

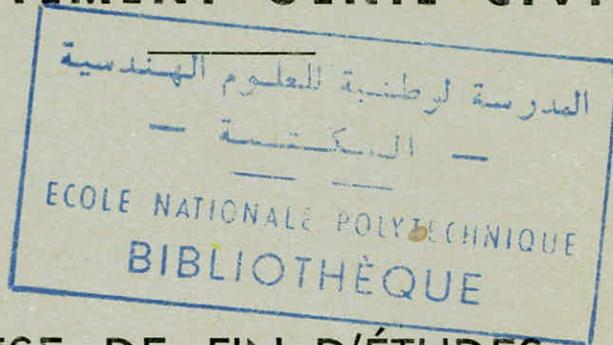
UNIVERSITÉ D'ALGER

3/75

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

2EX



THÈSE DE FIN D'ÉTUDES

TOUR DE REFRIGERATION
EN
HYPERBOLOIDE de REVOLUTION

PROMOTION 1975

PROPOSE PAR :

M. GHEORGHE MOMANU
Ing. Maître Assistant à l'ENPA

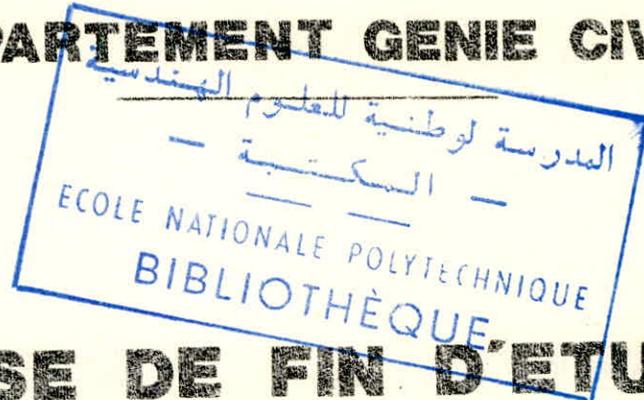
ETUDIEE PAR :

M. A. AIT-BELKACEM

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL



THESE DE FIN D'ETUDES

**TOUR DE REFRIGERATION
EN
HYPERBOLOIDE DE REVOLUTION**

Proposée par :

M. GHEORGHE MOMANU

Ing-Maitre Assistant

à l'ENPA

Etudiée par :

M. A. AIT-BELKACEM

PROMOTION 1975

Il m'est très agréable de saisir cette occasion afin d'exprimer mes remerciements les plus chaleureux à tous les Professeurs qui ont participé à ma formation ainsi qu'à Monsieur le Directeur de l'Ecole Nationale Polytechnique.

Que Monsieur GHEORGHE MOMANU daigne trouver ici mon entière reconnaissance pour ses précieux conseils et pour son aide sincère.

A.AIT-BELKACEM

PROJET DE FIN D'ETUDES. PROJET D'EXECUTION.

SUJET: /TOUR DE REFRIGERATION EN HYPERBOLOIDE DE REVOLUTION/

Le sujet doit répondre aux points suivants:

A. Pièces écrites

1. Mémoire justificatif de présentation
2. Détermination des éléments géométriques pour:
 - Ceinture supérieure
 - Paroi
 - Ceinture inférieure
 - Piliers
 - Fondation
 - Cuve du réservoir
3. Calcul des efforts et des dimensions pour:
 - Tour (voile mince)
 - Piliers
 - Fondation

B. Pièces dessinées.

Tour : section, ferrailage, détails.
Piliers: section, ferrailage, détails.
Fondations: section, ferrailage, détails.

Le projet doit respecter les règles en vigueur: CCBA 68,
NV 65, PS 69.

=====
Promoteur Ingénieur Gheorghe MOMANU

Maître Assistant à l'ENPA
=====

BIBLIOGRAPHIE

- I- Application des équations aux différences finies au calcul des coques. Par MIRCEA SOARE.
- II-Traité de Béton Armé.Par A.GUERRIN Tome 11
- III-Traité de Béton Armé.Par A.GUERRIN Tome VI
- IV-Aide-mémoire DUNOD. Résistance des Matériaux.
- V-Annales Travaux. (Septembre 1954)
- VI-Le Calcul ET la Vérification des Ouvrages en Béton Armé. Par PIERRE CHARON.
- VII-Règles N.V.65 Révisées 1967-1970 et Annexes.
- VIII-Règles Parasismiques 1969 (REGLES PS).
- IX-Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé.(CCBA.68).
- X- Calcul Pratique des Tours en Béton Armé par MARIUS DIVER.

TABLE DES MATIERES

	page
I INTRODUCTION	1
II METHODE DE CALCUL ET JUSTIFICATIONS	4
III EXECUTION DE LA TOUR:COFFRAGE,ECHAFAUDAGE	7
IV DESCRIPTION DE LA TOUR	11
V CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	18
5.1 Béton	18
5.2 Acier	19
5.3 Condition de non fragilité	20
5.4 Contrainte d'adhérence admissible	21
5.5 Longueur de recouvrement des barres	21
VI CALCUL DES CHARGES ET DES EFFORTS DE MEMBRANE DUS AU POIDS DE LA CEINTURE SUPERIEURE ET AU POIDS PROPRE DE LA TOUR.	22
6.1 Rappel de la théorie de la membrane pour les coques de révolution.Etat de containte symétrique	22
6.2 Influence de la ceinture supérieure	26
6.3 Influence du poids propre de la tour	26
6.4 Poids de la ceinture inférieure	36
6.5 Détermination du nombre et poids des poteaux	36
VII ETUDE DU SEISME	40
7.1 Généralités	40
7.2 Position de la résultante de la tour	40
7.3 Calcul des sollicitations sismiques	41

VIII ETUDE DU VENT	46
8.1 Calcul des forces et des moments dus au vent	46
8.2 Efforts de membrane dans la tour sous l'action du vent	54
8.2.1 Action extérieure	54
8.2.2 Action intérieure	55
IX HYPOTHESES DE CHARGEMENT ET DE CALCUL	62
X CALCUL DES ARMATURES	63
10.1 Ceinture supérieure	63
10.2 Tour	63
10.3 Poutre ceinture	70
10.4 Poteaux	75
XI CALCUL DES FONDATIONS	83
11.1 Vérification au renversement	83
11.2 Calcul des contraintes dans le sol	87
11.3 Calcul du ferrailage	89
11.4 Cas de la semelle inclinée	90
11.5 Calcul de la jupe de fondation	91
XII CALCUL DE LA CUVE	95
12.1 Cas du réservoir plein	95
12.2 Cas du réservoir vide	97
12.3 Calcul de la paroi	97
12.4 Radier du réservoir	104
CONCLUSION	

I. INTRODUCTION.

Les besoins sans cesse croissants d'énergie ont conduit, à la réalisation de programmes importants de construction de centrales thermiques.

Le refroidissement des condensateurs nécessite des quantités d'eau importantes, et les sites permettant l'installation à proximité de rivières deviennent de plus en plus rares. Aussi les grandes industries se trouvent dans l'obligation d'ériger des coûteux ouvrages pour récupérer et refroidir une eau devenue d'une valeur étonnante par le simple fait de sa rareté. Les plus rentables et les plus parfaits de ces ouvrages sont les tours de réfrigération.

Les anciennes tours de réfrigérants, dont un grand nombre sont encore en service, avaient des dimensions relativement peu importantes. Les hauteurs étaient de l'ordre de 30m et les diamètres d'environ 20m. Elles étaient généralement réalisées en bois ou en ossature métallique avec remplissage en bois. Dans les 1^{er} réalisations en béton armé, les constructeurs, prenaient modèle sur les charpentiers, comme dans d'autres domaines. Avec l'apparition des claveaux en béton armé dans la construction des cheminées d'usines, une nouvelle possibilité se présentait aux constructeurs de tours.

Mais quand il à fallu augmenter les dimensions, quand on à voulu réaliser des tours de 50 à 80m de hauteur, il a fallu repenser le problème. Le béton armé avait évolué et permettait de trouver des solutions originales aux questions posées.

Au point de vue technologique, les connaissances du matériau avaient progressé, les limites des contraintes admissibles avaient pu être augmentées. Du point de vue théorique, la théorie de l'élasticité et des voiles minces, les études aérodynamiques et météorologiques permettaient d'aborder la question sous un vrai jour .

Les tours de réfrigération sont constituées par des surfaces de révolution à simple ou double courbure (cône, hyperboloïde, tore hyperbolique ou paraboloides). Il s'agit de réaliser une cheminée à bon tirage, la forme n'a d'ailleurs qu'une valeur architecturale.

Dans le cas qui nous intéresse la tour a la forme d'un HYPERBOLOÏDE DE RÉVOLUTION, c'est une coque mince qui repose par l'intermédiaire d'une poutre, sur une triangulation formée de diagonales circulaires (poteaux), qui elles mêmes reposent sur les fondations par l'intermédiaire d'une jupe en forme de cône de révolution. À l'intérieur de cette jupe est construit un bassin circulaire, destiné à recevoir l'eau. Au-dessus de ce bassin, sur une hauteur d'environ 10m est érigée une forêt de colonnes, chacune de ces colonnes présente sur les deux faces une rainure dans laquelle prennent place les extrémités de poutrelles (bois). Ces poutrelles supportent environ 300.000 à 400.000 planchettes de bois disposées comme des lattes de persiennes. 2 canalisations amènent l'eau à refroidir. Sur chacune de ces canalisations sont disposés des "Sprinklers". Un sprinkler est fait d'une tubulure dirigeant l'eau sous

Légère pression sur une coupelle d'où elle jaillit sous la forme d'une nappe circulaire sur les lattes de bois décrites plus haut .

C'est par la grande surface de contact eau-air ascendant due à la chute successive des gouttes sur ces planchettes et par l'évaporation qui en est la conséquence, que la température de l'eau tombe d'environ 9°C.

pour réduire l'évaporation et les pertes d'eau, la coquille:
A-Crée une dépression montante qui forme et accélère le mouvement de l'air à travers les particules d'eau.

B-Par sa forme même, l'air chargé de vapeur d'eau est comprimé jusqu'au rétrécissement de la tour, puis détendu dans la partie supérieure de la cheminée.

Lors de sa compression, l'air laisse condenser une partie de son eau (par le fait de la diminution de sa tension de vapeur) et celle-ci retombe dans le bassin, enfin, lors de sa détente, l'air se refroidit et laisse à nouveau se former des condensations.

II-METHODE DE CALCUL ET JUSTIFICATIONS

Bien que pour chaque élément de l'ouvrage, j'ai expliqué la méthode de calcul, je crois qu'il serait utile que mon lecteur sache à l'avance les bases de calcul, ainsi que les points dont je n'ai pas tenu compte dans ce dernier.

L'ouvrage conçu a été calculé avec la théorie des membranes pour lesquelles les contraintes auxquelles est soumise la paroi en un point quelconque, sont situées dans le plan tangent à la surface en ce point.

FORCES AGISSANTES

Les forces agissantes sur la tour se résument au:

- Poids propre.
- Vent.
- Séisme.

Le poids propre donne des efforts qui se calculent très facilement, les forces étant de révolution. Les seuls efforts qui apparaissent sont ceux dirigés suivant les génératrices et les parallèles.

Vent et Séisme: C'est en somme dans le calcul des efforts dus au vent et au séisme que réside la difficulté du calcul de la tour de réfrigération, dans ce cas on a un état de contraintes non symétriques.

-VENT

L'établissement de la loi de distribution des pressions et des succions du vent le long d'un cercle parallèle, soulève dans les constructions à section circulaire un

problème très complexe.

L'intensité de la pression et de la succion du vent (P_v)

s'exprime par $P_v = K \cdot G_v$

G_v : désignant la pression dynamique.

$K = K(\theta)$ le coefficient de pression.

Le vent attaquant suivant une direction, la répartition des efforts dans une section donnée se fait suivant une courbe donnant une pression dans la zone d'attaque et des dépressions latérales à partir de 40° environ, qui s'atténuent sur la partie arrière.

Mais si l'effort du vent est variable suivant l'azimut par rapport à la ligne d'attaque, il est également variable suivant la hauteur.

Dans l'étude que j'ai faite, j'ai appliqué les formules de DISHINGER qui utilise pour K une distribution de la forme $K = \cos \theta$. Les expressions des efforts sont données dans (MIRCEA SOARE), dans l'annexe 1 et 2.

Pour l'action extérieure on a: N_φ , N_θ , $N_{\varphi\theta}$

Pour la dépression intérieure on a: N_φ , N_θ , $N_{\varphi\theta} = 0$

Pour le moment d'ovalisation qui est une sollicitation locale, vu la forme de la tour et son rôle qui est seulement d'assurer un bon tirage, l'ovalisation n'est pas dangereuse. Mais on a préféré quand même prendre des mesures constructives surtout pour les 2 derniers tronçons où on a un diamètre important.

Pour cela on mettra un ferrallage formé de cerces sur les deux faces, car l'ovalisation a pour effet de mettre en

traction respectivement les fibres intérieures et extérieures de la paroi annulaire.

-SÉISME

Dans le traité de béton armé (GUERRIN .tome 11), on dit que pour de telles constructions, les effets du séisme sont négligeables, ce qui est parfaitement évident à priori, étant donné la forme même de l'hyperboloïde et son assise exceptionnelle sur sa fondation.

Mais on a essayé de faire un calcul, pour déterminer la force horizontale créée par le séisme, en vue de la vérification de la stabilité de l'ouvrage.

Là aussi la détermination de la période propre d'oscillation nous a posé un problème, étant donné que l'ouvrage ne peut être assimilé à une console de par sa forme. Pour le calcul on a considéré l'ouvrage comme un solide reposant sur un support de masse négligeable, car en effet la masse des poteaux est négligeable devant le poids de l'ensemble.

N.B: Dans le cas du vent cette période a été évalué par excès comme le recommande le P.S.69.

III-EXECUTION DE LA TOUR

La réalisation des tours de réfrigération est très délicate en effet la construction exige un maximum d'efficacité et de sécurité.

Pratiquement la réalisation pose un problème de coffrage et d'échaffaudage, la mise en place du béton est un problème secondaire.

COFFRAGE

Le système de coffrage adopté pour ce genre de construction est un coffrage grim pant, simple et économique. Il est constitué par des montants métalliques, fixés à l'aide de boulons à l'ouvrage lui-même. Ces montants sont écartés au départ de 1,50m environ, les éléments de montants de 45cm de hauteur s'emboitent les uns dans les autres et sont assemblés entre eux par des boulons.

Sur des cornières fixées aux montants, viennent se placer les panneaux de coffrages en bois de 45cm de hauteur.

ECHAFFAUDAGE

Construire un échaffaudage de pied pour la tour est une opération onéreuse et dangereuse. ON peut alors utiliser un système d'échaffaudage en consoles. L'échaffaudage comporte des consoles principales portant les planchers de travail, elles sont placées dans le plan vertical des montants du coffrage et seront fixées à la paroi de béton en haut par deux galets circulant dans un chemin de roulement, lui-même fixé à la paroi, en bas par deux galets

roulant sur le béton.

Pour éviter de soumettre le béton relativement frais à des contraintes exagérées, les consoles principales reposent sur des consoles dites de décharges fixées à du béton plus ancien. Coffrage et échaffaudage auront le même module 45cm. L'échaffaudage remontera à la même cadence que le coffrage. La console principale est remontée au moyen d'un palan fixé au chemin de roulement d'une part et à la console d'autre part. On bloque le système et on remonte la console de décharge, après quoi, la console principale repose à nouveau sur la console de décharge.

Les chemins de roulement sont remontés au fur et à mesure du décoffrage et sont fixés par des boulons dans les trous laissés par les boulons du coffrage.

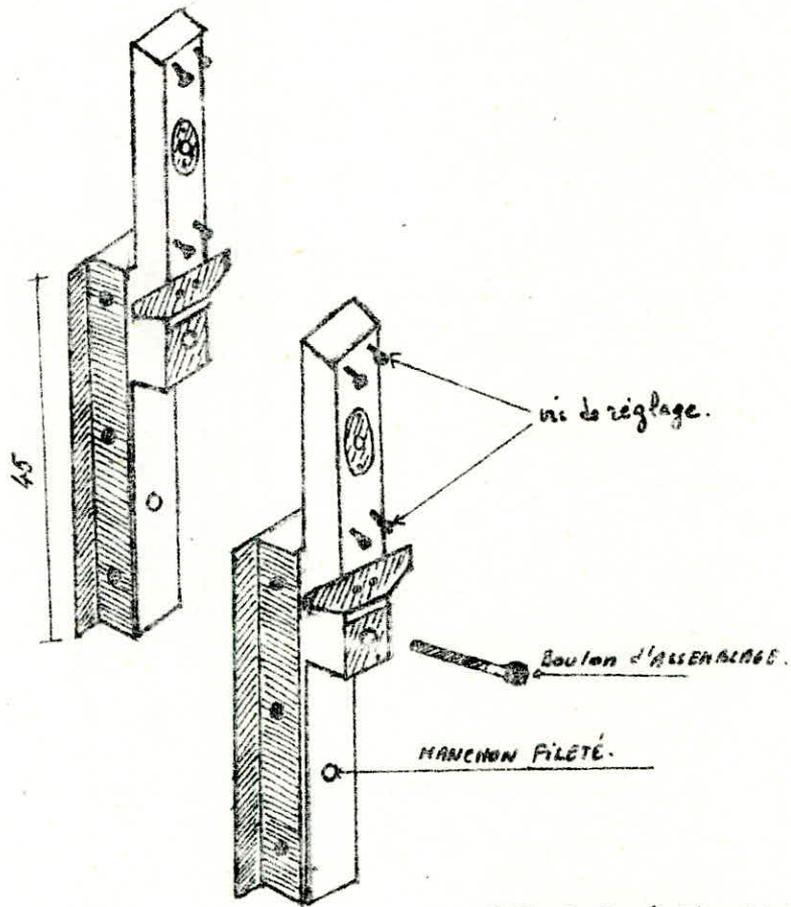
Ce système présente entre autres les avantages suivants:

- les ouvriers sont toujours à hauteur constante par rapport à la paroi à construire, hauteur choisie pour assurer le maximum d'efficacité.

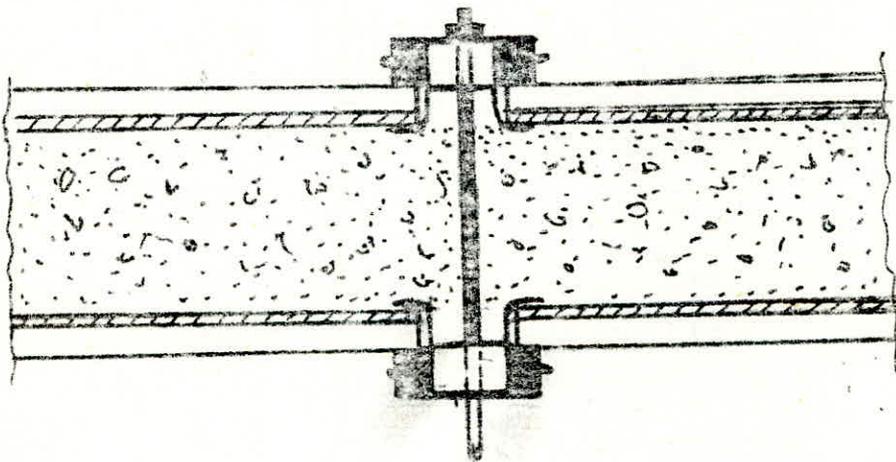
- les planchers de travail une fois en place ne sont plus à manipuler, ils remontent avec les consoles.

- l'économie de main-d'oeuvre est appréciable.

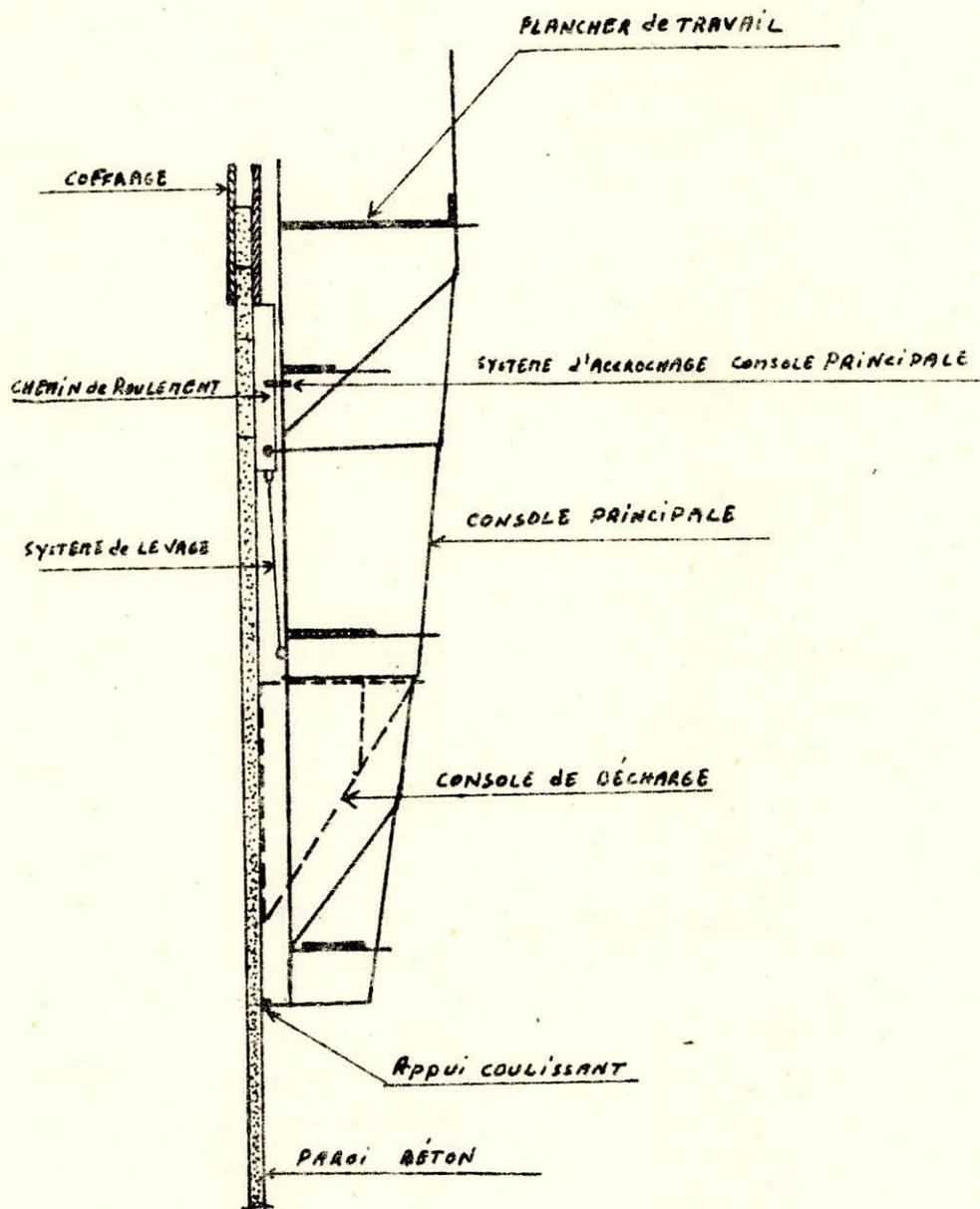
Pour la distribution du béton, on pourra placer un mât central métallique à répétition c'est à dire composé de petits tronçons, muni d'un monte charge à béton. A ce mât on pourra attacher un manchon réglable en longueur, de forte inertie horizontale, qui servira à régler le rayon de la coquille et même l'inclinaison à donner au coffrage. Mais pour cela il faut tenir compte des mouvements du mât, d'où la nécessité d'un bon ancrage.



ELEMENTS LE MONTANTS.



DETAILS DU COFFRAGE GRIMPANT.



SCHEMA de L'ECHAFAUSAGE en CONSOLES.

