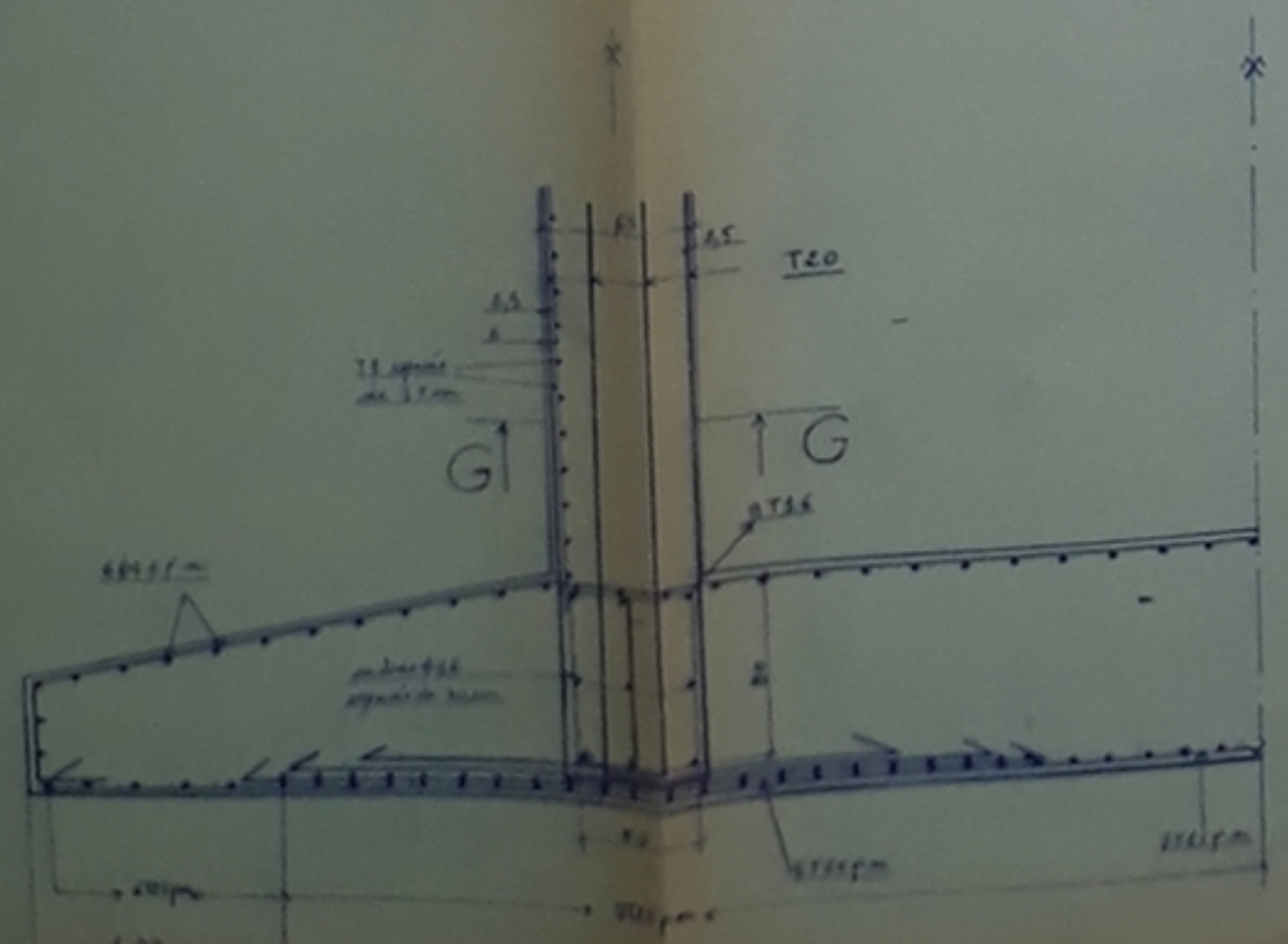
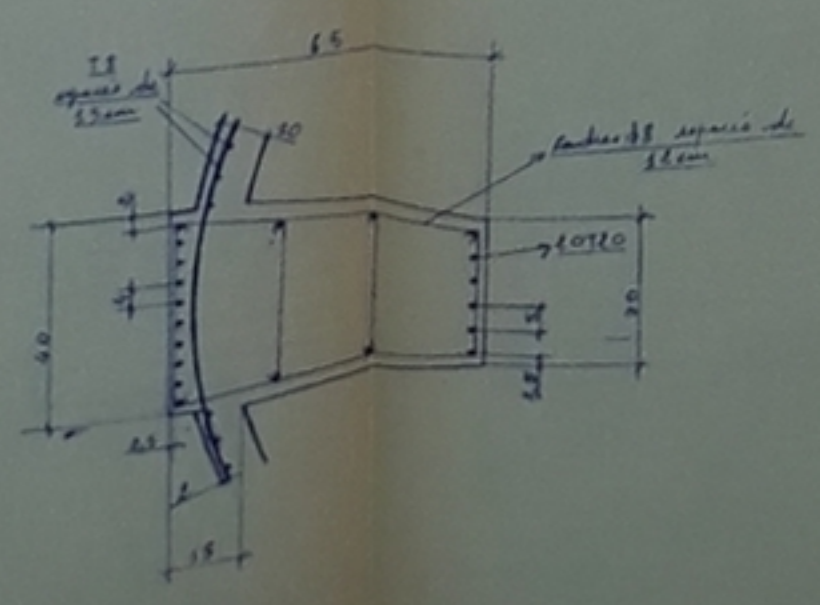
NOTA 2 poteau

Béton T8: $\sigma_{cm} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ (FeE40A)
 T20: " " " "
 σ_{tc} : $\sigma_{cm} = 2400$ " (FeE24)
 Béton: $\sigma_{cm} = 350 \text{ kgf/cm}^2$ CPA 325
 $\sigma_c = 275 \text{ kgf/cm}^2$



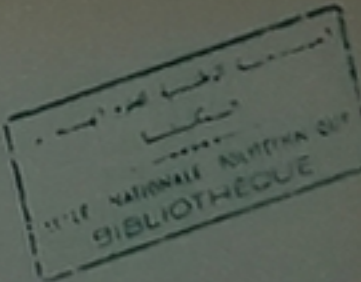
COUPE LONGITUDINALE DU POTEAU

COUPE G-G



PB0577
- 4 -

- 4 -
84500 87



UNIVERSITE D'ALGER
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT GENIE-CIVIL
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 CHATEAU D'EAU EN ELEMENTS PREFABRIQUES

PLAN
 FONDATION vue en plan (armillage)
 coupe (armillage)
 poteau armillage

Elaboré par BOUKERCHÉ MOHAMED
 Directeur: GREGOIRE MOHAMED

Libelle: 1/20
 Date: 25/05/73
 N°: 473

PROMOTION JUIN 1973