IV-DESCRIPTION DE LA TOUR

Les données imposées pour la tour à étudier sont les suivantes:

- Forme géométrique:Hyperboloïde de révolution. (fig.1)
- Hauteur de la coquille: 45m (6m+39m).
- Rayon du cercle de gorge: 12m (Z=0).
- Rayon du cercle inferieur: 21m (Z=+39).
- Hauteur des piliers: 3,80m.
- Matériau :Béton armé.
- Caractéristiques du sol de fondation:
 - Poids spécifique: =1600 Kg/m³.
 - Taux de travail du sol: 2 bars.

Les différentes parties de la tour sont les suivantes:

4.1-Ceinture supérieure.

C'est un anneau circulaire dont la forme et les dimensions sont indiquées dans la fig.2.

4.2-Coquille.

Elle forme la tour proprement dite,d'épaisseur constante égale à 12cm,du niveau Z=-6m jusqu'au niveau Z=+18m,puis variant linéairement jusqu'à atteindre à la base 33cm.(fig.3)

4.3-Ceinture inférieur.

C'est un anneau circulaire dont la forme et les dimensions sont indiquées dans la fig.4.Cette ceinture servira d'une part à raidir la paroi et d'autre part à assurer une bonne distribution des efforts sur les poteaux.

4.4-Poteaux.

ce sont des colonnes diagonales, de section circulaire, ayant pour diamètre $D=33\text{cm}$.

L'angle formé par deux poteaux, sera celui formé par les génératrices à la base de la tour, et leur inclinaison sera celle de la tangente à la méridienne en ce point, pour que les efforts méridiens passent directement dans ces derniers.

Le nombre de ces poteaux sera choisi de telle manière que la portée de la poutre (ceinture inférieure), ne soit pas très importante: environ 4m.

4.5-Juqe de fondation.

C'est un tronc de cône à section annulaire, de 45cm d'épaisseur et de hauteur 2,60m.

ON a une épaisseur importante, choisie expréssément comme telle dans le but d'assurer une bonne rigidité et même une meilleure stabilité.

4.6-Fondation

Vue l'importance du diamètre à la base, on a opté pour une semelle annulaire qui dans ce cas est de loin la plus économique.

Cette semelle aura une largeur de 2m; et une hauteur de 70cm. Elle sera inclinée et placée normalement à la paroi de la jupe, pour qu'elle soit chargée axialement par l'effort amené par la paroi.

4.7-CUVE

C'est un bassin circulaire de 43,6m de diamètre, de 2,10m de haut. La paroi aura une épaisseur de 12cm, et le radier une épaisseur de 18cm.

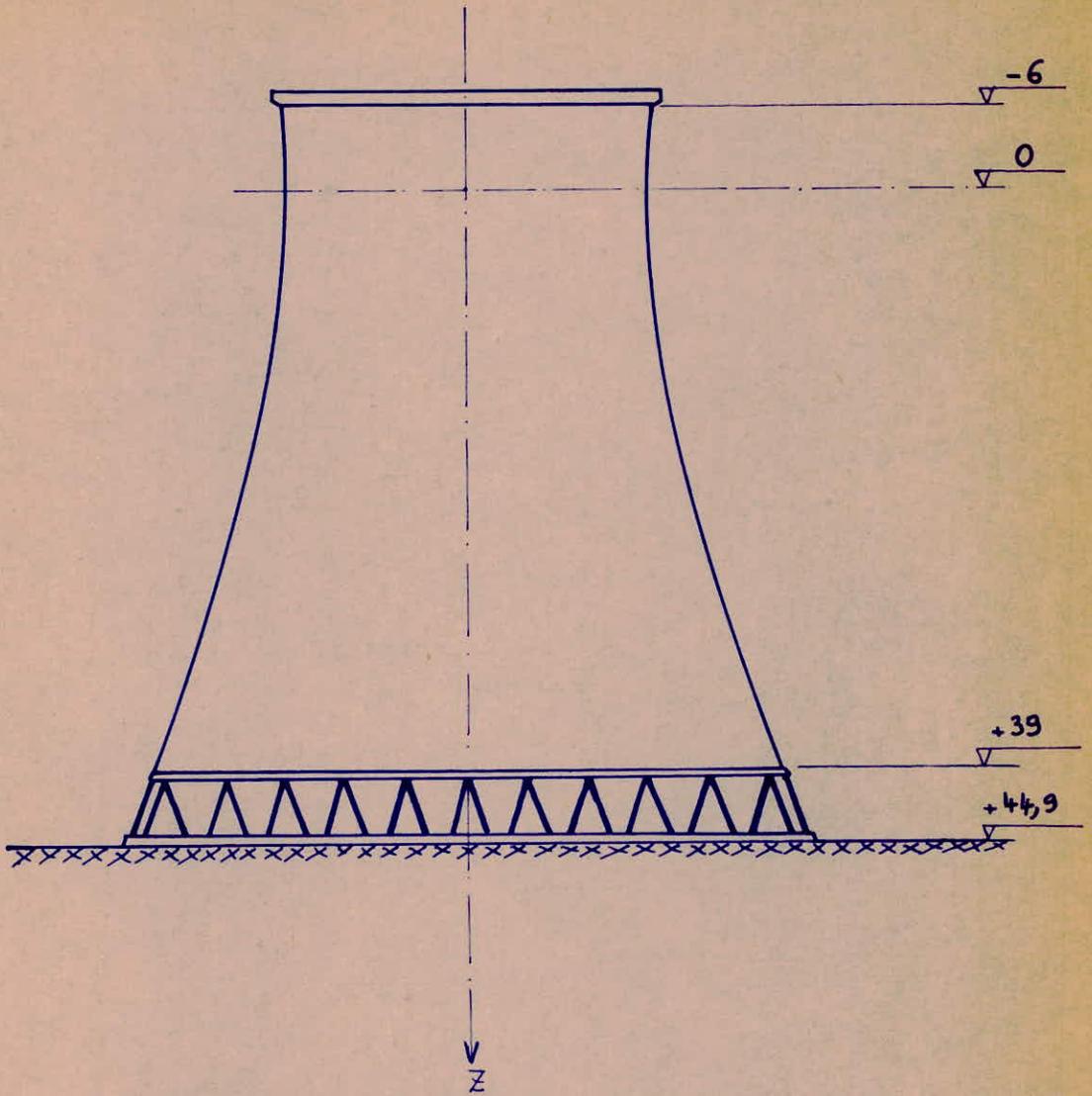


Fig. 1

DIMENSIONS de l'ANNEAU de CEINTURE SUPERIEURE.

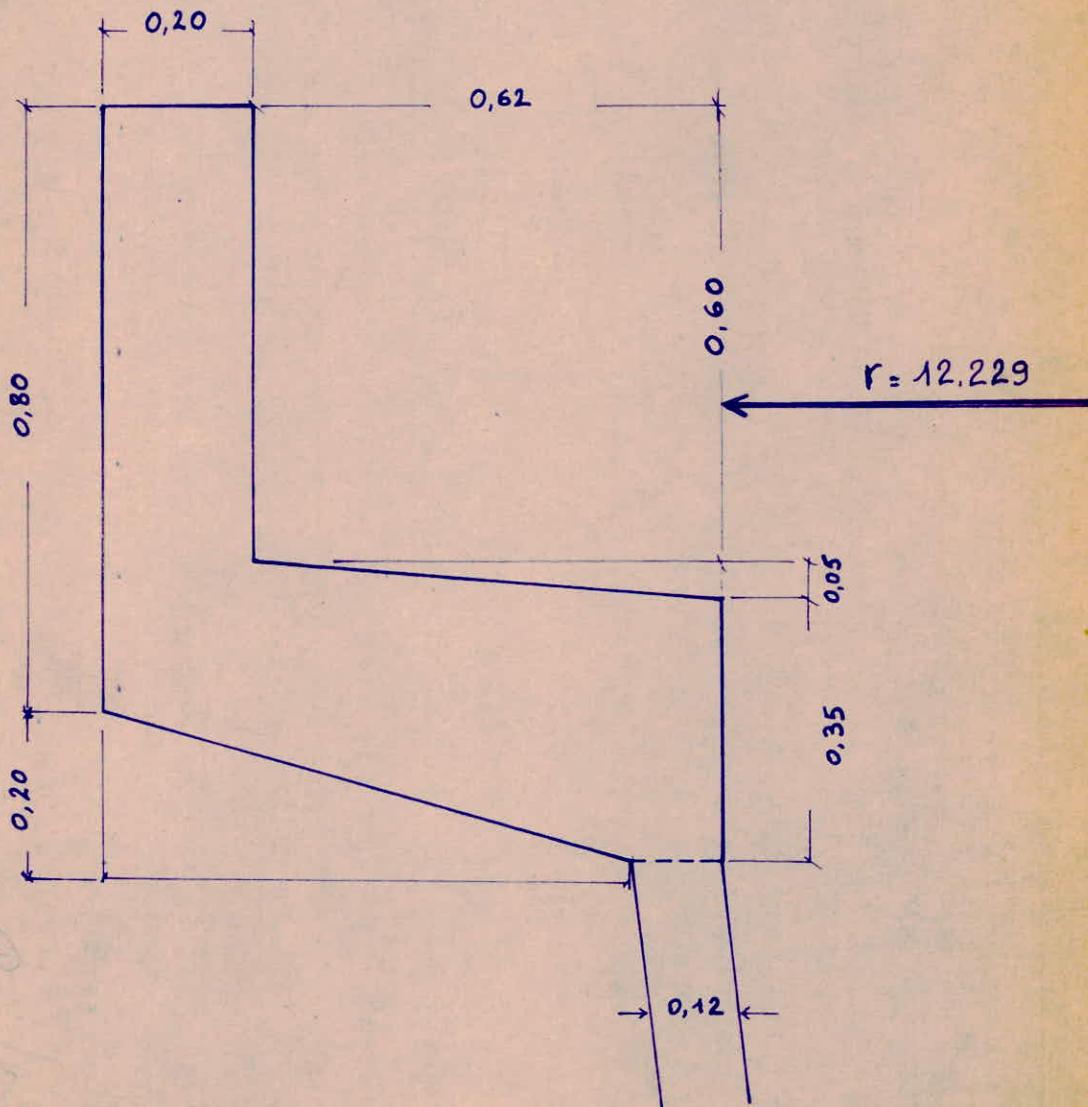


Fig - 2

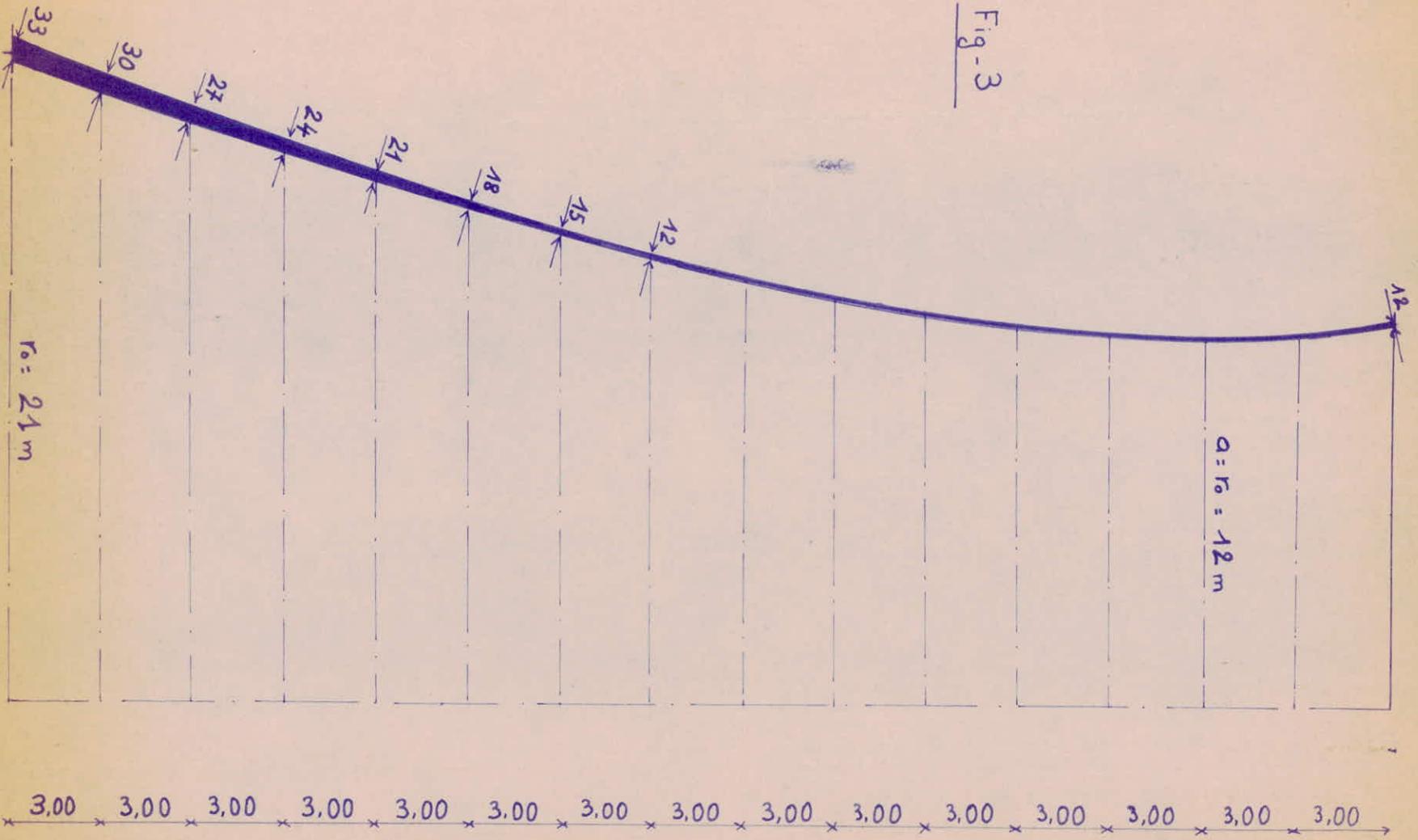


Fig-3

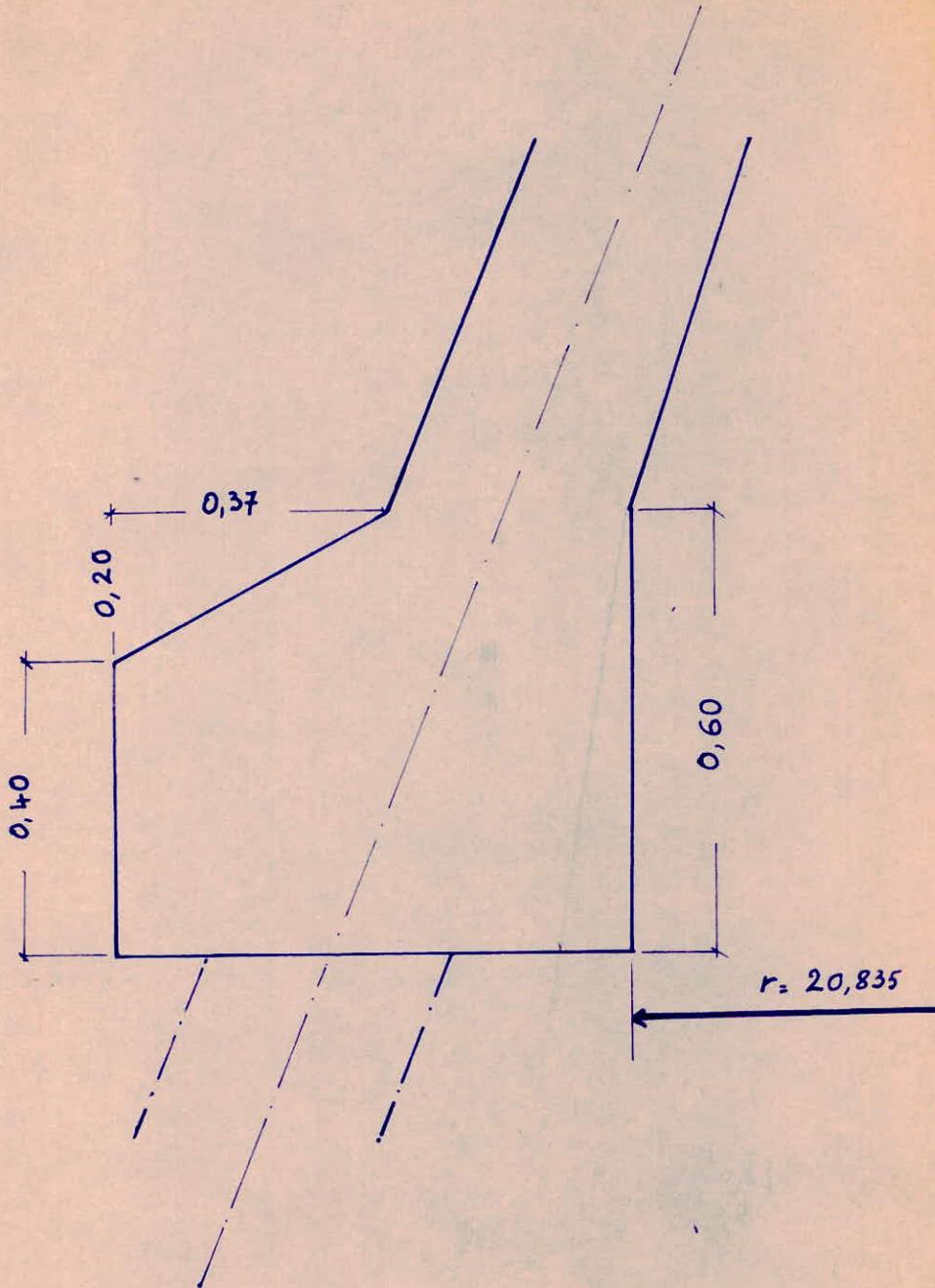


Fig - 4

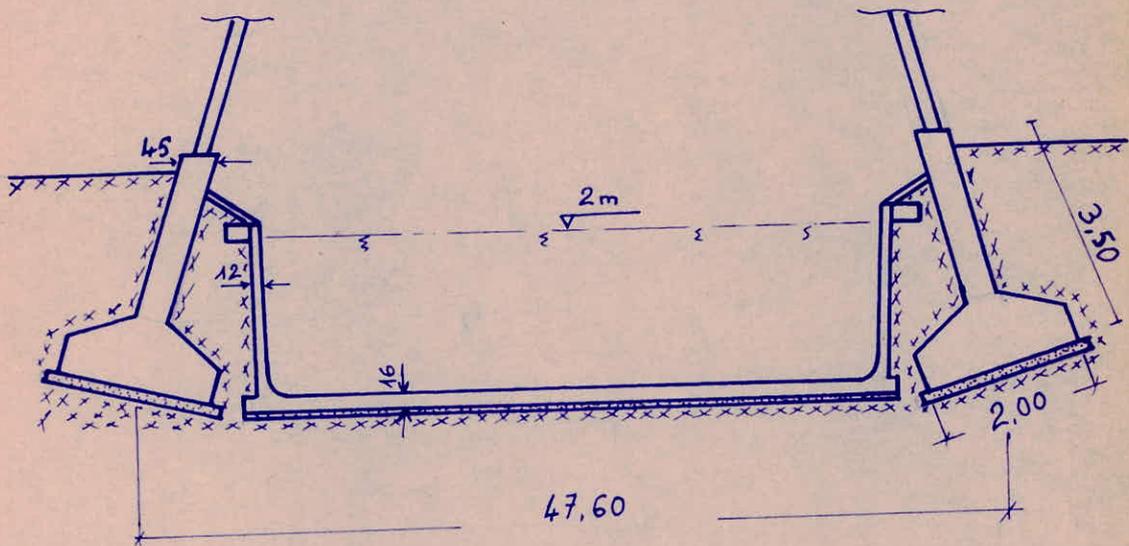


Fig - 6

V-CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.

5.1-BETON

On utilisera un béton dosé à 350 Kg/m³ CPAL 325.
Le contrôle étant atténué. Ce qui nous donne les contraintes nominales suivantes:

- en compression: $\sigma'_{28} = 275 \text{ Kg/cm}^2$

- en traction: $\sigma_{28} = 23,6 \text{ Kg/cm}^2$

5.1.1 Contrainte de compression admissible: $\bar{\sigma}'_b$

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

où $\alpha = 1$ (ciment constitutif de la classe 325)

$\beta = 5/6$ contrôle atténué

$\gamma = 1$

$\delta = 0,3$ pour la compression simple

$= 0,6$ " " flexion simple et composée avec traction

$= 0,3(1+e_0/e_1)$ pour la flexion composée avec compression

Pour cette 3^o valeur, la contrainte admissible sera:

$$\bar{\sigma}'_b = (1+e_0/3e_1) \sigma'_{b0} \text{ avec un maximum de } 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

$\epsilon = 1$

V.1.1.1 Compression simple

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1 \times 5/6 \times 0,3 \times 1 \times 275 = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$$

5.1.1.2 Flexion simple

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

5.1.1.3 Contrainte de compression dans le béton σ'_b

Il faudra toujours vérifier que $\sigma'_b \leq 137,5 \text{ Kg/cm}^2$

5.1.2 Contrainte de traction de référence dans le béton

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \delta \sigma_{28}$$

où α, β, γ , prennent les mêmes valeurs que celles du 5.1.1

$\theta = 0,018 + 2,1/\sigma'_{28}$ avec σ'_{28} exprimée en bars soit 270b
d'où $\theta = 0,018 + 2,1/270 = 0,026 \dots \rightarrow \bar{\sigma}_b = 5,96 \text{ Kg/cm}^2$

Pour les cuves : "le cahier des charges " applicables à leur construction, établi par la chambre syndicale des constructeurs en ciment armé limite à 18 Kg/cm^2

la contrainte du béton tendu avec la section totale homogénéisée $\sigma_b \leq 18 \text{ Kg/cm}^2$

5.1.3 Contrainte admissible tangente du plan neutre

La contrainte tangente du plan neutre τ_b 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:

Si $\sigma'_b \leq \sigma'_{bo}$ alors $\tau_b \leq 3,5 \sigma_b = 20,86 \text{ Kg/cm}^2$

Si $\sigma'_{bo} \leq \sigma'_b \leq 2 \sigma'_{bo}$ alors $\tau_b = (4,5 - \sigma'_b / \sigma'_{bo}) \sigma_b$

pour une coque τ_b ne doit pas dépasser $1,15 \bar{\sigma}_b$ pour: (1^e genre)

5.2 ACIER

On utilisera soit des aciers doux soit des aciers Tor.

5.2.1 Contrainte admissible de traction $\bar{\sigma}_a$

Afin de limiter la fissuration, la valeur de la contrainte admissible est donnée par l'inégalité suivante:

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

- σ_{en} : limite d'élasticité nominale = 2400 Kg/cm^2 (acier doux) FeE 24
- = 2200 Kg/cm^2 (acier doux) FeE 22
- = 4200 " (acier Tor) $\phi \leq 20\text{mm}$

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad , \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} K \bar{\sigma}_b}$$

Où ϕ : est le diamètre nominal de la plus grande des barres tendues exprimé en mm.

η = coefficient de fissuration = $\begin{cases} 1 & \text{pour les aciers doux} \\ 1,6 & \text{pour les Tors} \end{cases}$

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de traction de référence exprimée en bars.

K : désigne une grandeur exprimée en bars-millimètres à laquelle on attribue les valeurs suivantes:

K = $1,5 \cdot 10^6$ si la fissuration est peu nuisible

K = 10^6 " " est préjudiciable (milieu exposé aux intempéries ou à des condensations)

K = $0,5 \cdot 10^6$ si la fissuration est très préjudiciable (milieu agressif ou étanchéité à assurer).

$\bar{\omega}_f$: est le pourcentage de fissuration = $\frac{A}{B_f}$

avec A: section des aciers.

B_f : " de béton.

5.3 CONDITION DE NON FRAGILITE

Dans le cas des voiles formant poutres on peut admettre que les conditions de non-fragilité énoncées à l'article 19,1 sont satisfaites si les sections A des armatures principales inférieures et supérieures vérifient l'inégalité:

$$\frac{A}{h_o \cdot h_t} \geq 0,60 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a}$$

et si les sections A_h et A_t des armatures secondaires horizontales et transversales vérifient les inégalités:

$$\frac{A_h}{h_o h_t} \geq 0,40 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{at}} \quad , \quad \frac{A_t}{h_o h_t} \geq 0,40 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{at}}$$

5.4 CONTRAINTE D'ADHERENCE ADMISSIBLE $\bar{\tau}_d$

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

: coefficient de scellement

.acier doux $\psi_d = 1$

.acier tor $\psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \eta_d$ avec $\eta_d = \sqrt{2}$ donc $\psi_d = 1,5$

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

$\bar{\tau}_d$ Kg/cm ²	Acier doux	Acier TOR
Ancrage normal	7,45	16,76
Ancrage. pl. masse	11,92	26,82

5.5 LONGUEUR DE RECOUVREMENT DES BARRES

$l_r = l'_d + d$

l'_d : longueur de scellement droit des barres.

$l'_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{d}$ en traction

$l'_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\tau}_d}$ en compression

d : distance entre axe des barres.

$\bar{\sigma}'_a$: contrainte admissible de compression des aciers.

$\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = \bar{\sigma}_{a1}$

Valeurs de l'_d

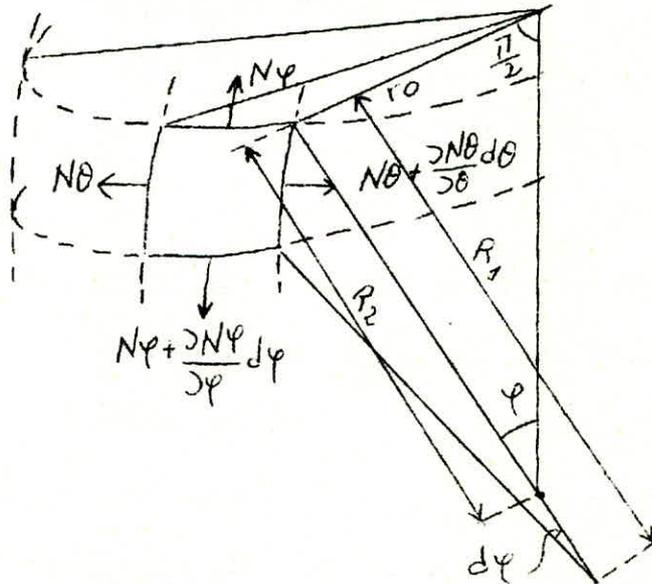
ϕ mm	5	6	8	10	12	14	16	20	25
ACIER DOUX (cm)	27	32,4	43,2	54	64,8	75,6	86,4	108	135
ACIER TOR (cm)	21,5	25,8	34,4	43	51,6	60,2	68,8	86	102,5

VI CALCUL DES CHARGES ET DES EFFORTS DE MEMBRANE
DUS AU POIDS DE LA CEINTURE SUPERIEURE ET AU POIDS
PROPRE DE LA TOUR.

VI.1 Rappel de la théorie de la membrane pour les coques de
révolution. Etat de contraintes symétriques.

Par analogie avec les pellicules dont l'équilibre n'est assuré que par des efforts de traction et de compression, les coques, dont l'état de flexion peut être négligé, reçoivent le nom de membranes.

-Equations générales, expressions des efforts, valeurs initiales.



Les éléments géométriques, les composantes de la charge extérieure, ainsi que les efforts intérieurs N_φ et N_θ sont représentés dans cette figure avec leur sens positif d'action. Pour être à même de déterminer les efforts, il faut d'abord étudier l'équilibre d'un élément de coque sous l'action des charges extérieures.

Dans les cas rencontrés dans la pratique, la composante dirigée suivant la tangente au cercle parallèle est nulle (lorsque les charges sont symétriques), donc $X = 0$. Dans

Ce cas, il n'y a pas d'efforts de cisaillement: c'est à dire que $N_{\varphi\theta} = N_{\theta\varphi} = 0$

Les équations d'équilibre que l'on déduit sont:

$$\frac{d(N_{\varphi} r_0)}{d\varphi} - N_{\theta} R_1 \omega \varphi + \gamma r_0 R_1 = 0.$$

$$\frac{N_{\varphi}}{R_1} + \frac{N_{\theta}}{R_2} = -Z$$

N_{φ} : effort selon le méridien

N_{θ} : effort " le parallèle

R_1, R_2 : rayons de courbures principaux.

En éliminant N_{θ} entre les deux relations nous aurons une équation différentielle. La solution de N_{φ} revêtira la forme:

$$N_{\varphi} = -\frac{1}{r_0 \sin \varphi} \int_{\varphi_0}^{\varphi} r_0 R_1 (\gamma \sin \varphi + Z \omega \varphi) d\varphi$$

Où φ_0 désigne un angle méridien constant.

Les efforts méridiens N_{φ} peuvent en outre, être exprimés sous une forme intégrale très simple.

$$N_{\varphi} = -\frac{P_{\varphi}}{2\pi r_0 \sin \varphi}$$

Les efforts annulaires que l'on déduit ont la forme

$$N_{\theta} = -Z R_2 - N_{\varphi} \frac{R_2}{R_1}$$

Où P_{φ} : désigne la composante suivant l'axe de révolution de la résultante des charges extérieures au-dessus d'un cercle parallèle r_0 .

- Détermination des efforts par intégration numérique.

Commençons par le cas où la variable indépendante est φ .
 si pour simplifier nous adoptons la notation:

$$f(\varphi) = r_0 R_1 (Y \sin \varphi + Z \cos \varphi)$$

le problème de la détermination de l'effort méridien N_φ est ramené, au point de vue mathématique, à la solution numérique de l'intégrale: $I_\varphi = \int_{\varphi_0}^{\varphi} f(\varphi) d\varphi$.

A cette fin nous couperons la surface par une série de plans parallèles entre eux et perpendiculaires à l'axe de révolution. Leurs positions seront définies par les angles $\varphi_0, \varphi_1, \dots, \varphi_m$.

Les joints ainsi obtenus seront numérotés par 0, 1, ..., m.

En calculant $f(\varphi)$ dans chaque joint on obtient: f_0, f_1, \dots, f_m .

Pour m paire: $I_{\varphi_m} = \frac{\Delta\varphi}{3} (f_0 + 4f_1 + 2f_2 + \dots + f_m)$

Les efforts N_φ et N_θ dans le joint m s'obtiennent des relations:

$$N_{\varphi, m} = \frac{-I_{\varphi, m}}{r_{0, m} \sin \varphi_m}, \quad N_{\theta, m} = -Z_m R_{2, m} - N_{\varphi, m} \frac{R_{2, m}}{R_{1, m}}$$

Dans le cas du poids propre: l'intensité de la charge est

$g = \gamma \delta$: (γ : poids spécifique du matériau, et δ l'épaisseur de la coque)

Les composantes de la charge seront: $Y = g \cdot \sin \varphi$, $Z = g \cdot \cos \varphi$

D'où: $f(\varphi) = r_0 R_1 (g \sin^2 \varphi + g \cos^2 \varphi) = \gamma \delta r_0 R_1$

L'expression de f est plus intéressante lorsque c'est la variable Z que l'on choisit. En tenant compte que:

$$r_0 = R_2 \sin \varphi \quad \text{et} \quad R_1 d\varphi = \frac{dz}{\sin \varphi}$$

Nous aurons: $f(\varphi)d\varphi = \gamma S r_0 R_1 d\varphi = \gamma S R_2 \sin\varphi \frac{dz}{\sin\varphi} = \gamma S R_2 dz$

et comme γ est une constante on pourra prendre : $f(z) = S R_2$

Pour appliquer la méthode d'intégration numérique, il faudra faire les sommations par deux intervalles égaux, à savoir:

$$f_{m-2,m} = f_{m-2} + 4f_{m-1} + f_m$$

$$\text{D'où : } I_{\varphi,m} = \gamma \frac{\Delta z}{3} (f_{0,2} + f_{2,4} + \dots + f_{m-2,m})$$

On remarquera que: $P_{\varphi,m} = 2\pi \cdot I_{\varphi,m}$.

Pour l'influence de la ceinture supérieure les efforts de membranes dans la tour sont faciles à déterminer, on a :

$$N_{\varphi}^b = \frac{P_{\varphi}^b}{2\pi r_0 \sin\varphi} \quad , \quad N_{\theta} = -N_{\varphi}^b \frac{R_2}{R_1}$$

6.2 Influence de la ceinture supérieure.

Toutes les dimensions et les grandeurs dont on a besoin pour le calcul du poids de la ceinture, et des efforts de membrane dans la tour dus à cette charge linéaire, sont consignées dans les tableaux I et II.

6.2.1 Poids de la ceinture supérieure.

$$P_{\varphi}^b = \gamma \cdot A \cdot 2\pi \cdot r_G \quad \gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$$

A: section de l'anneau = 0,3624m²

$$P_{\varphi}^b = 2,5 \times 0,3624 \times 2 \times 3,14 \times 12,716 = \underline{\underline{72,387 \text{ t}}}$$

6.2.2 Efforts de membrane dans la tour dus à la ceinture.

On a divisé la tour en 15 anneaux, ayant chacun 3m de hauteur. ET dans chaque joint on a calculé les efforts

$$N_{\varphi}^b \text{ et } N_{\theta}^b$$

Exemple: pour le joint 0 (Z=-6m) on a:

$$N_{\varphi}^b = - \frac{P_{\varphi}^b}{2\pi r_0 \cdot \sin\varphi} = \frac{72,387}{2 \times 3,14 \times 12,289 \times 0,9955} = \underline{\underline{-0,9416 \text{ t/m}}}$$

$$N_{\theta}^b = - N_{\varphi}^b \frac{R_2}{R_1} = 0,9416 \times -0,18455 = \underline{\underline{-0,1738 \text{ t/m}}}$$

Toute la suite des résultats est consignée dans le tableau III.

6.3 Influence DU poids propre de la tour.

6.3.1 Efforts de membrane sous l'action du poids propre de la tour.

Pour appliquer la méthode d'intégration numérique, et trouver les efforts N_{φ}^a Et N_{θ}^a dans les mêmes joints que précédemment, il nous a fallu rediviser chaque anneau en deux. Ainsi les nouveaux anneaux auront une hauteur de 1,5m.

$$a = 12 \text{ m}$$

$$b = \frac{z_i}{\sqrt{\left(\frac{r_{0i}}{a}\right)^2 - 1}} = \frac{39}{\sqrt{\left(\frac{21}{12}\right)^2 - 1}} = 27,156 \text{ m.}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{b}{a} = \frac{27,156}{12} = 2,263$$

$$\operatorname{tg}^2 \alpha = 5,121$$

$$\operatorname{tg}^4 \alpha = 26,2246.$$

$$\cos \alpha = 0,404.$$

$$\cos^2 \alpha = 0,1632$$

$$\sin \alpha = 0,914$$

$$\sin^2 \alpha = 0,8354$$

$$r_0 = a \sqrt{1 + \left(\frac{z}{b}\right)^2}$$

$$\sin \varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{z^2}{r_0^2 \operatorname{tg}^4 \alpha}}}$$

$$\cos \varphi = \frac{1}{\pm \sqrt{1 + \frac{r_0^2 \operatorname{tg}^4 \alpha}{z^2}}}$$

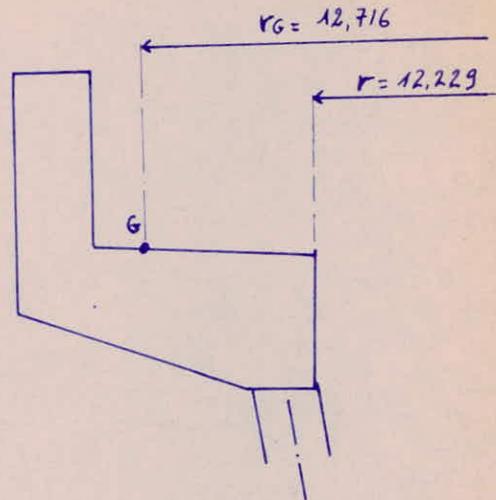
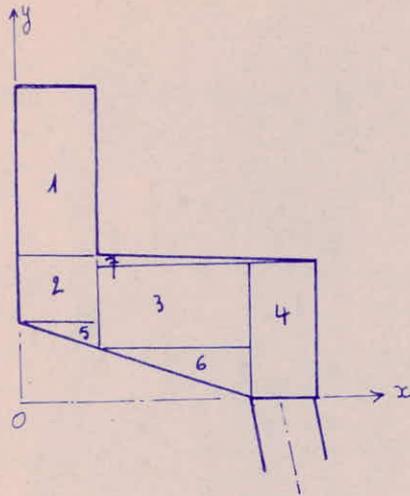
$$R_1 = - \frac{a \cdot \sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha}{(\cos^2 \alpha - \cos^2 \varphi)^{3/2}} = \frac{z^3}{b^2 \operatorname{tg}^2 \alpha \cdot \cos^3 \varphi}$$

$$R_2 = \frac{r_0}{\sin \varphi}$$

$$\rho = \frac{R_2}{R_1}$$

Joints	Z(m)	r ₀ (m)	cotg φ	sin φ	cos φ	R ₁ (m)	R ₂ (m)	φ
0	-6	12,289	-0,0953	0,9955	-0,0949	-66,8899	12,3445	-0,18455
1	-3	12,073	-0,0485	0,9988	-0,0484	-62,7763	12,0875	-0,19255
2	0	12,000	0	1	0	-61,4295	12,0000	-0,19534
3	+3	12,073	0,0485	0,9988	0,0484	-62,7763	12,0875	-0,19255
4	+6	12,289	0,0953	0,9955	0,0949	-66,8899	12,3445	-0,18455
5	+9	12,642	0,1390	0,9905	0,1377	-73,9331	12,7632	-0,17263
6	+12	13,119	0,1786	0,9844	0,1758	-84,1693	13,3269	-0,15833
7	+15	13,709	0,2136	0,9779	0,2089	-97,9685	14,0188	-0,14309
8	+18	14,397	0,2441	0,9714	0,2372	-115,8190	14,8208	-0,12796
9	+21	15,169	0,2703	0,9653	0,2609	-138,0327	15,7143	-0,11384
10	+24	16,015	0,2926	0,9597	0,2808	-165,3278	16,6875	-0,10093
11	+27	16,922	0,3116	0,9547	0,2974	-198,1641	17,7249	-0,08944
12	+30	17,881	0,3276	0,9503	0,3113	-237,2942	18,8161	-0,07929
13	+33	18,885	0,3412	0,9464	0,3229	-283,0736	19,9545	-0,07049
14	+36	19,926	0,3528	0,9430	0,3327	-336,6851	21,1304	-0,06276
15	+39	21,000	0,3626	0,9401	0,3409	-397,7118	22,3380	-0,05616

TABLEAU I



INDICES	$S_i (m^2)$	$x_i (m)$	$S_i x_i$	$y_i (m)$	$S_i y_i$
1	0,1200	0,1000	0,01200	0,7000	0,08400
2	0,0400	0,1000	0,00400	0,3000	0,01200
3	0,1035	0,4500	0,04666	0,2463	0,02550
4	0,0420	0,7600	0,03192	0,1750	0,00735
5	0,00571	0,1333	0,00076	0,2450	0,00139
6	0,0357	0,5333	0,01904	0,1380	0,00490
7	0,0155	0,4066	0,00630	0,3666	0,00568

$$\sum S_i = 0,3624$$

$$\sum S_i x_i = 0,12059$$

$$\sum S_i y_i = 0,1408$$

$$x_G = \frac{\sum S_i x_i}{\sum S_i} = 0,333 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{\sum S_i y_i}{\sum S_i} = 0,388 \text{ m}$$

TABLEAU N° II

$Z(m)$	$r_0(m)$	N_{φ}^b (t/m)	N_{θ}^b (t/m)
-6	12,289	-0,9416	-0,1738
-3	12,073	-0,9553	-0,1839
0	12,000	-0,9600	-0,1875
+3	12,073	-0,9553	-0,1839
+6	12,289	-0,9416	-0,1738
+9	12,642	-0,9199	-0,1588
+12	13,119	-0,8920	-0,1412
+15	13,709	-0,8593	-0,1229
+18	14,397	-0,8237	-0,1054
+21	15,169	-0,7867	-0,0895
+24	16,015	-0,7495	-0,0756
+27	16,922	-0,7130	-0,0638
+30	17,881	-0,6779	-0,0537
+33	18,885	-0,6445	-0,0454
+36	19,926	-0,6130	-0,0385
+39	21,000	-0,5835	-0,0328

TABLEAU: III.

Les expressions des efforts N_{φ}^a et N_{θ}^a pour le joint m sont:

$$N_{\varphi, m}^a = - \frac{I_{\varphi, m}}{r_{0, m} \cdot \sin \varphi_m}$$

$$N_{\theta, m}^a = - Z_m \cdot R_{2, m} - N_{\varphi, m}^a \cdot \frac{R_{2, m}}{R_{1, m}}$$

Exemple: pour le joint 1 on aura:

$$f_1 = (f_m) = \delta \cdot R_2 = 0,12 \times 12,0875 = 1,4505$$

$$f_{m-2, m} = f_0 + 4f_1 + f_1 = 1,4813 + 4 \times 1,4635 + 1,4505 = 8,7858$$

$$\sum f_{m-2, m} = 8,7858$$

$$I_{\varphi, 1} = \gamma \frac{\Delta Z}{3} \left(\sum f_{m-2, m} \right) = 2,5 \times \frac{1,5}{3} \times 8,7858$$

$$\underline{I_{\varphi, 1} = 10,9822}$$

$$\text{D'où : } N_{\varphi, 1}^a = - \frac{10,9822}{12,073 \times 0,9988} = \underline{\underline{- 0,9108}}$$

Pour en déduire N_{θ}^a :

$$\text{Calculons : } Z_1 \times R_{2, 1} = \gamma \cdot \delta \cdot \cos \varphi \cdot R_2 = 2,5 \times 0,12 \times 0,0484 \times 12,0875 = -0,1755 \text{ t/m}$$

$$\text{et } N_{\varphi}^a \times \frac{R_2}{R_1} = - 0,9108 \times - 0,19255 = 0,1753 \text{ t/m}$$

$$\text{D'où : } \underline{\underline{N_{\theta, 1}^a = 0,1755 - 0,1753 = + 0,0002 \text{ t/m}}}$$

Tous les autres résultats sont consignés dans les tableaux IV et IV suite.

J	Z	$\delta(m)$	$r_0(m)$	Cotg φ	$\Delta \sin \varphi$	$r_0 \sin \varphi$	R_2	f_m	$f_{m-2, m}$	$\Sigma f_{m-2, m}$	$I_{e, m}$	$N_{e a}$ (f_{m-2})
0	-6	0,12	12,289	-0,0353	0,9955	12,234	12,3445	1,4813				0
1'	-4,5	-	12,164	-0,0722	0,9974	12,132	12,1957	1,4635				
1	-3	-	12,073	-0,0485	0,9988	12,058	12,0875	1,4505	8,7858	8,7858	10,9822	0,9108
2'	-1,5	-	12,018	-0,0244	0,9997	12,014	12,0216	1,4426				
2	0	-	12	0	1	12	12	1,4400	8,6609	17,4467	21,8084	1,8173
3'	1,5	-	12,018	0,0244	0,9997	12,014	12,0216	1,4426				
3	3	-	12,073	0,0485	0,9988	12,058	12,0875	1,4505	8,6609	26,1076	32,6345	2,7064
4'	4,5	-	12,164	0,0722	0,9974	12,132	12,1957	1,4635				
4	6	-	12,289	0,0953	0,9955	12,234	12,3445	1,4813	8,7858	34,8934	43,6167	3,5652
5'	7,5	-	12,449	0,1176	0,9931	12,363	12,5355	1,5042				
5	9	-	12,642	0,1390	0,9905	12,522	12,7632	1,5316	9,0297	43,9231	54,9040	4,3846
6'	10,5	-	12,866	0,1594	0,9875	12,705	13,0289	1,5635				
6	12	-	13,119	0,1786	0,9844	12,914	13,3269	1,5992	9,3848	53,3079	66,6349	5,1599
7'	13,5	-	13,401	0,1967	0,9812	13,149	13,6578	1,6389				
7	15	-	13,709	0,2136	0,9779	13,406	14,0188	1,6823	9,8371	63,1450	78,9312	5,8877
8'	16,5	-	14,041	0,2295	0,9747	13,686	14,4054	1,7286				
8	18	-	14,397	0,2441	0,9714	13,985	14,8208	1,7785	10,3752	73,5202	91,9002	6,5713
9'	19,5	0,135	14,773	0,2577	0,9683	14,305	15,2566	2,0596				
9	21	0,15	15,169	0,2703	0,9653	14,643	15,7144	2,3571	12,3740	85,8942	107,3677	7,3323
10'	22,5	0,165	15,584	0,2819	0,9625	14,999	16,1912	2,6715				
10	24	0,18	16,015	0,2926	0,9597	15,370	16,6875	3,0038	16,0469	101,9411	127,4264	8,2906
11'	25,5	0,195	16,461	0,3025	0,9572	15,756	17,1970	3,3534				
11	27	0,21	16,922	0,3116	0,9547	16,155	17,7249	3,7222	20,1396	122,0807	152,6009	9,4460
12'	28,5	0,225	17,395	0,3199	0,9524	16,567	18,2644	3,8355				
12	30	0,24	17,881	0,3276	0,9503	16,922	18,8161	4,5159	23,5801	145,6608	182,0760	10,7597
13'	31,5	0,255	18,378	0,3347	0,9483	17,428	19,3799	4,9419				
13	33	0,27	18,895	0,3412	0,9464	17,873	19,9545	5,3877	29,6712	175,3320	219,1650	12,2623
14'	34,5	0,285	19,401	0,3472	0,9447	18,328	20,5367	5,8530				
14	36	0,30	19,926	0,3528	0,9430	18,790	21,1304	6,3391	35,1388	210,4708	263,0885	14,0015
15'	37,5	0,315	20,459	0,3579	0,9415	19,262	21,7302	6,8450				
15	39	0,33	21	0,3626	0,9401	19,742	22,3380	7,3715	41,0906	251,5614	314,4517	15,9280

TABLEAU : IV

J	$P_{\varphi m}(T)$	$N_{\varphi}^a (t/m)$	$Z = \gamma S \cos \varphi$	$Z R_2 (t/m)$	$N_{\varphi}^e \cdot p$	$N_{\theta}^a (t/m)$	$N_{\varphi} (t/m)$	$N_{\theta} (t/m)$
0	0	0	-0,02847	-0,3514	0	+0,3514	-0,9416	+0,1776
1	69,0034	-0,9108	-0,01452	-0,1755	0,1753	+0,0002	-1,8661	-0,1837
2	137,0265	-1,8173	0	0	0,3550	-0,3550	-2,7773	-0,5425
3	205,0491	-2,7064	0,01452	0,1755	0,5211	-0,6966	-3,6617	-0,8805
4	274,0524	-3,5652	0,02847	0,3514	0,6580	-1,0094	-4,5068	-1,1832
5	344,9728	-4,3846	0,04131	0,5272	0,7569	-1,2841	-5,3045	-1,4429
6	418,6804	-5,1599	0,05274	0,7029	0,8170	-1,5199	-6,0519	-1,6611
7	495,9405	-5,8877	0,06267	0,8785	0,8425	-1,7210	-6,7470	-1,8439
8	577,4273	-6,5713	0,07116	1,0546	0,8409	-1,8955	-7,3950	-2,0009
9	674,6167	-7,3323	0,09784	1,5375	0,8347	-2,3722	-8,1190	-2,4617
10	800,6455	-8,2906	0,12636	2,1086	0,8368	-2,9454	-9,0401	-3,0210
11	958,8220	-9,4460	0,15613	2,7674	0,8448	-3,6122	-10,1590	-3,6760
12	1144,0199	-10,7597	0,18678	3,5145	0,8531	-4,3676	-11,4376	-4,4213
13	1377,0575	-12,2623	0,21796	4,3493	0,8644	-5,2137	-12,9068	-5,2591
14	1653,0376	-14,0015	0,24952	5,2724	0,8787	-6,1511	-14,6145	-6,1896
15	1975,7629	-15,9280	0,28124	6,2823	0,8945	-7,1768	-16,5115	-7,2096
						EFFORTS dus au p.p.		EFFORTS dus à la ceinture + p.p.

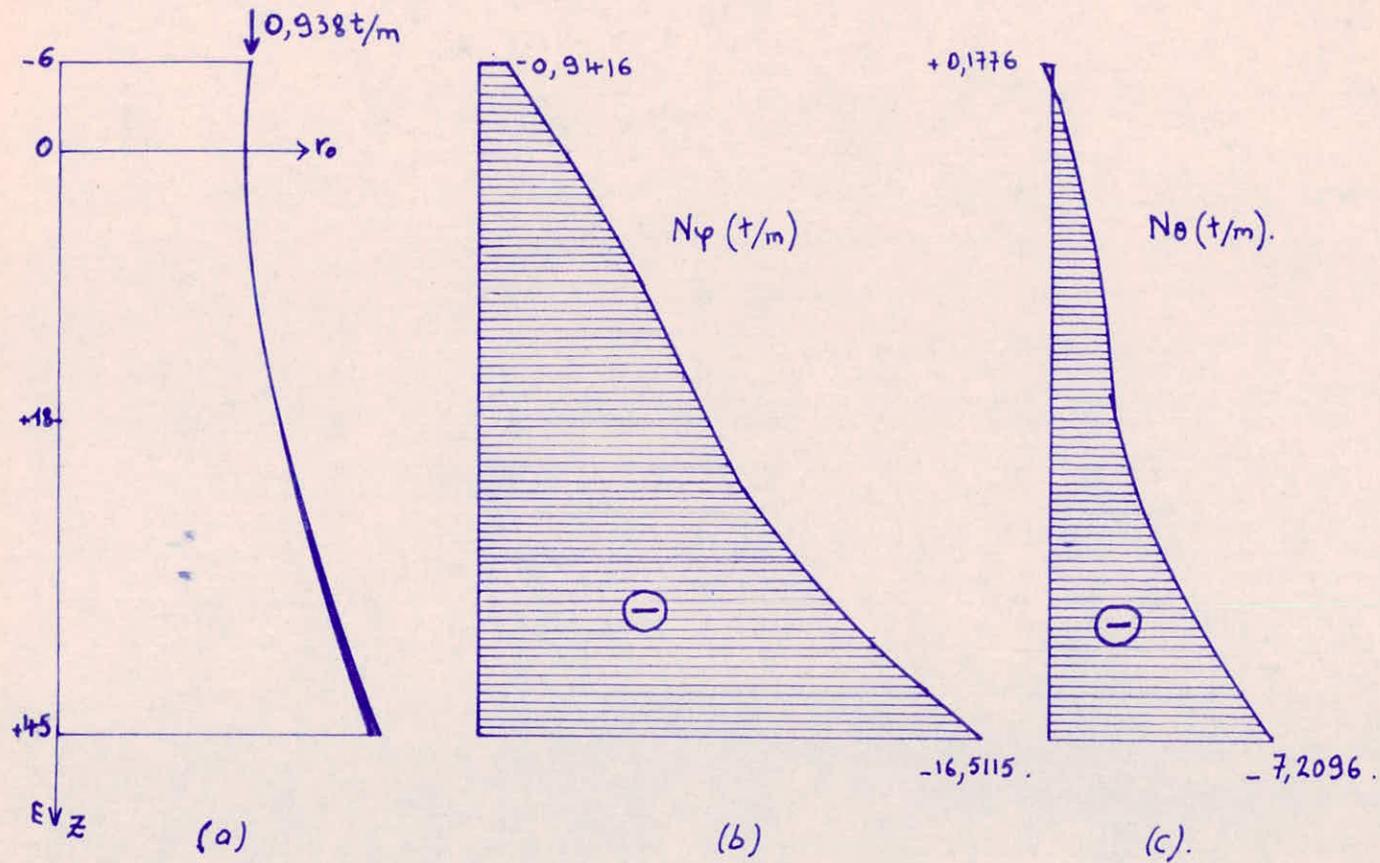
TABLEAU : IV (suite)

Comme nous savons que: $P_{\varphi,m} = 2\pi \cdot I_{\varphi,m}$ le poids de la tour sera alors $P_{\varphi,15} = 2\pi \times I_{\varphi,15} = 314,4517 \times 2\pi = \underline{\underline{1975,7629t}}$

Maintenant pour trouver les efforts N_{φ} et N_{θ} résultants des deux actions à la fois (poids de la ceinture + poids propre de la tour), il suffit de faire la somme algébrique:

$$N_{\varphi} = N_{\varphi}^b + N_{\varphi}^a \quad \text{et} \quad N_{\theta} = N_{\theta}^b + N_{\theta}^a \quad \text{pour chaque joint.}$$

Le signe (-) indique la compression, le signe (+) indique la traction. On remarque que tous les efforts trouvés sont des efforts de compression, à part une légère traction au sommet de la tour due à l'effort N_{θ} suivant le cercle parallèle. La variation des efforts N_{φ} et N_{θ} est représentée dans la fig.7.

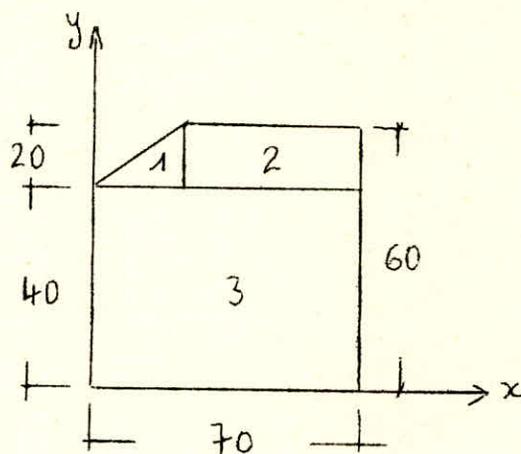


TOUR HYPERBOLIQUE SOUS L'ACTION DE SON POIDS PROPRE ET D'UNE CHARGE LINÉAIRE.

- a) SECTION.
- b) VARIATION DES EFFORTS $N\varphi$.
- c) VARIATION DES EFFORTS $N\theta$.

Fig. 7.

6.4 Poids de la ceinture inférieure.



Ord	$S_i (m^2)$	$x_i (m)$	$S_i x_i$	y_i	$S_i y_i$
1	0,037	0,247	0,009	0,067	0,0025
2	0,066	0,535	0,035	0,5	0,033
3	0,28	0,35	0,098	0,2	0,056
	$\Sigma S_i = 0,383$		$\Sigma S_i x_i = 0,142$		$\Sigma S_i y_i = 0,0915$

$$x_g = \frac{0,142}{0,383} = 0,37m \quad y_g = \frac{0,0915}{0,383} = 0,239m$$

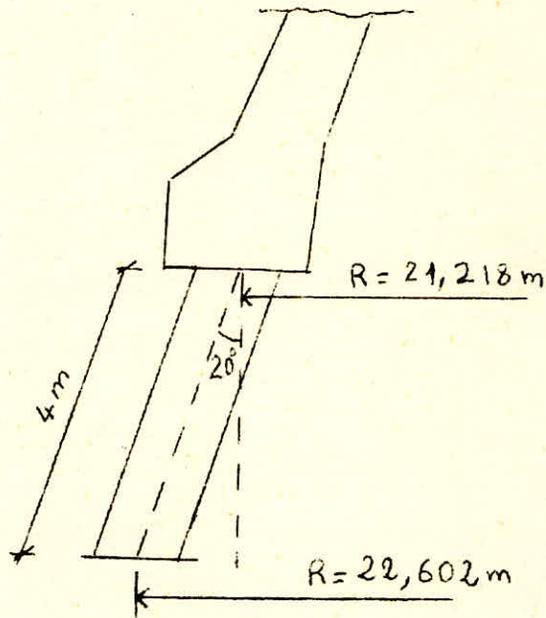
Poids de la ceinture: $P = \gamma \cdot A \cdot 2\pi \cdot r_g$

$$P = 2,5 \times 0,383 \times 2 \times 3,14 \times 21,165 = \underline{\underline{127,267 t}}$$

6.5 Détermination du nombre de poteaux.

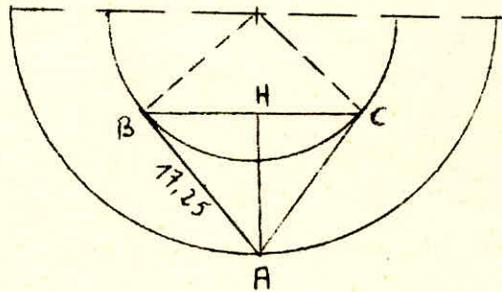
1 - Par rapport à la verticale, les poteaux seront inclinés d'un angle $\varphi = 20^\circ$; ainsi ils auront la direction de la tangente à la méridienne.

La longueur d'un poteau est : $L = \frac{3,8}{\cos \varphi} = 4 m$



2 - L'angle α de deux diagonales (poteaux) est déterminé de la manière suivante :

on considère la projection en plan de deux génératrices,



elles forment un triangle isocèle ABC; en élévation, le côté AB aura une longueur $A'B' = \sqrt{d^2 + AB^2} = \sqrt{39^2 + 17,25^2} = 42,645$ m d'où l'angle α est tel que:

$$\sin \alpha = \frac{HC}{42,645} = \frac{9,925}{42,645} = 0,2327$$

donc

$$\alpha = 26,9^\circ$$

Le nombre de poteaux étant fixé à 68, la ceinture aura une portée de : $\frac{21,218 \times 2 \times 3,14}{34} = 3,92 \text{ m.}$

Dans leur partie inférieure l'écartement de deux poteaux est de : $l = 2 \times 4 \times \frac{\text{tg}26,9}{2} = 8 \times 0,239 = 1,92 \text{ m.}$

6.5.1 Poids des poteaux

$$P = \frac{0,33^2 \times 3,14}{4} \times 4 \times 68 \times 2,5 = \underline{58,13 \text{ t.}}$$

39

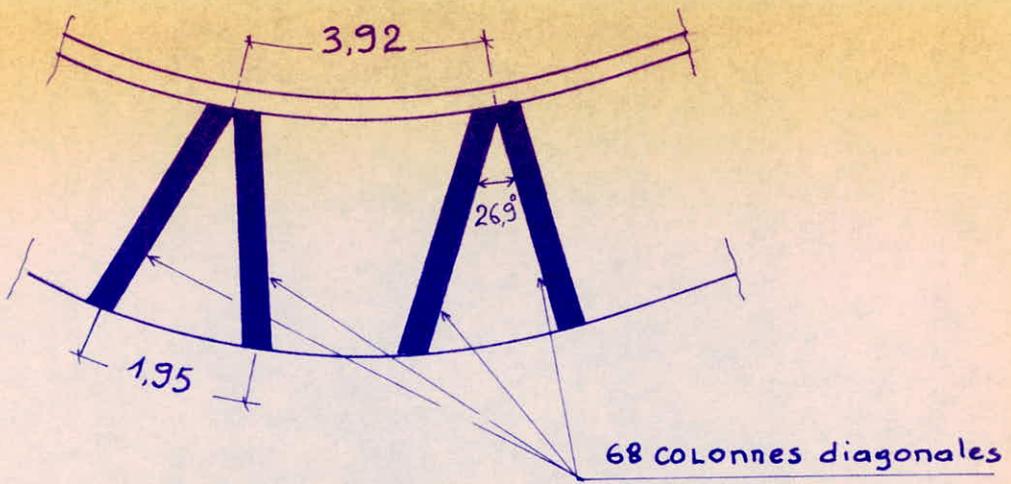
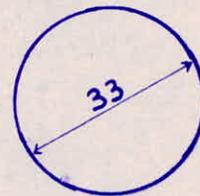
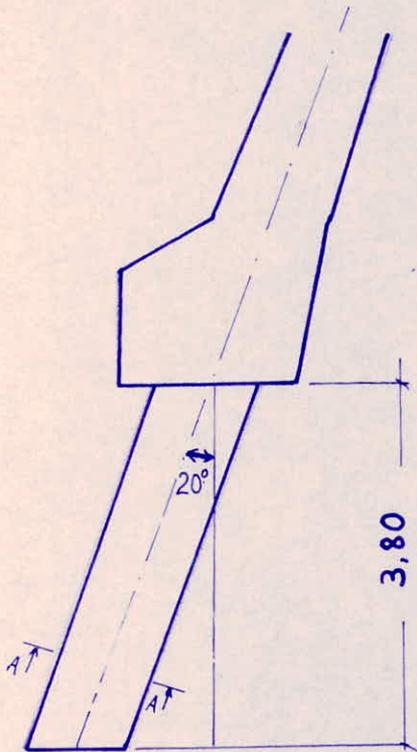


Fig. 5a



SECTION du POTEAU : Coupe A-A

Fig. 5b

$$\begin{aligned} S_{13} \cdot H_{13} &= 185,1979 \times 15,25 &= 2824,2679 \text{ tm} \\ S_{14} \cdot H_{14} &= 233,0376 \times 12,25 &= 2854,7106 \text{ tm} \\ S_{15} \cdot H_{15} &= 275,9801 \times 9,25 &= 2552,8159 \text{ tm} \\ S_{16} \cdot H_{16} &= 322,7253 \times 6,25 &= 2017,0331 \text{ tm} \\ S_{17} \cdot H_{17} &= 127,267 \times 4,525 &= 575,8830 \text{ tm} \end{aligned}$$

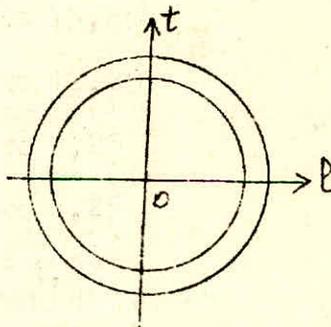
$$\sum S_i \cdot H_i = 43972,049 \text{ tm}$$

La résultante $S_p = 2175,4165 \text{ t}$

La position de cette résultante sera alors:

$$H_p = \frac{43972,049}{2175,4165} = 20,2 \text{ m} \quad (\text{fig.8})$$

7.3 CALCUL des sollicitations sismiques.



Pour ce calcul, il est nécessaire de calculer d'abord les coefficients sismiques qui sont les mêmes dans les deux directions ot et ol et dont le produit est égal à K .

$$K = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$$

7.3.1 Calcul du coefficient de réponse β .

Le coefficient de réponse β caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale

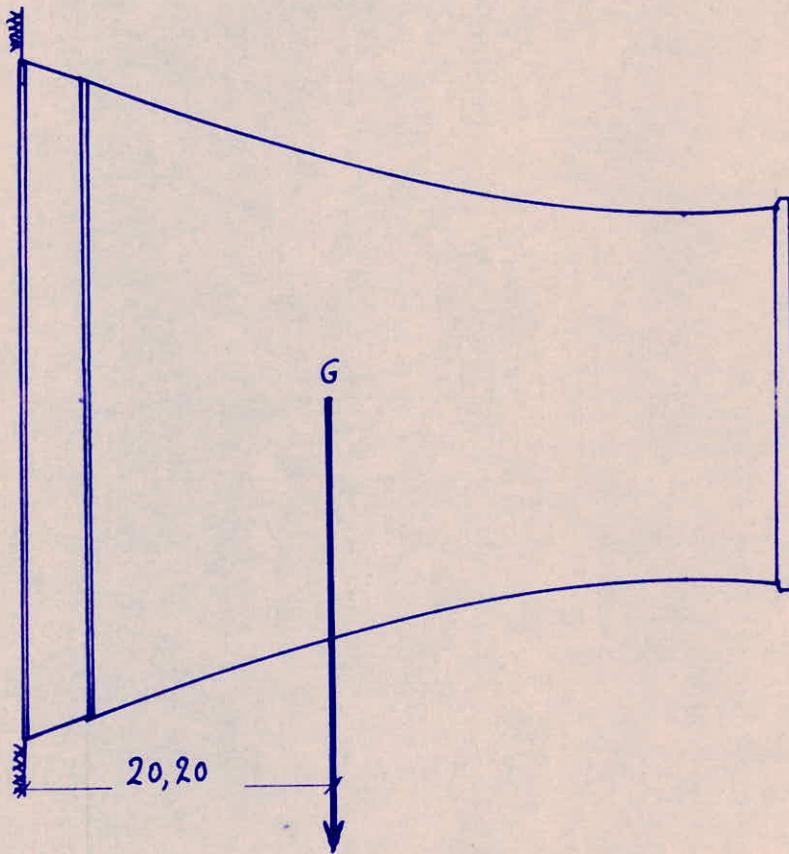


Fig-8

A l'intensité de référence. Il dépend:

- * de la période T du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée.
- * du degré d'amortissement de l'ouvrage.
- * accessoirement, de la nature du sol de fondation.

7.3.1.1 Calcul de la période T .

$$T = 2\pi \sqrt{\left(\frac{P.L^3}{3EI} + \frac{M.L^2}{2EI} \right) \frac{1}{g}}$$

* L : longueur du support = 4m

* I: inertie équivalente des poteaux.

Pour calculer cette inertie, on a placé à l'échelle les poteaux sur un cercle moyen, et l'inertie nous est donnée par:

$$I = \sum_{i=1}^{68} S \cdot d_i^2$$

*S: section d'un poteau

*d_i: distance du poteau i au diamètre du cercle

on trouve : I = 1300 m⁴

* P = 2175,4165 t

* M = (20,2 - 3,8) . 2175,4165 = 35676,83 tm

* E : module d'élasticité du béton, E = 3,45 10⁹ kg/m²

* g : accélération de la pesanteur, g = 9,81 m/s

$$T = 2 \times 3,14 \sqrt{\frac{1}{9,81} \left(\frac{4^3 \times 2175,4165}{3 \times 3,45 \times 10^6 \times 1300} + \frac{35676,83 \times 4^2}{2 \times 3,45 \times 10^6 \times 1300} \right)}$$

D'où T = 0,02 s

7.3.1.2 Calcul de β

Conformément au règlement (P.S 69; page 85) nous considérerons un amortissement faible, d'où

$$\beta = \frac{0,105}{\sqrt[4]{T^3}} = \frac{0,105}{\sqrt[4]{0,02^3}} = 1,97$$

Le maximum admis étant de 0,2, nous prendrons $\beta = 0,2$

7.3.2 Coefficient d'intensité α

Ce coefficient a pour but de permettre l'ajustement de la résistance d'une construction à l'intensité sismique. Il dépend de l'intensité nominale i_n .

Alger: région de moyenne séismicité, $i_n = 8 \Rightarrow \alpha = 1$.

7.3.3 Coefficient de distribution γ

Ce coefficient ne dépend que de la structure et caractérise, à l'intérieur de cette dernière, le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

$$\gamma = h \frac{s}{I}$$

s: moment statique par rapport à la base de l'ouvrage

I: moment d'inertie " " "

h: hauteur

mais comme nous avons: $s = m.h$ et $I = mh^2$ (m désignant la masse de l'ouvrage), on aura :

$$\gamma = h \cdot \frac{mh}{mh^2} = 1$$

7.3.4 Coefficient de fondation δ

Le coefficient δ , indépendant des propriétés dynamiques de la construction, est un facteur correcteur tenant compte

De l'incidence des conditions de fondations sur le comportement de l'ouvrage.

Le coefficient est lu dans le tableau PS 69 page 95.

Sol: terrain de consistance moyenne

$$\delta = 1$$

7.3.5 Calcul de la force horizontale S_h

L'intensité de la force horizontale agissant sur la tour

est donnée par la formule $S_h = K.W$

*K: coefficient sismique $= \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$

*W: poids des charges permanentes et surcharges.

$$W = 2175,4165t$$

La force horizontale sismique sera alors :

$$S_h = 0,2 \times 1 \times 1 \times 1 \times 2175,4165 = \underline{\underline{435,08 \text{ t}}}$$

VIII- ETUDE DU VENT

8.1 Calcul des forces et des moments dûs au vent

L'action d'ensemble du vent soufflant dans une direction donnée sur une construction, est la résultante R de toutes les actions P sur les différentes parois de la construction à l'exclusion des majorations apportées par les actions extérieures locales.

La direction de cette résultante diffère généralement de celle du vent. Pour certains ensembles elle peut se décomposer:

1- suivant la direction horizontale du vent en une composante T (traînée) produisant un effet d'entraînement et de renversement.

2- suivant une verticale ascendante en une composante U (portance) produisant un effet de soulèvement et éventuellement de renversement.

Pour les constructions dont les parties inférieures et supérieures sont ouvertes simultanément, ce qui est le cas, on considère uniquement l'action de renversement créée par la traînée T déterminée directement par l'intermédiaire du coefficient C_{t0} à laquelle s'ajoute éventuellement l'effet d'un vent plongeant à 20%.

8.1.1 Calcul de la traînée T

$$T = C_t \cdot S_t \cdot q_r$$

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

S_t : aire de la projection verticale de la construction (

(maître couple) normale à la direction du vent considérée.

q_r : valeur moyenne de la pression dynamique.

Evaluation de S_t

Pour le calcul de la surface au vent de la tour, on décompose la tour en éléments de hauteur $h=3m$ et on les assimile à des trapèzes.

<u>tronçons</u>	<u>$S_{t,i}$</u>
ceinture supérieure	26,098 m ²
tronçon 1	73,446 m ²
" 2	72,579 m ²
" 3	72,579 m ²
" 4	73,446 m ²
" 5	75,153 m ²
" 6	77,643 m ²
" 7	80,844 m ²
" 8	84,648 m ²
" 9	89,103 m ²
" 10	94,047 m ²
" 11	99,396 m ²
" 12	105,084 m ²
" 13	111,063 m ²
" 14	117,288 m ²
" 15	123,723 m ²
ceinture inférieure	21,235 m ²
poteaux	85,272 m ²

Evaluation de C_t

$$C_t = \gamma_e \cdot C_{t0}$$

γ : est fonction du rapport λ . Pour une construction qui n'a pas une largeur constante $\lambda = \frac{h^2}{S_t}$ (NV 65 page 135)

h: hauteur de la construction = 46,6 m

$$S_t = \sum S_{t,i} = 1324,79 \text{ m}^2$$

$$\lambda = \frac{46,6^2}{1324,79} = 1,632$$

Pour la catégorie 5 (NV 65 page 143) $\gamma_0 = 0,968$

$$\text{d'où } \gamma_e = \gamma_0 - \frac{e}{h} (\gamma_0 - \gamma_h)$$

$$\gamma_e = 0,968 - \frac{3,8}{46,6} (0,968 - 0,9) = 0,963$$

$$C_{t0} = 0,55 \quad (\text{ NV 65 page 138})$$

$$\underline{C_t = 0,963 \times 0,55 = 0,53}$$

Evaluation de q_r

$$q_r = q_h \cdot K_s \cdot \delta \cdot \beta$$

1- Calcul du coefficient de majoration β

$$\beta = \theta (1 + \gamma \zeta) \quad \text{NV 65 page 81}$$

1.1 Coefficient de réponse γ

γ est fonction de la période T . Il est donné par les abaques. (R. III-3 page 83).

Pour T on a pris une valeur par excès T = 0,045 s

$$T = 0,045 \Rightarrow \beta = 0,045$$

1.2 Coefficient de pulsation ζ

ζ est fonction de la hauteur H, il est donné par le

Tableau (R.III.4 page 83 du NV 65). Les valeurs de ζ sont consignées dans le tableau V.

1.3 Coefficient global θ

Il est indépendant du type de construction $\theta = 1$

2-Pression dynamique q_h

2.1 Pression dynamique normale q_{10}

$$\left. \begin{array}{l} \text{Alger: région I} \\ \text{altitude 250m} \end{array} \right\} q_{10} = 69 \text{ Kg/m}^2$$

2.2 Pression dynamique q_h

$$\frac{q_h}{q_{10}} = 2,5 \frac{H + 18}{H + 60} \Rightarrow q_h = 2,5 q_{10} \frac{H + 18}{H + 60}$$

pour les valeurs de q_h , (voir tableau V).

3 Coefficient de site K_s (NV 65, page 59)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Alger : région I} \\ \text{site exposé} \end{array} \right\} \Rightarrow K_s = 1,35$$

4 Coefficient de réduction δ des pressions dynamiques

δ est fonction de la hauteur H. Les valeurs de δ sont consignées dans le tableau V.

Dans le tableau V l'origine de la côte H est le niveau du sol.

5 Pression dynamique agissant sur le maître-couple : q_r

C'est la moyenne des pressions dynamiques moyennes agissant aux côtes H et H' limitant le maître-couple.

Exemple : pour le maître-couple 15

$$q_r = \frac{q_r(43,9) + q_r(46,9)}{2} = \frac{118,135 + 124,684}{2} = 121,41 \text{ Kg/m}^2$$

$H(m)$	Z	φ	$\int Z$	$\beta = 0(1+\beta)$	$H+18$	$H+60$	$A = \frac{H+18}{H+60}$	$q_H = 2,59_{10} \cdot A$	K_s	S	$q_r = q_H \cdot K_s \cdot S \cdot \beta$
0-4,3	0,36	0,045	0,0162	1,0162	22,3	64,3	0,3468	59,823	1,35	0,74	60,731
7,9	0,36	"	0,0162	1,0162	25,9	67,9	0,3814	65,791	"	0,74	66,790
10,9	0,359	"	0,0161	1,0161	28,9	70,9	0,4076	70,311	"	0,74	71,371
13,9	0,353	"	0,0159	1,0159	31,9	73,9	0,4317	74,468	"	0,74	75,576
16,9	0,348	"	0,0157	1,0157	34,9	76,9	0,4538	78,280	"	0,74	79,429
19,9	0,345	"	0,0155	1,0155	37,9	79,9	0,4743	81,817	"	0,74	83,002
22,9	0,34	"	0,0153	1,0153	40,9	82,9	0,4934	85,111	"	0,74	86,327
25,9	0,336	"	0,0151	1,0151	43,9	85,9	0,5110	88,147	"	0,74	89,388
28,9	0,332	"	0,0149	1,0149	46,9	88,9	0,5275	90,994	"	0,74	92,257
31,9	0,328	"	0,0147	1,0147	49,9	91,9	0,5430	93,667	"	0,75	96,232
34,9	0,323	"	0,0145	1,0145	52,9	94,9	0,5574	96,151	"	0,77	101,358
37,9	0,32	"	0,0144	1,0144	55,9	97,9	0,5710	98,497	"	0,78	105,211
40,9	0,314	"	0,0141	1,0141	58,9	100,9	0,5837	100,688	"	0,81	111,655
43,9	0,308	"	0,0138	1,0138	61,9	103,9	0,5957	102,758	"	0,84	118,135
46,9	0,306	"	0,0137	1,0137	64,9	106,9	0,6071	104,725	"	0,87	124,684
49,9	0,301	"	0,0135	1,0135	67,9	109,9	0,6178	106,570	"	0,90	131,230
50,9	0,299	"	0,0134	1,0134	68,9	110,9	0,6213	107,174	"	0,90	131,961

TABLEAU. V

Les valeurs de $C_t \frac{q_r(H) + q_r(H')}{2}$ sont consignées dans le

tableau V(suite).

6 Effort partiel agissant sur le maître-couple : T_i

$$T_i = C_t \frac{q_r(H) + q_r(H')}{2} \times s_{ti} \quad (\text{tableau V suite}).$$

s_{ti} est l'aire du maître-couple i .

Exemple : $i = 2 \Rightarrow s_{ti} = 144,96$

$$T_{14} = 33,793 \times 144,96 = \underline{4898,633 \text{ Kg}}$$

7 Moment à la base dû à un effort partiel T_i

$$M_i = T_i \times H_i$$

Exemple : pour l'effort partiel $T_2 = 4898,633 \text{ Kg}$, le moment à la base sera égal à :

$$M_2 = 4898,633 \times 6,4 = \underline{31351,251 \text{ Kgm}}$$

Remarque :

Les trainées calculées pour la ceinture supérieure et les deux premiers tronçons ont été majorées de 20% pour tenir compte d'un éventuel effet d'un vent plongeant.

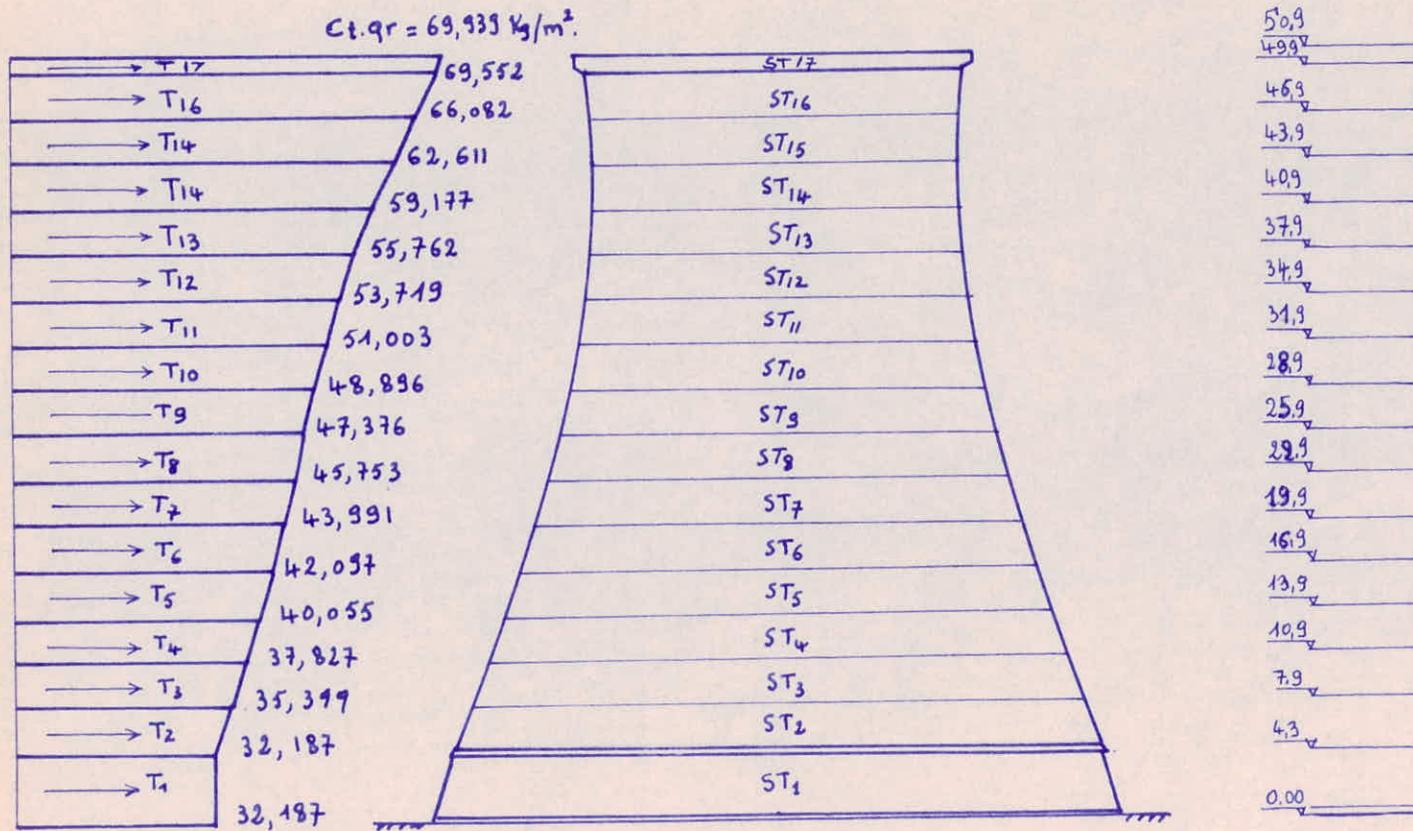


Fig - 9

C_t	$C_t q_r$	$c_t \frac{(q_{r_n} + q_{r_{n+1}})}{2}$	i	ST_i (m^2)	$T_i = C_t q_r ST_i$ Kg	H_i (m)	$M_i = T_i \cdot H_i$ (Kgm)
0,53	32,187	32,187	1	85,272	2731,517	2	5463,034
"	35,399	33,793	2	144,96	4898,633	6,4	31351,251
"	37,827	36,613	3	117,288	4294,265	9,4	40366,091
"	40,055	38,941	4	111,063	4324,904	12,4	53628,809
"	42,097	41,076	5	105,084	4316,430	15,4	66473,022
"	43,991	43,044	6	99,396	4278,401	18,4	78722,578
"	45,753	44,872	7	94,047	4220,077	21,4	90309,647
"	47,376	46,564	8	89,103	4148,992	24,4	101235,400
"	48,896	48,136	9	84,648	4074,616	27,4	111644,470
"	51,003	49,949	10	80,844	4038,077	30,4	122757,540
"	53,719	52,361	11	77,643	4065,465	33,4	135786,530
"	55,762	54,740	12	75,153	4113,875	36,4	149745,050
"	59,177	57,469	13	73,446	4220,868	39,4	166302,190
"	62,611	60,894	14	72,579	4419,626	42,4	187392,140
"	66,082	64,346	15	72,579	5604,202	45,4	254430,770
"	69,552	67,817	16	73,446	5977,064	48,4	289289,890
"	69,939	69,745	17	26,098	2184,246	50,4	110085,990

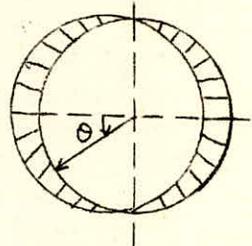
TABLEAU : V (SUITE)

8.2 EFFORTS DE MEMBRANES DANS LA TOUR SOUS L'ACTION DU VENT.

8.2.1 Action extérieure

La charge est : $Z = p_v \times \cos \theta$

* $p_v = q_h \times K_s \times \delta$



$$N_{\varphi} = \frac{p_v \cdot a}{6} + \frac{g^2 \cdot \left[(2 - \eta_0^2) \rho_0 - (2 - \eta^2) \rho - 3 \eta_0 \rho_0 (\eta - \eta_0) + 3 \eta \ln \frac{\eta + \rho}{\eta_0 + \rho_0} \right] \cdot \cos \theta}{\rho^2 \sin \varphi}$$

$$N_{\theta} = - N_{\varphi} \frac{R_2}{R_1} - p R_2 \cos \theta$$

$$N_{\varphi \theta} = \frac{p_v \cdot a}{2} \operatorname{tg} \alpha \cdot \frac{1}{\rho} \left\{ \eta_0 \rho_0 - \eta \rho + \frac{\eta}{3 \rho^2} \left[(2 - \eta_0^2) \rho_0 - (2 - \eta^2) \rho - 3 \eta_0 \rho_0 (\eta - \eta_0) - \frac{1}{\rho^2} \ln \frac{\eta + \rho}{\eta_0 + \rho_0} \right] \right\} \sin \theta.$$

$$N_{\theta \varphi} = N_{\varphi \theta}$$

où : $\rho = \frac{r_0}{a}$, $\eta = \frac{z}{b}$

η_0, ρ_0 valeurs au bord supérieur ($\varphi = \varphi_0$).

8.2.1.1 Face au vent

Les efforts maximums N_{φ} , N_{θ} sont obtenus pour $\theta = 0$.

Les résultats sont consignés dans les tableaux VI et VI (SUITE)

Exemple : pour le joint 1 on a :

$$N_{\varphi} = 0,0474 \text{ t/m (effort de traction),}$$

$$N_{\theta} = - 1,4776 \text{ t/m (effort de compression).}$$

8.2.1.2 Face sous le vent

Dans ce cas, les efforts maximums sont obtenus pour $\theta = \pi$.

Tous les résultats sont consignés dans le tableau VI (suite).

Exemple : pour le joint 3 :

$$N_{\varphi} = - 0,3683 \text{ t/m} \quad (\text{effort de compression}),$$

$$N_{\theta} = + 1,2600 \text{ t/m} \quad (\text{effort de traction}).$$

8.2.1.3 Efforts de cisaillement $N_{\varphi\theta}$

Les efforts maximums s'obtiennent pour $\theta = \frac{\pi}{2}$ (tableau VI, suite).

Exemple : pour le joint 9 :

$$N_{\varphi\theta} = - 1,0517 \text{ t/m}.$$

La variation des efforts de membrane dans la tour est représentée dans la figure 10.

8.2.2 Action intérieure

Pour les constructions ouvertes, on applique une dépression uniforme de $-0,4q$, q étant la valeur de la pression dynamique au sommet de la construction.

Dans ce cas les efforts $N_{\varphi\theta}$ de cisaillement sont nuls, étant donné qu'on a un état de contraintes symétriques.

Les expressions des efforts N_{φ} et N_{θ} sont:

$$N_{\varphi} = p_0 \frac{\cos^2 \alpha}{\cos \xi} \cdot \frac{a}{4} \left[f_1(\xi) - f_1(\xi_0) \right]$$

$$N_{\theta} = -p_0 - N_{\varphi} \frac{R_2}{R_1}$$

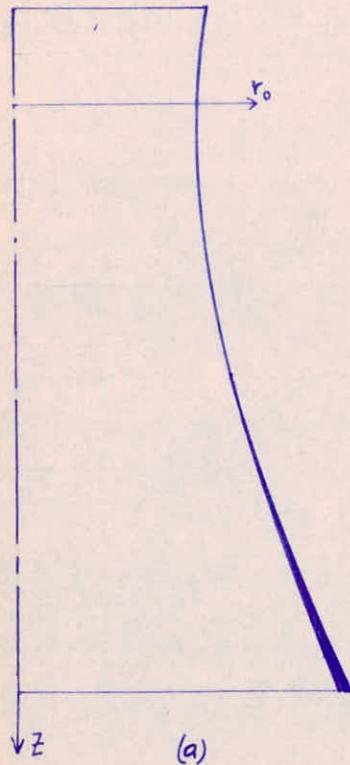
$$\text{avec: } \xi = \frac{\sin \varphi}{\sin \alpha}, \quad f_1(\xi) = \frac{2\xi}{1-\xi^2} + \ln \frac{\xi-1}{\xi+1}$$

J	Z	r ₀	p ₀	η ₀	η ₀ f ₀	η	f	ηf	η-η ₀	(2-η ²)f ₀	(2-η ²)f	η+f	η ₀ +f ₀	B = $\frac{\eta+f}{\eta \cdot f_0}$	ln B	3ηlnβ	3η ₀ f ₀ (η-η ₀)
0	-6	16,289	1,024	-0,221	-0,226	-0,221	1,024	-0,226	0	1,998	1,998	0,803	0,803	1	0	0	0
1	-3	12,073	1,024	"	"	-0,110	1,006	-0,111	0,111	"	1,999	0,896	"	1,116	0,110	-0,036	-0,075
2	0	12	1,024	"	"	0	1	0	0,221	"	2	1	"	1,245	0,218	0	-0,150
3	3	12,073	1,024	"	"	0,110	1,006	0,111	0,331	"	1,999	1,116	"	1,390	0,329	0,108	-0,224
4	6	12,289	1,024	"	"	0,221	1,024	0,226	0,442	"	1,998	1,245	"	1,550	0,437	0,289	-0,299
5	9	12,642	1,024	"	"	0,331	1,053	0,348	0,552	"	1,991	1,384	"	1,723	0,543	0,539	-0,374
6	12	13,119	1,024	"	"	0,442	1,093	0,483	0,663	"	1,972	1,535	"	1,911	0,646	0,856	-0,449
7	15	13,709	1,024	"	"	0,552	1,142	0,630	0,773	"	1,936	1,694	"	2,109	0,745	1,234	-0,524
8	18	14,397	1,024	"	"	0,663	1,199	0,795	0,883	"	1,871	1,862	"	2,319	0,839	1,669	-0,599
9	21	15,169	1,024	"	"	0,773	1,264	0,977	0,994	"	1,773	2,037	"	2,537	0,931	2,159	-0,674
10	24	16,015	1,024	"	"	0,884	1,334	1,179	1,105	"	1,625	2,218	"	2,762	1,014	2,689	-0,749
11	27	16,922	1,024	"	"	0,994	1,410	1,401	1,215	"	1,427	2,404	"	2,994	1,095	3,265	-0,824
12	30	17,891	1,024	"	"	1,105	1,490	1,646	1,326	"	1,161	2,595	"	3,231	1,171	3,882	-0,899
13	33	18,985	1,024	"	"	1,215	1,574	1,912	1,436	"	0,824	2,789	"	3,473	1,242	4,527	-0,974
14	36	19,926	1,024	"	"	1,325	1,660	2,199	1,546	"	0,405	2,985	"	3,717	1,311	5,211	-1,048
15	39	21	1,024	"	"	1,436	1,750	2,513	1,657	"	-0,108	3,186	"	3,968	1,378	5,936	-1,123

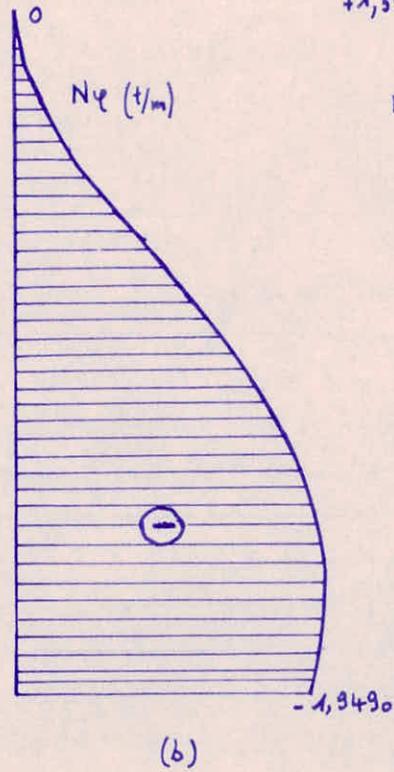
TABLEAU: VI.

J	$\frac{a}{6.92 \sin \alpha} \cdot \tan^2 \alpha$	$q_H \cdot K_s \cdot S$	$P_0 \frac{a}{2} \tan \alpha$	$N\varphi$ (t/m)	$N\theta$ (t/m)	$N\varphi$ (t/m)	$N\theta$ (t/m)	$N\varphi\theta$ (t/m)
0	9,817	129,482	1758,106	0	-1,5984	0	+1,5984	0
1	10,133	122,999	1670,080	0,0474	-1,4776	-0,0474	+1,4776	-0,1937
2	10,242	116,527	1582,203	0,1706	-1,3650	-0,1706	+1,3650	-0,3576
3	10,133	110,102	1494,965	0,3683	-1,2600	-0,3683	+1,2600	-0,5068
4	9,817	103,717	1408,269	0,5682	-1,1760	-0,5682	+1,1760	-0,6337
5	9,324	99,949	1357,107	0,8574	-1,1277	-0,8574	+1,1277	-0,7532
6	8,714	94,838	1287,710	1,1000	-1,0897	-1,1000	+1,0897	-0,8447
7	8,032	90,903	1234,281	1,3290	-1,0842	-1,3290	+1,0842	-0,9232
8	7,337	88,059	1195,665	1,5474	-1,1071	-1,5474	+1,1071	-0,9960
9	6,640	85,026	1154,483	1,7265	-1,1396	-1,7265	+1,1396	-1,0517
10	5,999	81,735	1109,798	1,8686	-1,1754	-1,8686	+1,1754	-1,0932
11	5,421	78,202	1061,827	1,9755	-1,2094	-1,9755	+1,2094	-1,1192
12	4,855	74,393	1010,108	2,0291	-1,2390	-2,0291	+1,2390	-1,1323
13	4,369	70,241	953,732	2,0484	-1,2572	-2,0484	+1,2572	-1,1264
14	3,942	65,725	892,414	2,0344	-1,2611	-2,0344	+1,2611	-1,1164
15	3,558	59,763	811,462	1,9490	-1,2255	-1,9490	+1,2255	-1,0679
FACE AU VENT $\theta = 0$					FACE SOUS LE VENT $\theta = \pi$			$\theta = \frac{\pi}{2}$

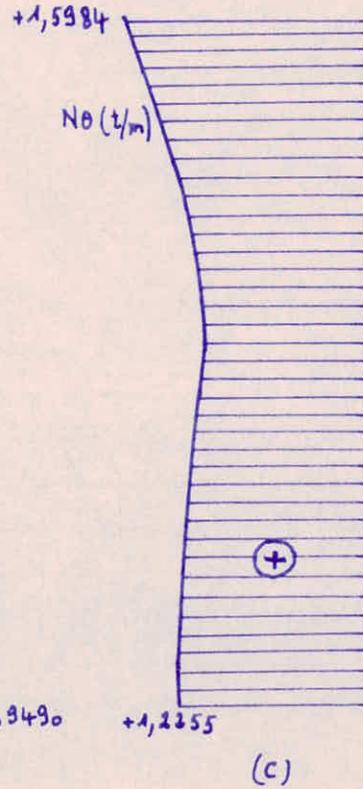
TABLEAU VI (SUITE).



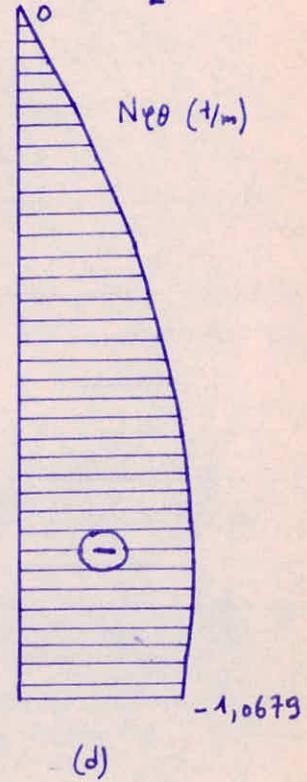
SECTION $\theta = \pi$



SECTION $\theta = \pi$



SECTION $\theta = \frac{\pi}{2}$



EFFORTS de MEMBRANE dans la TOUR HYPERBOLIQUE SOUS L'ACTION du vent (EXTERIEUR)

- a) SECTION TRANSVERSALE.
- b) VARIATION de N_ψ .
- c) VARIATION de N_θ .
- d) VARIATION de $N_{\psi\theta}$.

La charge est : $p \cdot \sin \varphi = 0,4q \cdot \sin \varphi$

Toutes les expressions ainsi que les efforts de membrane dans chaque joint, sont consignés dans le tableau VII.

Exemple: joint 1	$N_{\varphi} = +0,01006 \text{ t/m}$ (effort de traction)
	$N_{\theta} = -0,51515 \text{ t/m}$ (effort de compression)
joint 5	$N_{\varphi} = -0,01328 \text{ t/m}$ (effort de compression)
	$N_{\theta} = -0,54375 \text{ t/m}$ (effort de compression)

La variation de ces efforts N_{φ} et N_{θ} est représentée dans la figure 11.

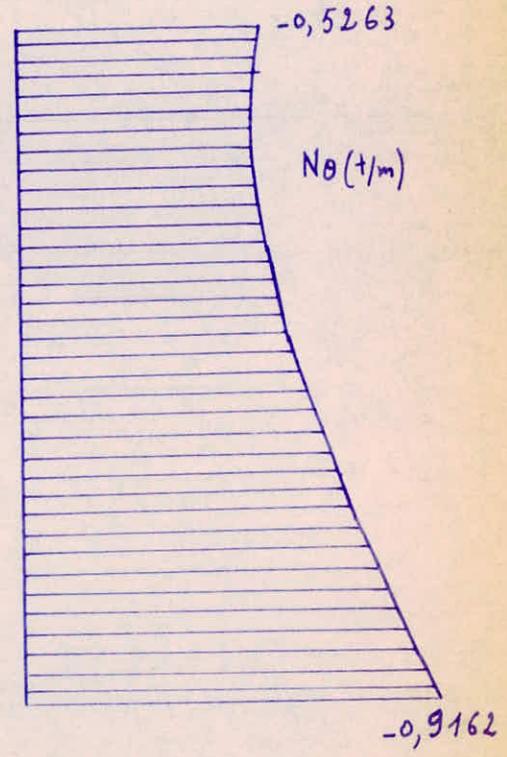
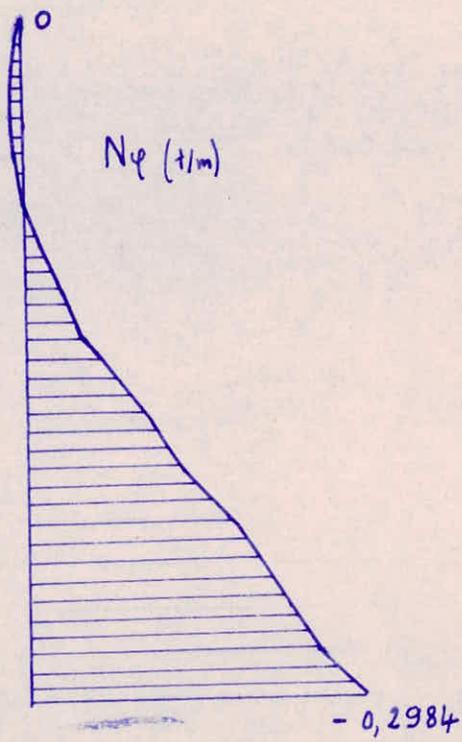
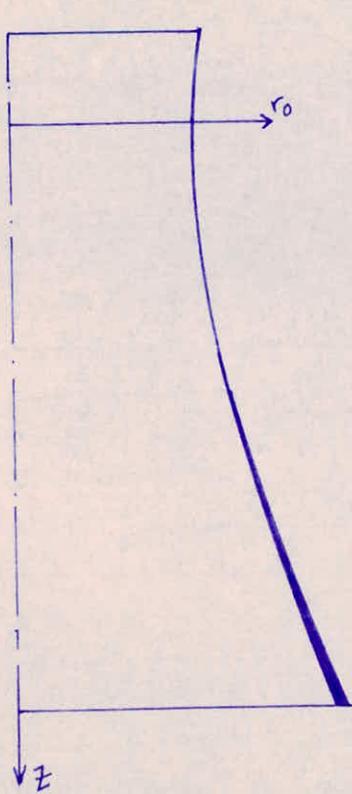
ON remarque que pour les efforts N_{φ} méridiens on a une légère traction pour les quatres premiers anneaux. Tandis que pour les efforts N_{θ} suivant les cercles parallèles, on a que des compressions.

Ces efforts dus à l'action intérieure, vont s'ajouter algébriquement avec ceux dus à l'action extérieure, pour la face au vent et pour la face sous le vent.

J	$f = \frac{\Delta \sin \rho}{\Delta \sin \alpha}$	$\frac{2f}{1-f^2}$	$\frac{f-1}{f+1}$	$\ln \frac{f-1}{f+1}$	$\frac{2f}{1-f^2} + \ln \frac{f-1}{f+1}$	$B = a \frac{\cos^2 \alpha}{4} \cdot \frac{a}{r_0 f}$	$B(f_1(r) - f_1(r_0))$	$p = 0,49 \cdot$	$N\psi(t/m)$	$N\theta(t/m)$
0	1,089	-11,714	0,0426	-3,153	-14,867	0,439	0	42,868	0	-0,52634
1	1,093	-11,230	0,0444	-3,109	-14,339	0,445	0,235	"	+0,01006	-0,51515
2	1,094	-11,116	0,0450	-3,098	-14,214	0,447	0,292	"	+0,01251	-0,51152
3	1,093	-11,230	0,0444	-3,109	-14,339	0,445	0,235	"	+0,01006	-0,51515
4	1,089	-11,714	0,0426	-3,153	-14,867	0,439	0	"	0	-0,52634
5	1,084	-12,384	0,0403	-3,206	-15,590	0,429	-0,310	"	-0,01328	-0,54375
6	1,077	-13,368	0,0370	-3,293	-16,661	0,416	-0,746	"	-0,03195	-0,56695
7	1,070	-14,769	0,0338	-3,383	-18,152	0,400	-1,134	"	-0,04857	-0,59411
8	1,063	-16,358	0,0305	-3,523	-19,881	0,384	-1,925	"	-0,08245	-0,62717
9	1,056	-18,343	0,0272	-3,602	-21,945	0,367	-2,597	"	-0,11123	-0,66235
10	1,050	-20,488	0,0244	-3,709	-24,197	0,349	-3,256	"	-0,13945	-0,69999
11	1,044	-23,216	0,0215	-3,836	-27,052	0,332	-4,045	"	-0,17325	-0,74026
12	1,039	-26,131	0,0191	-3,954	-30,085	0,316	-4,809	"	-0,20597	-0,78237
13	1,035	-29,063	0,0172	-4,059	-33,122	0,300	-5,476	"	-0,23454	-0,82537
14	1,032	-31,742	0,0157	-4,149	-35,891	0,285	-5,992	"	-0,25664	-0,86953
15	1,028	-36,207	0,0138	-4,278	-40,485	0,272	-6,968	"	-0,29844	-0,91620

EFFORTS de MEMBRANE dus
à la dépression intérieure.

TABLEAU VII



EFFORTS de MEMBRANE dans la TOUR HYPERBOLIQUE soumise à une dépression intérieure.

IX - HYPOTHESES DE CHARGEMENT ET DE CALCUL

A) Pour le calcul des différents éléments de notre construction on a pris les hypothèses de chargement suivantes:

1- Poids propre : G

2- Sollicitation pondérée du premier genre: G+V , (P=0,T=0)

V étant la sollicitation due à la surcharge du vent normal.

3- Sollicitation pondérée du second genre: G+ $\gamma_w W$, (P=0,T=0)

W étant la sollicitation due à la surcharge du vent extrême.

$\gamma_w = 1,1$ (CCBA 68)

B) Contraintes admissibles des matériaux.

-Pour le béton dosé à 350 Kg/m^3 CPA 325, les valeurs des contraintes admissibles pour la sollicitation pondérée du premier genre, sont celles données dans le chapitre V (caractéristiques des matériaux)

Quand il s'agit de la sollicitation pondérée du second genre, les valeurs de δ sont celles fixées au chapitre V multipliées par 1,5 dans le cas de la compression.

Les valeurs de θ sont celles fixées au chapitre V multipliées par 1,5 dans le cas de la traction.

-Pour les aciers, dans le cas d'une sollicitation pondérée du second genre , les valeurs des contraintes admissibles aussi bien de compression que de traction, sont prises égales à leur limite d'élasticité nominale.

X- CALCUL DES ARMATURES.

10.1 Ferraillage de la ceinture supérieure.

La ceinture supérieure n'étant sollicitée que par son poids propre, son ferraillage sera un ferraillage constructif. Les cerces seront constituées par des ϕ 10 (acier doux FeE 24) espacées de 15 cm.

Les cadres seront en ϕ 6, espacés de 20 cm.

Ce ferraillage a été choisi de manière à assurer un pourcentage minimum d'armatures pour le béton.

Le ferraillage longitudinal de la tour qu'on prolongera dans la ceinture de la manière indiquée dans le dessin, servira à reprendre aisément un éventuel moment de flexion quoi-que très faible, si on considère que la ceinture pourra travailler en console.

10.2 Ferraillage de la tour .

La combinaison des effets du poids propre et du vent nous donne:

- Suivant les méridiennes, le cas le plus défavorable est:

$N\varphi$ (poids propre) plus $N\varphi$ (vent) pour la face sous le vent.

Puisque on n'a que des compressions aussi bien pour le poids propre que pour le vent, les efforts vont donc s'ajouter.

Ce cas reste valable aussi pour la sollicitation du second genre.

Les résultats de cette combinaison sont consignés, pour la sollicitation du premier genre dans le tableau IX, et pour la sollicitation du second genre dans le tableau X.

Pour la face au vent où on a des efforts N_{φ} de traction dus au vent, les valeurs N_{φ} de compression dues au poids propre sont supérieures aux valeurs de ces tractions. Donc ce cas sera moins défavorable que le précédent. On n'en tiendra pas compte.

-Suivant les cercles parallèles, le cas le plus défavorable est N_{θ} (poids propre) plus N_{θ} (vent).

Pour la face sous le vent, les efforts dus au poids propre sont des efforts de compression; tandis que pour le vent on a des efforts de traction. En sommant ces deux efforts on obtient de légères tractions pour les deux premiers anneaux (tableau IX), puis des compressions qu'on n'a pas mentionné sur ce tableau, puisqu'elles seront inférieures à celles de la face au vent.

Pour la face au vent, les efforts dus au poids propre et au vent sont tous deux des efforts de compression.

Les résultats de cette sommation sont eux aussi consignés dans le tableau IX.

En ce qui concerne la sollicitation du second genre, on a le même cas, sauf que pour la face sous le vent, on a des tractions pour les quatre premiers anneaux. Les résultats sont tous consignés dans le tableau X.

10.2.1 Armatures longitudinales. (suivant les méridiens)

Les efforts étant exprimés en t/m. 1m suivant le cercle parallèle.

Tous les efforts sont des efforts de compression, si e est l'épaisseur de la coque:

J	FACE sous le vent (N _y Max) T(m)	FACE sous le vent (N ₀ Max) T(m)	FACE au vent (N ₀ Max)
0	- 0,9416	+ 1,2497	- 1,9471
1	- 1,9034	+ 0,7787	- 2,1764
2	- 2,9354	+ 0,3109	- 2,4190
3	- 4,0199		- 2,6556
4	- 5,0750		- 2,8855
5	- 6,1752		- 3,1143
6	- 7,1838		- 3,3177
7	- 8,1246		- 3,5225
8	- 9,0248		- 3,7352
9	- 9,9567		- 4,2636
10	- 11,0482		- 4,8964
11	- 12,3077		- 5,6256
12	- 13,6727		- 6,4427
13	- 15,1897		- 7,3417
14	- 16,9055		- 8,3202
15	- 18,7589		- 9,3513.
	COMPRESSIONS	TRACTIONS	COMPRESSIONS

SOLLICITATIONS du 1^{er} genre : G+V.

TABLEAU IX.

J	FACE sous le vent (NE max)	FACE sous le vent (NO max)	Face au vent (NO max)
0	- 0,9416	+ 2,2413	- 3,9125
1	- 1,9380	+ 1,6690	- 4,0197
2	- 3,0816	+ 1,1004	- 4,1548
3	- 4,3513	+ 0,5533	- 4,2977
4	- 5,6006	+ 0,0674	- 4,4602
5	- 6,9805		- 4,6604
6	- 8,2309		- 4,8501
7	- 9,3988		- 5,0752
8	- 10,5325		- 5,3394
9	- 11,6566		- 5,9304
10	- 12,9056		- 6,6311
11	- 14,2953		- 7,4291
12	- 15,7401		- 8,3124
13	- 17,3014		- 9,2680
14	- 19,0248		- 10,2910
15	- 20,8378		- 11,3324.
	COMPRESSIONS	TRACTIONS	COMPRESSIONS.

SOLLICITATIONS du 2^e genre.

$$G + 1,1 \times (1,75 \cdot V).$$

TABLEAU X

La contrainte dans le béton sera: $\sigma'_b = \frac{N\varphi}{100 \cdot e}$

Exemple: pour $e=12\text{cm}$, $N_{\varphi\text{max}} (1^{\text{e}}\text{genre}) = -8124,6 \text{ Kg/m}$

$$\text{donc } \sigma'_b = \frac{8124,6}{100 \times 12} = 6,77 \text{ Kg/cm}^2 < \text{à } \frac{\bar{\sigma}'_{bo}}{2} = 34,375 \text{ Kg/cm}^2$$

$N_{\varphi\text{max}} (2^{\text{e}}\text{genre}) = -9398,8 \text{ Kg/m}$

$$\text{donc } \sigma'_b = \frac{9398,8}{100 \times 12} = 7,83 \text{ Kg/cm}^2 < \text{à } 1,5 \frac{\bar{\sigma}'_{bo}}{2} = 51,7 \text{ Kg/cm}^2$$

Exemple: pour $e=33\text{cm}$, $N_{\varphi\text{max}}(1^{\text{e}}\text{genre}) = -18758,9 \text{ Kg/m}$

$$\text{donc } \sigma'_b = \frac{18758,9}{100 \times 33} = 5,7 \text{ Kg/cm}^2 < \text{à } \frac{\bar{\sigma}'_{bo}}{2} = 34,375 \text{ Kg/cm}^2$$

de ces résultats on conclue que le béton résiste tout seul. Dans ce cas on mettra un ferrailage constructif de manière à assurer un pourcentage minimal d'armatures pour le béton. A la base de la tour, sur une hauteur de 6,60m, on mettra une double nappe d'armatures en $\emptyset 12$, (espacement à la base 20cm).

On a placé deux nappes pour les raisons déjà citées, mais aussi pour assurer à la poutre un ferrailage symétrique. A partir de cette hauteur, seule la nappe extérieure continue, et ce jusqu'au niveau où l'épaisseur de la coque devient égale à 15cm. Puis cette nappe continuera en $\emptyset 10$ jusqu'au sommet.

Pour les deux derniers anneaux supérieurs, on mettra aussi une nappe intérieure en $\emptyset 10$ également, ceci pour reprendre le moment dû à la ceinture qu'on a négligé, puisqu'on néglige la flexion.

Pour chaque nappe on aura en tout 666 fers, l'espacement le plus faible sera au niveau du cercle de gorge. A ce niveau on aura: le nombre de fers par mètre = $\frac{666}{2 \times 3,14 \times 12} = 8,84$

L'espacement sera donc: $e = \frac{100}{8,84} = 11,3 \text{ cm}$

A chaque niveau, l'espacement est calculé de la même manière.

10.2.2 Armatures suivant les cercles parallèles.

Les efforts N_{θ} suivant les cercles parallèles vont être repris par des cerces.

Pour les deux premiers anneaux, le cas le plus défavorable est pour la face sous le vent, où on a des tractions. Mais ces tractions sont très faibles.

Calcul des armatures.

Les efforts N_{θ} sont donnés en t/m (1m suivant la hauteur). Pour la sollicitation du premier genre N_{θ} est maximum au joint 0. $N = 1249,7 \text{ Kg/m}$

Donc l'armature $A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$; pour les $\phi 10$, $\bar{\sigma}_a = 1300 \text{ Kg/cm}^2$

$$A = \frac{1249,7}{1300} = 0,96 \text{ cm}^2, \text{ on n'a presque}$$

pas besoin d'armatures.

Vérification de la contrainte de traction dans le béton.

$$\sigma_b = \frac{N}{100 \cdot e + 15A} = \frac{1249,7}{100 \times 12 + 15 \times 0,96} = 1,03 \text{ Kg/cm}^2$$

Cette contrainte est inférieure à $\bar{\sigma}_b = 5,96 \text{ Kg/cm}^2$

Pour tous les anneaux suivants, les efforts N_{θ} sont tous

Des efforts de compression. Et dans ce cas, on considérera la face au vent.

Il est facile de vérifier pour les deux sollicitations (premier genre et second genre), que la contrainte de compression dans le béton reste toujours inférieure à: $\frac{\bar{\sigma}'_{b0}}{2}$ pour la sollicitation du premier genre; et à $1,5 \frac{\bar{\sigma}'_{b0}}{2}$ pour la sollicitation du second genre.

$$\sigma'_b = \frac{N\theta_1}{100.e} < \text{à } \frac{\bar{\sigma}'_{b0}}{2} = \frac{68,75}{2} \text{ Kg/cm}^2 \text{ (1}^{\text{e}} \text{ genre)}$$

$$\sigma'_b = \frac{N\theta_2}{100.e} \text{ à } \frac{\bar{\sigma}'_{b0}}{2} = \frac{103,125}{2} \text{ Kg/cm}^2 \text{ (2}^{\text{e}} \text{ genre)}$$

donc le béton résiste seul. Dans ce cas on mettra un ferraillement constructif de manière à assurer un pourcentage minimum d'armatures.

De la base de la tour jusqu'au niveau où l'épaisseur de la paroi devient égale à 15cm, on mettra des cerces en acier doux $\phi 12$, espacées de 15cm. A partir de ce niveau jusqu'au sommet, les cerces seront en $\phi 10$, et on gardera le même espacement que précédemment (15cm).

A la base et au sommet de la tour où on a deux nappes d'armatures longitudinales, on placera également les cerces en deux nappes: l'une extérieure, l'autre intérieure.

10.2.3 Vérification de l'effort tranchant.

on doit vérifier que sous la sollicitation du premier genre, la contrainte tangente du plan neutre τ_b ne dépasse pas $1,15 \bar{\sigma}_b$.

Les cisaillements sont uniquement dus à l'action du vent

Extérieur.

Les efforts de cisaillement sont donnés en t/m, donc la section soumise au cisaillement est: $B = 100.e$

La contrainte tangente sera : $\tau_b = \frac{N_{\varphi\theta}}{100.e}$

Pour le joint 12: $N_{\varphi\theta} = 1132,3 \text{ Kg/m}$

$$\text{donc } \tau_b = \frac{1132,3}{100 \times 24} = 0,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \times 5,96 = 6,8 \text{ Kg/cm}^2$$

10.3 Ferraillage de la poutre ceinture

Cette poutre ceinture sera constituée par la partie inférieure de la tour. Sa hauteur est prise égale à 2m. Son épaisseur moyenne est de 31 cm.

Elle s'appuie sur 34 appuis formés par les poteaux. On la calculera comme une poutre continue sur appuis équidistants, car vue l'importance du diamètre à la base de la tour, une travée ou même plusieurs travées successives formeront une poutre continue droite. De ce fait on pourra négliger les moments de torsion, étant donné que la ligne joignant les centres des appuis sera confondue avec la fibre moyenne de la poutre.

La poutre sera considérée chargée par les efforts N_{φ} passant dans son plan moyen; ces efforts sont uniformément répartis dans chaque travée.

Les efforts N_{φ} étant eux repris par des cerces, le calcul de cette poutre sera conduit par la méthode du CCBA 68 (calcul des voiles formant poutres, avec charge uniformément répartie dans chaque travée). Cette méthode convient, car pour son application

il faut avoir une hauteur de poutre supérieure à la moitié de la portée, ce qui est bien notre cas: $2m > \frac{3,92}{2} = 1,96m$

- Calcul de la charge répartie N_p pour la travée.

$$\text{Au niveau } Z = 39,6 \text{ m ; } r_o = a \sqrt{1 + (Z/b)^2} = 12 \sqrt{1 + (39,6/27,156)^2}$$

$$\text{d'où } \underline{r_o = 21,218 \text{ m}}$$

$$N_p \text{ dû à la ceinture supérieure} = \frac{72,387}{2 \times 3,14 \times 21,218 \times 0,9401} = 0,5776 \text{ t/m}$$

$$N_p \text{ dû au poids propre de la tour} = \frac{1975,7629 + 127,267}{2 \times 3,14 \times 21,218 \times 0,9401} = 16,78 \text{ t/m}$$

$$N_p \text{ dû au vent} = 0,29844 + 1,949 = \underline{2,25 \text{ t/m}}$$

La charge répartie totale sur la travée sera donc:

$$q = 0,5776 + 16,78 + 2,25 = 19,61 \text{ t/m} = \underline{19610 \text{ Kg/m}}$$

On ne considérera pas le cas avec le vent extrême car les efforts dus au vent sont faibles par rapport à ceux dus au poids propre.

- Calcul du moment de référence M_o

$$M_o = \frac{q \cdot l_t^2}{8} = \frac{19610 \times 3,92^2}{8} = \underline{37667 \text{ Kgm}}$$

* l_t : portée entre axes des appuis

* h_t : hauteur totale de la poutre

* h_o : épaisseur de la poutre

- Calcul de l'effort tranchant de référence T_o

$$T_o = \frac{q \cdot l_t}{2} = \frac{19610 \times 3,92}{2} = \underline{38435,6 \text{ Kg}}$$

- Calcul de la contrainte tangente conventionnelle

$$\tau_0 = \frac{3}{2} \frac{T_0}{h_0 \cdot h_t} = \frac{3}{2} \frac{38435,6}{0,31 \times 2} = \underline{9,3 \text{ Kg/cm}^2}$$

10.3.1 Calcul de l'armature inférieure

Pour les aciers, la contrainte admissible est: $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en}$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{pour les tors FeE 40 } \phi \leq 20$$

$$\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{pour l'acier doux FeE 24}$$

On a $A = 0,6 \frac{M_0}{h_t \cdot \bar{\sigma}_a} \left(1 + \frac{h_t}{l_t} \right)$, en remplaçant chaque

terme par sa valeur dans cette expression on aura:

$$A_1 = 0,6 \frac{37667 \times 100}{200 \times 2800} \left(1 + \frac{200}{392} \right) = 6,094 \text{ cm}^2$$

On prendra 6 T14 (9,23 cm²)

10.3.2 Calcul de l'armature supérieure

$A = 0,6 \frac{M_0}{h_t \cdot \bar{\sigma}_a}$, en remplaçant la aussi les termes

par leur valeur respective on obtient :

$$A_2 = 0,6 \frac{37667 \times 100}{200 \times 2800} = 4,03 \text{ cm}^2$$

On prendra 3 T14 (4,61 cm²)

- Condition de non fragilité

Les sections d'armatures A_1 et A_2 doivent vérifier l'inégalité

suivante : $A_1 + A_2 > 0,6 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} h_0 \cdot h_t$

On a : $A_1 + A_2 = 0,6 \frac{5,96}{2800} 31 \times 200 = 7,92 \text{ cm}^2$, cette

inégalité est vérifiée puisqu'on a : $A_1 + A_2 = 13,26 \text{ cm}^2 > 7,92 \text{ cm}^2$

10.3.3 Calcul des armatures secondaires

Les sections des armatures secondaires horizontales et verticales sont évaluées en partant de l'effort tranchant :

$$T_0 = \frac{q \cdot l_t}{8}$$

La contrainte de ces armatures est déterminée suivant les indications de l'article 25 à partir de la contrainte tangente conventionnelle : $\tau_0 = \frac{3}{2} \cdot \frac{T_0}{h_0 \cdot h_t}$, où h_t est limité

à la portée l_t de la poutre si la hauteur excède la portée.

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_a n$$

$\rho_a = 1 - \frac{\tau_0}{9 \bar{\sigma}_b}$, si cette valeur est supérieure à $2/3$ et si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage. Sinon on doit prendre $\rho_a = 2/3$.

Dans notre cas on ne doit pas avoir de reprise de bétonnage dans l'épaisseur de la paroi, mais en hauteur il peut y avoir. donc on prendra $\rho_a = 2/3$, d'où $\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_a n$

10.3.3.1 Calcul des armatures horizontales

La section totale des armatures horizontales à disposer sur les deux faces de la paroi fléchie, dans la hauteur comprimée entre les armatures principales inférieures et

supérieures, est donnée par : $A_h = 0,25 \frac{T_o \cdot l_t}{h_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}$

on aura : $A_h = 0,25 \frac{38435,6 \times 392}{200 \times 1600} = 7,24 \text{ cm}^2$

On prendra 5 $\emptyset 10$ sur chaque face (7,85 cm²).

- Condition de non fragilité

La section des armatures secondaires horizontales doit vérifier l'inégalité suivante: $A_h > 0,4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{at}} h_o \cdot h_t$

$A_h = 0,4 \frac{5,96}{1600} 31 \times 200 = 9,24 \text{ cm}^2.$

Cette inégalité est donc largement vérifiée, si au lieu de prendre 5 $\emptyset 10$ sur chaque face on prenait 6 $\emptyset 10$ sur chaque face (9,42 cm²).

10.3.3.2 Calcul des armatures verticales

Si m est le nombre de cadres uniformément répartis sur la longueur de 360 cm, l'espacement est : $t = \frac{l_t}{m}$, la section d'un cadre sera alors : $A_t^1 = \frac{A_t}{m}$.

En outre dans les calculs relatifs à l'effort tranchant nous pouvons prendre $z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} h_t$. Nous obtenons

alors :

$$\frac{l_t}{m} = \frac{2A_t}{m} \cdot \frac{7}{8} h_t \frac{\bar{\sigma}_{at}}{T_o} \quad A_t = \frac{4}{7} \frac{T_o \cdot l_t}{h_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}$$

On obtient $A_t = \frac{4}{7} \frac{38435,6 \times 392}{200 \times 1600} = 26,9 \text{ cm}^2$

avec un cadre et un étrier en $\emptyset 8$, la section de 3 branches

est: $1,5 \text{ cm}^2$. Le nombre de cadres par travée sera alors

$$m = \frac{26,9}{1,5} = 18, \text{ l'espacement entre cadres est: } e = \frac{360}{18} = 20 \text{ cm}$$

Remarque.

En ce qui concerne les armatures principales supérieures, étant donné que la section trouvée est faible, les cerces de construction déjà existantes seront suffisantes.

Il en est de même pour les armatures secondaires horizontales. Pour les cadres ce sera les armatures longitudinales de la paroi qui seront façonnés de telle manière pour assurer ce rôle.

10.4 Ferraillage des poteaux

Les poteaux ayant comme on l'a vu l'inclinaison de la tangente à la méridienne, ils seront calculés à la compression due aux efforts $N\varphi$ (poids propre de la tour), et à l'effet des trainées dues au vent.

Le vent a pour effet de créer des moments de flexion dans les piliers, et de surcharger certains en soulageant d'autres. Mais vu le nombre important de ces piliers, leur disposition et leur faible hauteur; ces moments de flexion seront négligeables. Donc pour le vent on considérera uniquement les surcharges qu'il apporte (compression ou traction).

- moment de renversement dû au vent normal à la base des piliers

Ce moment est égal à la somme de tous les moments partiels dus aux trainées déjà calculées.

On trouve que $M = 1995 \text{ tm}$

Le moment dû au vent pondéré avec un coefficient 5/3

$$M = 3325 \text{ tm}$$

- Compression sur l'ensemble des piliers.

A la base de la tour on a:

$$N_{\varphi} = 17,36 \text{ t/m}$$

$$R = 21,218 \text{ m}$$

Sur l'ensemble des piliers on aura: $V = 17,36 \times 21,218 \times 2 \times 3,14$

$$V = 2313,2 \text{ t}$$

Pour vérifier si l'ensemble des poteaux est entièrement ou partiellement comprimé, remplaçons l'ensemble de ces piliers par un cylindre annulaire de rayon moyen $R = 21,3 \text{ m}$

La section totale des poteaux est :

$$S = \frac{0,33^2 \times 3,14}{4} \times 68 = 5,813 \text{ m}^2$$

L'épaisseur de la paroi du cylindre e sera telle que :

$$e \cdot 2 \pi R = 5,813 \text{ m}^2 \quad e = \frac{5,813}{2 \times 3,14 \times 21,3} = 0,043 \text{ m}$$

L'inertie $I = \frac{\pi}{4} (R_2^4 - R_1^4)$, R_1 et R_2 sont les rayons intérieur et extérieur du cylindre équivalent.

$$I = \frac{3,14}{4} \left[\left(21,3 + \frac{0,043}{2} \right)^4 - \left(21,3 - \frac{0,043}{2} \right)^4 \right] = 1304 \text{ m}^4$$

ON voit que cette inertie est égale à celle calculée directement avec les poteaux eux même. $I = 1300 \text{ m}^4$

L'excentricité e_o sera égale à : $e_o = \frac{M}{P}$

P: étant le poids de la tour au dessus des poteaux. = 2175,4165 t

Pour le vent normal on a : $e_o = \frac{1995}{2175,4165} = 90,8 \text{ cm}$

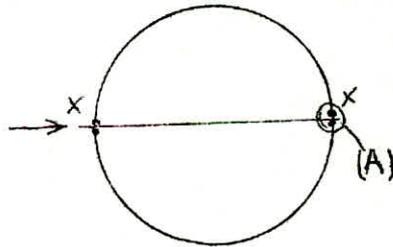
Pour le vent pondéré: $e_o = \frac{3325}{2175,4165} = 153 \text{ cm}$

Le rayon du noyau central est : $r = \frac{D}{4} = \frac{21,3 \times 2}{4} = 1065 \text{ cm}$

On remarque que pour les deux cas précédents , $e_o < r$ donc la section est entièrement comprimée. Tous les poteaux seront uniquement comprimés.

- Calcul de la compression maximum pour les deux poteaux diagonaux les plus sollicités

Nous prenons le cas où le vent souffle suivant la direction diamétrale XX.



L'effort de compression dû au vent pour les deux diagonales sera :

$$N = \frac{M \cdot S}{\frac{I}{R}}, \quad S: \text{étant la section de deux poteaux (A)}$$

En remplaçant chaque terme par sa valeur on trouve :

$$N = \frac{1995 \times 21,3 \times 0,171}{1300} = \underline{5,57 \text{ t}}$$

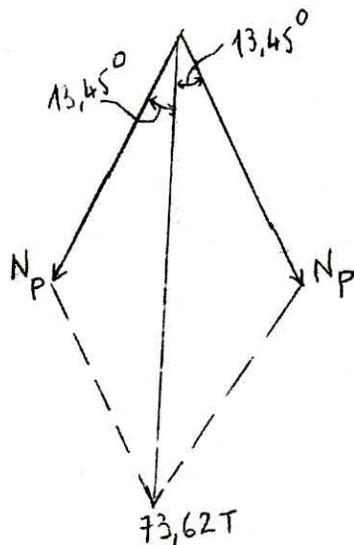
L'effort normale de compression qui revient à deux diagonales sous l'effet du poids propre de la tour est:

$$N = N \varphi \cdot 3,92 = 17,36 \times 3,92 = \underline{68,05 \text{ t}}$$

Donc pour les deux diagonales (A) les plus sollicitées l'effort normal est : $68,05 + 5,57 = \underline{73,62 \text{ t}}$

Pour les deux diagonales opposées les moins sollicitées l'effort normal sera: $68,05 - 5,57 = \underline{62,48 \text{ t}}$

Dans les deux cas on a une compression. Pour le calcul on se servira de la plus grande.



Finalement l'effort de compression N_p dans un poteau est:

$$N_p = \frac{73,62}{2 \times \cos 13,45} = \frac{73,62}{2 \times 0,97258} = \underline{\underline{37,85 \text{ t}}}$$

- Calcul des armatures pour le poteau

1) Armatures longitudinales

On mettra une armature uniformément répartie.

Les règles CCBA 68 ont fixé à l'article 32,2 le pourcentage minimal des armatures longitudinales à la valeur suivante:

$$\bar{w}'\rho = \frac{A'}{B'} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{b_0}} \quad (1)$$

a- La contrainte admissible pour le béton à la compression simple est: $\bar{\sigma}'_{b_0} = 68,75 \text{ Kg/cm}^2$, dans le cas d'une sollicitation du premier genre.

b- La contrainte de compression admissible pour l'acier pour la sollicitation du premier genre est: $\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma'_{en}$

ainsi pour les ronds lisses FeE 24, $\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} 2400$. Mais

les règles précisent que la contrainte admissible donnée ci-dessus n'est valable que pour les aciers présentant une limite d'élasticité nominale au moins égale à 3300 bars. Pour les aciers de limite d'élasticité nominale inférieure, la contrainte de compression admissible de l'acier doit être frappée d'un coefficient de réduction égal à $\frac{\sigma'_{en}}{3340}$

Donc pour les ronds lisses FeE 24 la contrainte admissible est non pas $\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} 2400$, mais $\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} 2400 \times \frac{2350}{3340}$

$$\text{d'où } \underline{\bar{\sigma}'_a = 1120 \text{ Kg/cm}^2}$$

Considérons le poteau qui est soumis à l'effort de compression axial N_p , et appelons:

B' la section de béton. En pratique on prend pour B' la section géométrique de la pièce sans en déduire les aires des armatures.

A' la section totale des armatures comprimées.

σ'_b la contrainte de compression du béton.

σ'_a la contrainte de compression des aciers. Nous avons:

$$\sigma'_a = n\sigma'_b, \Rightarrow \sigma'_a = 15\sigma'_b.$$

L'effort équilibré par le béton a pour valeur $N'_b = B'\sigma'_b$

L'effort équilibré par les aciers est: $N'_a = A'\sigma'_a$

Nous avons donc: $N_p = N'_a + N'_b = B'\sigma'_b + A'\sigma'_a = \sigma'_b(B' + nA')$

d'où: $N_p = \sigma'_b(B' + 15A')$

La section des armatures $A' = \frac{N_p - B'\sigma'_b}{15}$

La valeur ainsi obtenue pour A' doit être supérieure ou égale à la valeur limite A'_m déduite de la formule (1).

$$A'_m = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{b_0}} B' = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\sigma'_{b_0}}$$

Si la condition précédente n'est pas remplie c'est A'_m qu'il faudrait retenir pour la section des armatures longitudinales.

En général on prendra $\sigma'_b = \bar{\sigma}'_{b_0}$, mais comme on doit avoir

$\sigma'_a = 15\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_a$, on pourra être amené, en particulier dans le

cas d'utilisation d'un acier présentant une limite d'élasticité inférieure à 3300 bars, à prendre $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}'_a}{15}$, valeur qui sera alors inférieure à $\bar{\sigma}'_{b_0}$. Sinon on prend $\sigma'_b = \bar{\sigma}'_{b_0}$

Dans notre cas on a : $\bar{\sigma}'_a = 1120 \text{ Kg/cm}^2$, donc $\sigma'_b = \frac{1120}{15} = 74,6$

Donc la valeur à retenir pour σ'_b est $68,75 \text{ Kg/cm}^2$.

- Calcul des armatures .

$$N_p = 37850 \text{ Kg}$$

$$B' = \frac{3,14 \times 33^2}{4} = 854,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } A' = \frac{37850 - 854,8 \times 68,75}{15 \times 68,75} < 0, \text{ donc on doit prendre}$$

la valeur que donnera A'_m ;

$$\theta_1 = 1,8$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}, \text{ } l_c \text{ étant la longueur de flambement } = 4m$$

$a = 33\text{cm}$
 $c \text{ est l'enrobage } = 3\text{cm}$

$$\text{d'où } \theta_2 = 4,175$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma'_{en}} = 1 + \frac{2160}{2350} = 1,92$$

$$A'_m = \frac{1,25}{1000} \times 1,8 \times 4,175 \times 1,92 \times \frac{37850}{68,75} = \underline{\underline{9,94 \text{ cm}^2}}$$

on prendra 7 $\emptyset 14$ (10,77 cm²)

2) Armatures transversales

Elles seront constituées par des petites cerces.

Le diamètre de ces aciers \emptyset_t , doit être tel que: $\emptyset_t \geq 0,3 \emptyset_1$

\emptyset_1 étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

donc $\emptyset_t \geq 0,3 \times 14 = 4,2 \text{ mm}$, on prendra donc des $\emptyset 6$.

L'espacement de ces armatures doit être inférieur à $15 \emptyset_1$,

donc doit être inférieur à $15 \times 14 = 21 \text{ cm}$.

ON prendra 5 $\emptyset 6$ par mètre (e=20cm).

3) Vérification du flambement pour le poteau

On suppose le poteau encastré à la base, et encastré au sommet avec possibilité de déplacement.

$$\lambda = \frac{l_c}{i} = \frac{l_0}{i}, \quad i = \frac{I}{S} = \sqrt{\frac{D^4}{64} \frac{4}{D^2}} = \frac{D}{4} = 8,25$$

$$\lambda = \frac{400}{8,25} = 48,5 < 50 \quad \text{donc il n'y aura pas de flambement.}$$

Pour le calcul on a considéré seulement les surcharges apportées par le vent normale, et on a constaté que cette surcharge était faible, donc on n'aura pas à considérer le cas avec le vent extrême puisqu'il ne sera pas plus défavorable.

XI CALCUL DES FONDATIONS.

11.1 Vérification au renversement

Nous vérifions le renversement de notre tour en considérant les sollicitations les plus défavorables.

11.1.1 Moment à la base de la fondation dû au vent.

Le tableau V suite nous donne comme on l'a vu les efforts T_i dus au vent correspondant à chaque maître-couple. le moment à la base de la fondation sera: $M_v = \sum T_i \cdot h_i$

ind	T_i (Kg)	h_i (m)	$M_i = T_i \cdot h_i$ (Kgm)
1	2731,517	4,82	13165,911
2	4898,633	9,2	45067,423
3	4294,265	12,2	52390,033
4	4324,904	15,2	65738,540
5	4316,430	18,2	78559,026
6	4278,401	21,2	90702,101
7	4220,077	24,2	102125,860
8	4148,992	27,2	112852,580
9	4074,616	30,2	123053,400
10	4038,077	33,2	134064,150
11	4065,465	36,2	147169,830

12	4113,875	39,2	161263,900
13	4220,868	42,2	178120,620
14	4419,626	45,2	199767,090
15	5604,202	48,2	270122,530
16	5977,064	51,2	306025,670
17	2184,246	53,2	116201,880

$$M_v = \sum M_i$$

$$M_v = \underline{2200 \text{ tm}}$$

Le moment dû au vent pondéré avec le coefficient 5/3

$$M_{vp} = \frac{5}{3} \cdot 2200 = \underline{3667 \text{ tm}}$$

11.1.2 Moment à la base de la fondation dû au séisme

$$S_h = 435,08 \text{ t}$$

$$H = 20,2 + 2,82 = 23,02 \text{ m}$$

$$M_s = 435,08 \times 23,02 = \underline{10015,5 \text{ tm}}$$

11.1.3 Poids total de béton

1) Ceinture supérieure } 2175,4165 t
Tour

2) Poteaux 58,13 t

3) Jupe de fondation. C'est un tronc de cône annulaire, calculons d'abord ses volumes extérieur et intérieur.

Le volume d'un tronc de cône est : $V = \frac{\pi h}{3}(R_1^2 + R_2^2 + R_1 \cdot R_2)$

-Volume extérieur:

$$R_1 = 22,827\text{m}, R_2 = 23,855\text{m} \text{ d'où } V_e = 4823,1836 \text{ m}^3$$

-Volume intérieur:

$$R_1 = 22,377\text{m}, R_2 = 23,405\text{m} \text{ d'où } V_i = 4639,0309 \text{ m}^3$$

Le poids de la jupe de fondation sera alors:

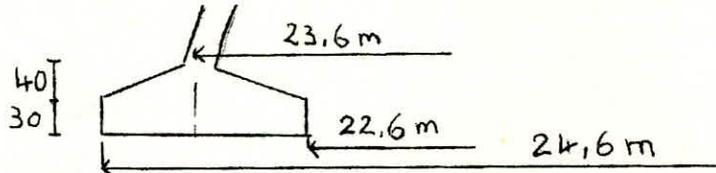
$$P_3 = 2,5(4823,1836 - 4639,0309) = \underline{\underline{460,382 \text{ t}}}$$

4) Poids des terres.

$$P_4 = 1,6 \times 1,55 \times 2,5 \times 2 \times 3,14 \times 23,6 = \underline{\underline{919 \text{ T}}}$$

5) Poids du béton de la semelle.

Dans le cas de la semelle annulaire droite, on aura:



- Aire de la section = $2 \times 0,3 + 0,4 \times 0,45 + 0,775 \times 0,4 = 1,09 \text{ m}^2$

- Poids par mètre = $2,5 \times 1,09 = 2,725 \text{ t}$

Donc le poids de tout l'anneau: $P_5 = 2,725 \times 2 \times 3,14 \times 23,6 =$

$$P_5 = \underline{\underline{403,9 \text{ t}}}$$

Le poids de tout l'ouvrage est:

$$P = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 = \underline{\underline{4017 \text{ t}}}$$

* Les sollicitations à prendre en compte sont:

$$N = P = 4017 \text{ t}$$

$$M_s = 10015,5 \text{ tm}$$

Le moment crée un excentrement de la résultante:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{10015,5}{4017} = 2,49 \text{ m}$$

Le rayon du noyau central est $r = \frac{D^2 + d^2}{8D}$

$$D = 24,6 \times 2 = 49,2 \text{ m}$$

$$d = 22,6 \times 2 = 45,2 \text{ m}$$

d'où $r = 11,34 \text{ m}$, r étant supérieur à e_o ; nous sommes donc dans le tiers central.

La contrainte maximale dans le sol est : $\sigma_A = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}$

A est l'aire de la semelle = $2 \times 3,14 \times 23,6 \times 2 = 296,4 \text{ m}^2$

$$W = \frac{\pi}{4} \frac{R_2^4 - R_1^4}{R_2} = \frac{3,14}{4} \frac{24,6^4 - 22,6^4}{24,6} = 3361,55 \text{ m}^3$$

$$\sigma_A = \frac{4017}{296,4} + \frac{10015,5}{3361,55} = 13,55 + 2,98 = 16,53 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_A = 1,65 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_A = 2 \text{ Kg/cm}^2$$

11.1.3 Vérification au renversement

Il faut vérifier que le moment dû au poids du béton et des terres est supérieur au moment dû au séisme.

Le moment dû au béton et aux terres est : $M_p = 4017 \times 24,6 = 98818 \text{ tm}$ > à $M_s = 10015,5 \text{ tm}$, donc c'est vérifier.

Remarque

On remarquera que la contrainte apportée par le moment est faible devant celle due au poids propre de l'ouvrage,

d'ailleurs c'est prévisible lorsqu'on remarque l'importance des dimensions(diamètre).

Ainsi pour la suite des calculs on ne prendra en compte que le cas du vent normal.

11.2 Calcul des contraintes dans le sol

$$\sigma_{\Delta} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

A est la surface de contact = 296,4 m²

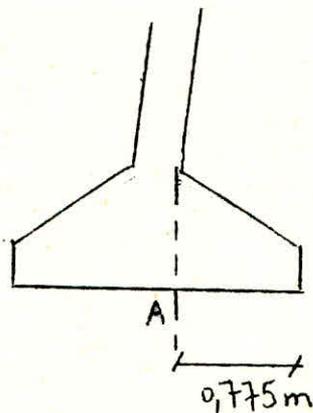
W module de résistance = 3361,55 m³

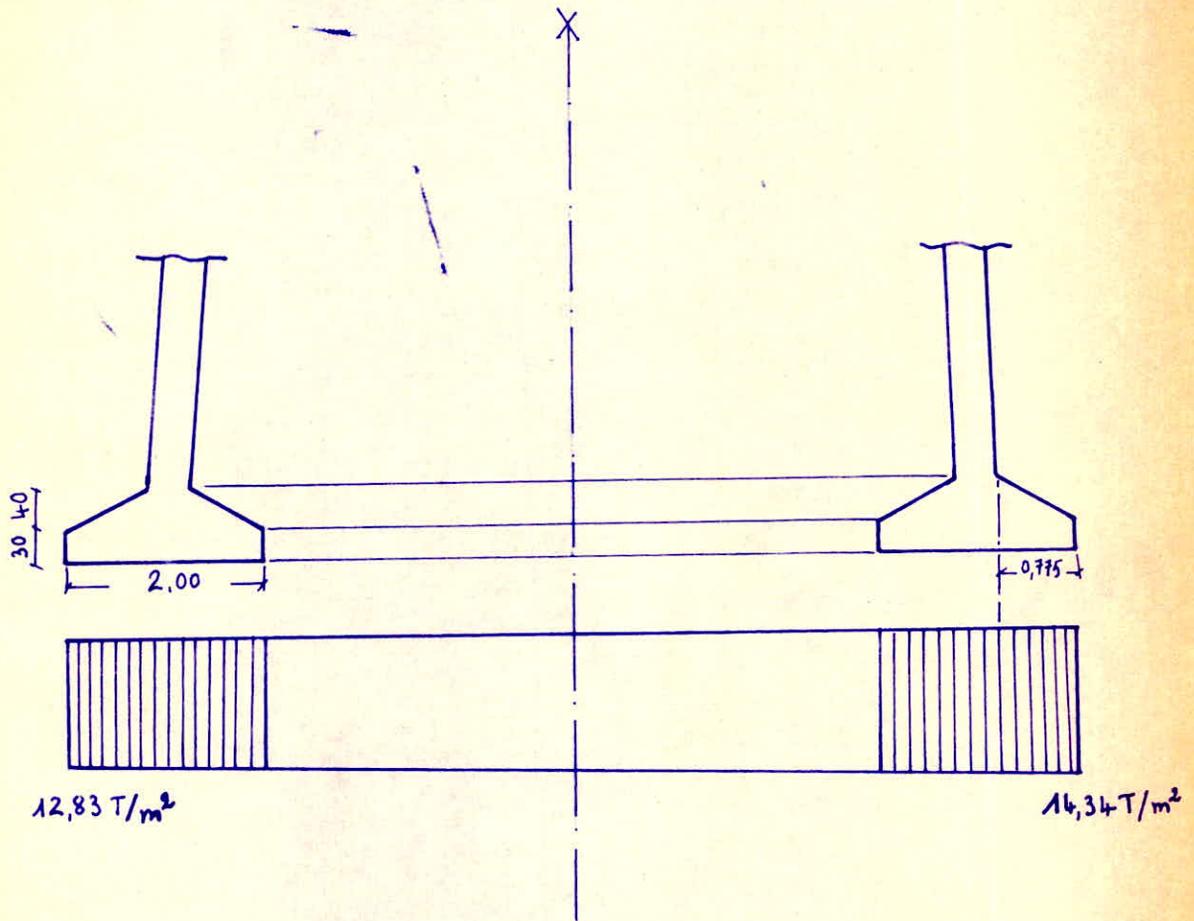
$$\sigma_{\Delta \max} = \frac{4017}{296,4} + \frac{2200}{3361,55} = 13,55 + 0,65 = \underline{14,2 \text{ t/m}^2}$$

$$\sigma_{\Delta \min} = \frac{4017}{296,4} - \frac{2200}{3361,55} = 13,55 - 0,65 = \underline{12,9 \text{ t/m}^2}$$

Le diagramme de la distribution des contraintes est représenté dans la figure 12;

Vue l'importance du diamètre on pourra assimiler cette fondation à une semelle continue sous mur. On l'a calculera donc comme une semelle par mètre linéaire de mur .





La distribution de la contrainte étant rectangulaire sur la semelle, le moment en A pour la console est:

$$M_A = \frac{p \cdot l^2}{2} = \frac{14,2 \times 0,775^2}{2} = \underline{4,3 \text{ tm/m}}$$

11;3 Calcul du ferrailage pour la semelle.

$$\text{L'armature principale } A = \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{M}{\xi h \cdot \bar{\sigma}_a}$$

d'après les abaques données par P.CHARON, on calcul:

$$\mu = \frac{15 M}{bh^2}, \quad \text{avec } b = 100\text{cm}, \quad a = 65\text{cm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 4,3 \times 100 \times 1000}{1200 \times 100 \times 65^2} = 0,0127$$

Pour les $\emptyset 12$ la contrainte de 1200 Kg/cm^2 est admissible.

Ayant μ , à partir des abaques on déduit :

$$\xi = 0,9498, \quad K = 84,5$$

$$\text{d'où } A = \frac{4,3 \times 100 \times 1000}{1200 \times 0,9498 \times 65} = 5,8 \text{ cm}^2$$

On prendra : 6 $\emptyset 12$ par mètre. (6,78 cm²)

-Vérification de la contrainte dans le béton. (compression)

$$\frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma'_b} = K \quad \Rightarrow \quad \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{1200}{84,5} = 14,2 \text{ Kg/cm}^2$$

Cette contrainte est très faible car on a pris une largeur de semelle importante, mais ceci est voulu, dans le but de

respecter les proportions , et de donner à l'ouvrage une bonne assise.

Les armatures de repartition seront constituées par des cerces en $\emptyset 10$ (voir planche de ferrailage).

- Vérification de l'effort tranchant.

La valeur maximale de l'effort tranchant est : $T = p.l$

$$T = 14,21 \times 0,775 = 11 \text{ t}$$

comme on peut prendre $z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 65 = 56,875 \text{ cm}$

on aura $\sigma_b = \frac{11000}{100 \times 56,875} = 1,94 \text{ Kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ Kg/cm}^2$

11.4 Cas de la semelle inclinée

Ce cas est plus avantageux que le premier, car dans ce cas les efforts apportés par la jupe seront normaux à la fondation.

L'angle d'inclinaison étant faible , on peut calculer le module de résistance W de la même façon que précédemment.

$$W = \frac{3,14}{4} \frac{24,74^4 - 22,86^4}{24,74} = 3221,8 \text{ m}^3$$

L'aire de la semelle annulaire sera:

$$A = 2 \times 3,14 \times 23,8 \times 2 = 298,93 \text{ m}^2$$

L'effort sur un mètre de semelle est:

$$N = \frac{4017}{2 \times 3,14 \times 0,9401 \times 23,8} = 28,59 \text{ t/m}$$

La contrainte sur le sol due à cet effort N sera:

$$\sigma_1 = \frac{28,59}{2 \times 1} = 14,295 \text{ t/m}^2$$

La contrainte due au moment sera, en la calculant comme précédemment :

$$\sigma_2 = \frac{2200}{3221,78} = 0,683 \text{ t/m}^2$$

La contrainte totale maximum sera : $\sigma_{\max} = \sigma_1 + \sigma_2 = \underline{14,98 \text{ t/m}^2}$

On voit qu'elle ne diffère pas de celle calculée dans le premier cas. Donc on gardera les aciers calculés précédemment.

Remarque

- 1) La seconde composante du poids donne un effort de compression suivant les cercles parallèles.
- 2) Pour les aciers principaux de la fondation, un fer sur deux sera façonné en forme de cadre, comme c'est indiqué dans le dessin de ferrailage pour reprendre une éventuelle flexion de la console due aux poids des terres lors du renversement.

11.5 Calcul de la jupe de fondation.

Comme pour la poutre ceinture, on considérera la jupe comme une poutre continue sur appuis, ce sera donc une poutre continue renversée.

La distance entre appuis est de 2,22m, et nous supposerons que la charge est répartie uniformément sur cette travée.

Cette charge q sera égale à :

$$q = \frac{14,98 \times A}{2 \quad R} = \frac{14,98 \times 298,93}{2 \times 3,14 \times 23,8} = 29960 \text{ Kg/m}$$

Etant donné que la distance entre appuis est faible, et que le diamètre est important, on pourra affirmer que la ligne joignant les centres des appuis sera confondue avec la fibre moyenne de la poutre. En conséquence la torsion sera négligée.

Moment de référence M_0

$$M_0 = \frac{q \cdot l_t^2}{8} \quad \text{avec: } l_t = 2,22\text{m}$$
$$h_t = 3,50\text{m}$$
$$h_0 = 45 \text{ cm}$$

$$\text{d'où: } M_0 = \frac{29960 \times 2,22^2}{8} = \underline{18457 \text{ Kgm}}$$

Effort tranchant de référence T_0

$$T_0 = \frac{q \cdot l_t}{2} = \frac{29960 \times 2,22}{2} = \underline{33256 \text{ Kg}}$$

Contrainte tangente conventionnelle τ_0

$$\tau_0 = \frac{3}{2} \frac{T_0}{h_0 \cdot h_t}, \quad h_t \text{ étant supérieur à } l_t \text{ on prendra } h_t = l_t$$

$$\tau_0 = \frac{3}{2} \frac{33256}{0,45 \times 2,22} = 49934 \text{ Kg/m}^2 = \underline{5 \text{ Kg/cm}^2}$$

11.5.1 Calcul des armatures supérieures A

$$A = 1,2 \frac{M_o}{l_t \cdot \bar{\sigma}_a} = 1,2 \frac{18457 \times 100}{222 \times 2800} = 3,56 \text{ cm}^2$$

11.5.2 Calcul des armatures inférieures A'

$$A' = 2,4 \frac{M_o}{(l_t + 3h_t) \bar{\sigma}_a}, \quad h_t = l_t: \text{on prendra } h_t = l_t$$

$$A' = 2,4 \frac{18457 \times 100}{(222 + 666) 2800} = 1,8 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

Les sections des armatures principales calculées ci-dessus doivent vérifier l'inégalité suivante:

$$A + A' \geq 0,6 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} h_o \cdot h_t = 0,6 \frac{5,96}{2800} 45 \times 222 = \underline{12,76 \text{ cm}^2}$$

L'inégalité n'est pas vérifiée donc on prendra :

$$A + A' \geq 12,76 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures supérieures on mettra 9 T12 (10,17 cm²)

Pour les armatures inférieures on mettra 5 T12 (5,65 cm²)

11.5.3 Calcul des armatures secondaires HOrizontales.

La section totale des armatures horizontales à disposer sur les deux faces de la paroi fléchie, dans la hauteur comprimée entre les armatures principales supérieures et

inférieures est donnée par : $A_h = 0,25 \frac{T_o}{\bar{\sigma}_{at}}$
 $\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$ pour les ronds lisses.

d'où $A_h = 0,25 \frac{33256}{1600} = 5,2 \text{ cm}^2$

- condition de non fragilité

La section de ces armatures doit vérifier l'inégalité

suivante : $A_h \geq 0,4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{at}} h_o \cdot h_t = 0,4 \frac{5,96}{1600} 45 \times 222 =$

$A_h = 14,88 \text{ cm}^2$, l'inégalité n'étant pas vérifiée on prendra
 $A_h \geq 14,88 \text{ cm}^2$, on mettra 10 $\emptyset 10$ sur chaque face ($15,7 \text{ cm}^2$).

11.5.4 Calcul des armatures secondaires transversales.

Ces armatures seront réparties uniformément sur la travée.

$$A_t = \frac{4}{7} \frac{T_o \cdot l_t}{h_t \cdot \bar{\sigma}_{at}} = \frac{4}{7} \frac{33256 \times 222}{222 \times 1600} = 11,9 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

A_h doit être supérieur ou égal à $14,88 \text{ cm}^2$.

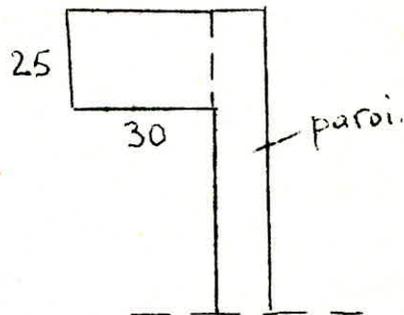
La section de trois branches $\emptyset 8$ est: $1,5 \text{ cm}^2$, on prendra
donc 10 cadres par travée (15 cm^2).

XII CALCUL DE LA CUVE (RESERVOIR)

La paroi du réservoir de hauteur 2,10 m, s'appuie à sa partie supérieure sur une ceinture dont les dimensions sont indiquées dans le schéma ci-dessous.

La hauteur maximale d'eau est de 2 m.

La cuve a une forme cylindrique de diamètre moyen 21,8 m.



12.1 Cas du réservoir plein

Dans ce cas la paroi est soumise à la poussée du liquide et à celle des terres.

Par mesure de sécurité, la poussée des terres ne sera comptée que pour moitié. Enfin suivant les prescriptions des règles CCBA 68 (articles 2 et 7), la poussée du liquide sera majorée de 20% .

Dans ces conditions on aura:

- Pour les terres

$$\frac{K_a \cdot \gamma \cdot h}{2}, \quad \text{on prend la moitié de la poussée.}$$

* K_a : est un coefficient numérique fonction de l'angle φ du

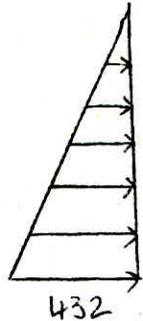
talus naturel des terres. Pour $\varphi = 35^\circ$, $K_a = 0,27$

* γ : poids spécifique des terres = 1600 Kg/m^3

* h : hauteur

$$\text{Donc : } \frac{K_a \cdot \gamma \cdot h}{2} = \frac{0,27 \times 1600 \times 2}{2} = \underline{432 \text{ Kg/m}^2}.$$

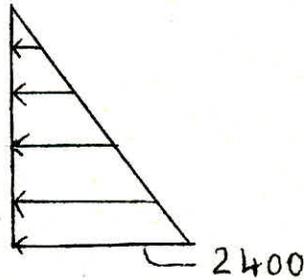
D'où le diagramme de la poussée des terres .



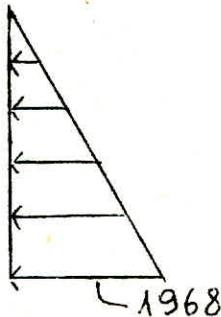
- Pour l'eau

$$1,2 \bar{\omega} h = 1,2 \times 1000 \times 2 = \underline{2400 \text{ Kg/m}^2}$$

D'où le diagramme de la poussée du liquide.



Le diagramme résultant sera alors:



12.2 Cas du réservoir vide

La seule poussée qui s'exerce sur la paroi est celle due aux terres. Dans ce cas elle sera prise entièrement.

$$K_a \cdot \gamma \cdot h = 0,27 \times 1600 \times 2,1 = \underline{\underline{907,2 \text{ Kg/m}^2}}$$

12;3 Calcul de la paroi

On effectuera le calcul par mètre de paroi en la considérant encastrée à la base sur le radier, et simplement appuyée dans sa partie supérieure sur la ceinture.

12.3.1 Diagrammes des moments

- Cas du réservoir plein

On a une charge triangulaire de 1968 Kg/m

$$P = \frac{1968 \times h}{2} = \frac{1968 \times 2}{2} = 1968 \text{ Kg}$$

$$\text{La réaction } R_A \text{ au sommet} = \frac{P}{5} = \frac{1968}{5} = \underline{\underline{393,6 \text{ Kg/m}}}$$

Cette force agira en traction sur la ceinture.

$$\text{Le moment à l'encastrement } M_B = - \frac{P \cdot h}{7,5} = - \underline{\underline{524,8 \text{ Kgm/m}}}$$

Le moment maximum positif M_{\max} , est obtenu pour $x = \frac{h}{5}$ à partir du sommet A.

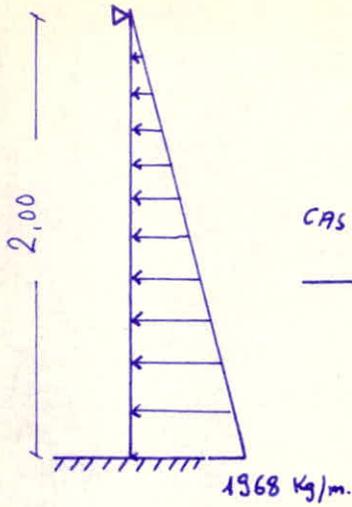
$$M_{\max} = \frac{P \cdot h}{16,8} = \frac{1968 \times 2}{16,8} = \underline{\underline{234,3 \text{ Kgm/m}}}$$

Le diagramme de ces moments est représenté dans la figure 13.

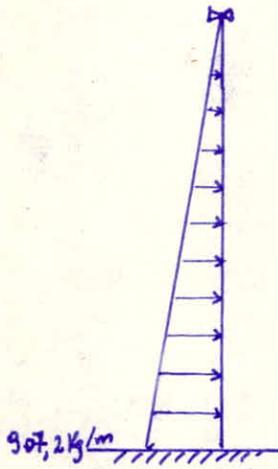
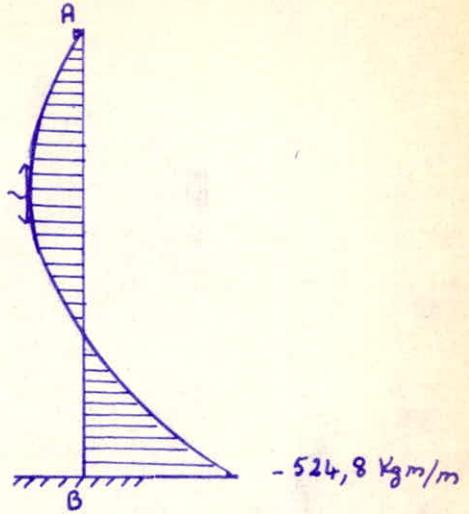
- Cas du réservoir vide

La charge répartie triangulaire est dans ce cas $p = 907,2 \text{ Kg/m}$

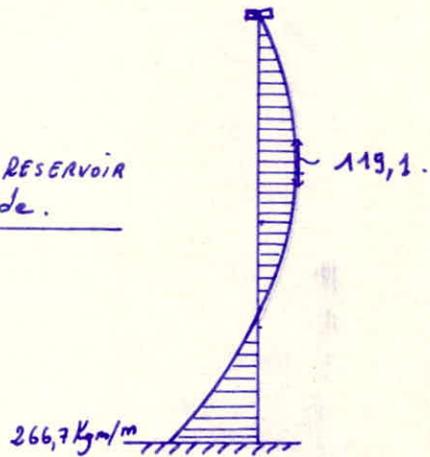
$$P = \frac{907,2 \times 2,1}{2} = 952,56 \text{ Kg}$$



234,3
CAS du RESERVOIR plein.



CAS du RESERVOIR vide.



diagrammes des Moments.

La réaction R_A au sommet = $\frac{P}{5} = \frac{952,56}{5} = \underline{190,5 \text{ Kg/m}}$

Cette force agira en compression sur la ceinture.

Le moment à l'encastrement $M_B = -\frac{P \cdot h}{7,5} = \underline{-266,7 \text{ Kgm/m}}$

Le moment maximum positif $M_{\max} = \frac{952,56 \times 2,1}{16,8} = \underline{119,1 \text{ Kgm/m}}$

Le diagramme de ces moments est lui aussi représenté dans la figure 13.

12.3.2 Calcul du ferrailage pour la ceinture

L'effort de traction $R_A = 393,6 \text{ Kg/m}$.

L'effort total sera donc: $R_A \times r$, r étant le rayon moyen de la ceinture.

$R_A \times r = 393,6 \times 21,95 = \underline{8639,52 \text{ Kg}}$

La section A des armatures sera: en prenant $= 1000 \text{ Kg/cm}^2$

$A = \frac{8639,52}{1000} = 8,639 \text{ cm}^2$

On prendra 5 $\emptyset 16$ ($10,05 \text{ cm}^2$)

Les armatures de répartition seront constituées par des cerces en $\emptyset 10$, par des cadres en $\emptyset 6$ à raison de 5 $\emptyset 6$ par mètre linéaire.

- Vérification des contraintes

1) Acier

$\bar{\sigma}_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \\ \max \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right.$

Comme on a $\sigma_2 > \sigma_1$ donc, $\bar{\sigma}_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \\ \sigma_2 \end{array} \right.$

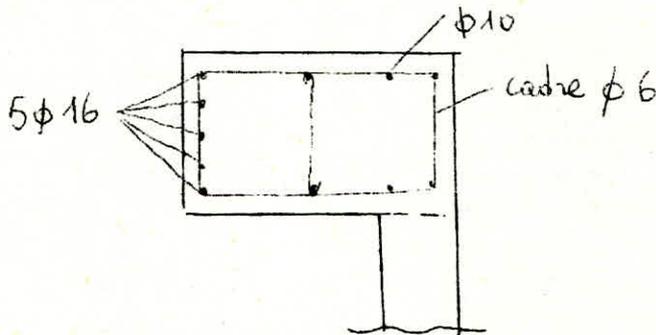
$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1}{16} \times 0,5 \times 10^6 \times 5,96} = 1042 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_a$ sera donc égale à 1042 kg/cm². La contrainte de 1000 kg/cm² prise dans le calcul est admissible.

2) Béton

$$\sigma_b = \frac{N}{B + nA} = \frac{8639,52}{42 \times 25 + 10,05 \times 15} = 7,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Pour les réservoirs, le "Cahier des charges" fixe la contrainte de traction admissible du béton à 18 kg/cm². Dans ce cas, le béton est vérifié à la traction.



12.3.3 Calcul du ferrailage pour la paroi.

L'épaisseur de la paroi a été prise égale à 12 cm. Pour cette épaisseur, le poids du béton par mètre linéaire de paroi est:

$$P = 0,12 \times 2,25 \times 2500 = 675 \text{ kg/ml.}$$

12.3.3.1 Cas du réservoir plein.

1- acier sur la face intérieure

Ces aciers seront nécessaires sur une hauteur de 48 cm, à partir de la base jusqu'au point de moment nul.

$$\begin{cases} M_B = 524,8 \text{ kg.m/m} \\ N = 675 \text{ kg/m.} \end{cases}$$

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{524,8 \times 100}{675} = 77,748 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{6} = \frac{12}{6} = 2 \text{ cm}$$

e_o étant supérieur à $\frac{h_t}{6}$, la section est partiellement comprimée.

$$e_o \text{ étant supérieur à } \frac{h_t}{2}, \text{ donc } \bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b_0} = 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

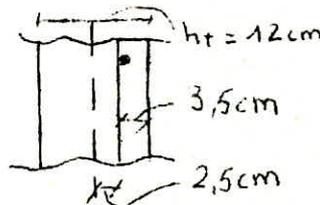
Si on utilise des ronds lisses FeE 24, la limite imposée par les caractéristiques mécaniques est: $\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ Kg/cm}^2$

La condition de non fissuration nous limite à:

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \begin{cases} 1600 \\ 62 \end{cases}$$

$$\text{Pour les } \emptyset 10 \quad \bar{\sigma}_a \leq 1317 \text{ Kg/cm}^2$$

Le moment de flexion par rapport au centre de gravité des armatures tendues est: $52480 + 675 \times 2,5 = 54167,5 \text{ Kg.cm}$



$$\text{La section d'armatures nécessaire est: } A = A' - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

-Calcul de A' :

$$A' = \frac{M}{\epsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a}, \text{ d'après les abaques données dans}$$

$$\text{le CHARON, on a } \mu = \frac{15M}{b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 54167,5}{1200 \times 100 \times 3,5^2} = 0,0937$$

Les abaques donnent $\epsilon = 0,8774$, $K = 25,8$

$$\text{D'où } A' = \frac{54167,5}{1200 \times 0,8774 \times 3,5} = 6,053 \text{ cm}^2$$

$$A = 6,053 - \frac{675}{1200} = 5,49 \text{ cm}^2$$

On prendra 8 Ø10 par mètre linéaire (6,28 cm²)

-Vérification de la contrainte de compression du béton

$$= \frac{1200}{K} = \frac{1200}{25,8} = 46,5 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{à } 137 \text{ Kg/cm}^2$$

2-Acier sur la face extérieure

Ces aciers sont nécessaires dans la partie supérieure entre les deux points de moment nul.

$$\begin{cases} M_{\max} = 234,3 \text{ Kg.m/m} \\ N = 675 \text{ Kg/m} \end{cases}$$

$$e_o = \frac{234,3}{675} = 34,711 \text{ cm.} \quad \frac{h_t}{6} = 2 \text{ cm.}$$

e_o étant supérieur à $\frac{h_t}{6}$, la section sera partiellement comprimée

$$e_o > \frac{h_t}{2}, \text{ nous aurons: } \bar{\sigma}_b = 2\bar{\sigma}'_{b_o} = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Le moment de flexion par rapport au centre de gravité des armatures tendues est : $23430 + 675 \times 2,7 = 25252,5 \text{ Kg.cm}$

Pour des Ø8, la contrainte en traction DE 1470 Kg/cm^2 est admissible d'après la condition de non fissuration.

-Calcul de A' :

$$\mu = \frac{15 \times 25252,5}{1470 \times 100 \times 8,7^2} = 0,034 \quad \Rightarrow \quad \xi = 0,9209, \quad K = 48,2$$

$$\text{d'où: } A' = \frac{25252,5}{1470 \times 0,9209 \times 8,7} = 2,144 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,144 - \frac{675}{1470} = 1,68 \text{ cm}^2$$

Donc 4 Ø8 par mètre linéaire Suffirons (2,01 cm²)

12.3.3.2 Cas du réservoir vide.

1- Acier sur la face extérieure

Ces aciers sont à disposer à l'encastrement jusqu'au point de moment nul.

$$\begin{cases} M_B = 266,7 \text{ Kg.m/m} \\ N = 675 \text{ Kg/m} \end{cases}$$

e_0 est supérieur à $\frac{h_t}{6}$, donc la section est partiellement comprimée.

$$e_0 \text{ supérieur à } \frac{h_t}{6}, \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b_0} = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Le moment de flexion par rapport au centre de gravité des armatures tendues est: $26670 + 675 \times 2,7 = 28492,5 \text{ Kg.cm}$

Pour des ϕ 10, la contrainte de traction imposée par la condition de non fissuration doit être inférieure à 1470 Kg/cm^2

- calcul de A'

$$\mu = \frac{15 \times 28492,5}{1400 \times 100 \times 8,7^2} = 0,0403 \Rightarrow \varepsilon = 0,9147, K = 43,6$$

$$A' = \frac{28492,5}{1400 \times 0,9147} = 2,56 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,56 - \frac{675}{1400} = 2,1 \text{ cm}^2$$

Donc 5 ϕ 8 par mètre linéaire suffiront ($2,51 \text{ cm}^2$)

2- Acier sur la face intérieure.

Le moment M_{\max} est faible, pour les aciers on pourra prolonger, dans la partie supérieure un fer sur deux des aciers existants dans la partie inférieure.

Mais pour les parois de réservoirs, il ne faut pas que le quadrillage ait des mailles de plus de 20 cm.

Donc dans ce cas on prendra:

- Sur la face intérieure 8 $\emptyset 10$ par mètre linéaire.
- Sur la face extérieure 8 $\emptyset 8$ par mètre linéaire.

Etant donné que la hauteur de la paroi est petite, on gardera le même ferrailage sur toute la hauteur.

Les armatures de répartition seront constituées par des cerces en $\emptyset 10$, on prendra 10 $\emptyset 10$ par mètre, à raison de 5 $\emptyset 10$ sur chaque face.

Pour éviter l'angle vif au raccordement entre la paroi et le radier, on prévoira un gousset.

12.4 Radier du réservoir.

12.4.1 Calcul des charges

Poids de la paroi: $= 675 \times (2 \times 3,14 \times 21,8) = 92410,2 \text{ Kg}$

Poids de la ceinture: $= 0,3 \times 0,25 \times 2500(2 \times 3,14 \times 21,95)$
 $= 25916,7 \text{ Kg}$

Poids de l'eau: $1,2(3,14 \times 21,74^2)2 \times 1000 = 3561721,5 \text{ kg}$

Béton du radier: son épaisseur est prise égale à 18 cm

Poids de béton: $2500(3,14 \times 22,06^2)0,18 = 687627,4 \text{ Kg}$

- Dans le cas du réservoir plein le poids total sera :

$$P = \underline{4367,7 \text{ t}}$$

- Dans le cas du réservoir vide le poids total sera:

$$P = \underline{806 \text{ t}}$$

12.4.2 Calcul des contraintes dans le sol

1- Cas du réservoir plein

La surface du radier est: $S = 3,14 \times 22,06 = 1528 \text{ m}^2$

$$\sigma_s = \frac{4367,7}{1528} = \underline{\underline{2,85 \text{ t/m}^2}}$$

2- Cas du réservoir vide

$$\sigma_s = \frac{806}{1528} = \underline{\underline{0,53 \text{ t/m}^2}}$$

Dans les deux cas σ_s est inférieure à la contrainte $\bar{\sigma}_s$ admissible du sol qui est de 20 t/m^2 .

La contrainte étant très faible, le radier étant de grande dimensions, le terrain peut ne pas être également compressible sur toute sa surface. Il existera donc des points plus rigides que d'autres, et le poids de l'eau contenu dans le réservoir pourra introduire des déformations présentant des concavités vers le haut nécessitant une armature inférieure.

Pratiquement le calcul est très difficile, ou n'est pas possible puisqu'on ignore les points durs.

On se contentera de choisir les aciers. On mettra donc à la partie supérieure et à la partie inférieure une double nappe d'armatures en $\emptyset 8$ ou $\emptyset 10$. L'espacement sera pris égal à 15 cm Environ.

CONCLUSION

Cette étude constitue une application remarquable des voiles minces. Le calcul mené par la théorie des membranes est valable, et on n'a pas à s'inquiéter des moments de flexion qui sont des effets secondaires.

Ayant raidi correctement le sommet et la base de la tour, on a ainsi satisfait les limites imposées par cette théorie. Pour l'étude du vent il reste à souhaiter que des essais avec les intensités réelles soient réalisés, pour compléter la lacune de nos connaissances dans ce domaine.

Enfin une épaisseur de coque moins importante aurait suffi, mais je crois que notre dimensionnement est valable, et ceci surtout en vue de palier aux effets et aux phénomènes dont on n'a pas tenu compte ou qu'on a négligé.

Pour la réalisation de ces ouvrages, une organisation systématique des chantiers et des équipes de travail, permettra d'arriver à des temps de réalisation assez courts.

