

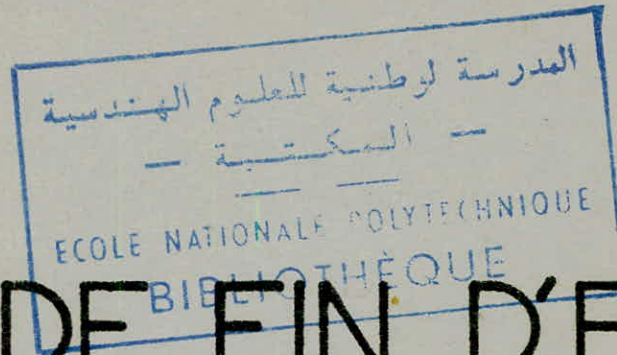
UNIVERSITE D'ALGER

8/75

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

1ex

DEPARTEMENT - GENIE - CIVIL



MESE DE FIN D'ETUDES

MEMOIRE POUR UNE CENTRALE
THERMO-ELECTRIQUE

Proposée par :

M. GEORGHE MOMANU
Ing. Maître assistant
A L'ENPA

Etudiee par :

M. EL-KELLAL
Mohamed Nacer

PROMOTION 1975

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT-GENIE-CIVIL

المدرسة لوطنية للعلوم الهندسية

— المكتبة —

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

BIBLIOTHÈQUE

HESE DE FIN D'ETUDES

HEMINEE POUR UNE CENTRALE

THERMO-ELECTRIQUE

Proposée par :

M. GEORGHE MOMANU
Ing. Maître assistant
A L'ENPA

Etudiee par :

M. EL-KELLAL
Mohamed Nacer

PROMOTION 1975

Je tiens à remercier mes professeurs,
assistants de l'Ecole Nationale Polytechnique qui
ont contribué à ma formation, à tous j'exprime ma
profonde gratitude.

A Monsieur Gheorghe MOMANU Ingénieur Maître Assistant
à l'ENPA, qu'il veuille bien trouver ici l'assurance de
ma vive reconnaissance.

M.N EL-KELLAL

JE DEDIE CETTE THESE A:

"MES CHERS PARENTS ET AMIS"

NACER

THESE DE FIN D'ETUDES

Sujet :

Cheminée pour une centrale thermo-electrique : projet d'execution.

Le sujet doit repondre aux points suivants :

A) Pieces ecrites :

-Memoire de presentation

-Calcul des defforts et des dimensions pour : cheminée, fondation, ouvertures

B) Pieces dessinées :

-Cheminée : coupes longitudinales et transversales, détails.

-Fondation : coupes, ferrailage, détails.

Le projet doit respecter les regles en vigueur

CCBA 68, NV 65, PS 69.

Promoteur : ingenieur MOMANU GHEORGHE maître assistant à l'ecole
nationale polytechnique.

SOMMAIRE

PREMIERE PARTIE

INTRODUCTION ET DESCRIPTION - - - - - 1-5

DEUXIEME PARTIE

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX - - - - - 6-9

TROISIEME PARTIE

DETERMINATION DU POIDS PROPRE - - - - - 10-11

QUATRIEME PARTIE

CALCUL DES CHARGES ET DES EFFORTS DVS AUVENT - - - 12-27

CINQUIEME PARTIE

CALCUL DES EFFORTS D'ORIGINE THERMIQUE - - - - - 28-36

SIXIEME PARTIE

CALCUL DES EFFORTS SISMIQUES - - - - - 37-45

SEPTIEME PARTIE

CALCUL DES ARMATURES VERTICALES ET TRANSVERSALES - - 46-56

HUITIEME PARTIE

CALCUL DES OUVERTURES - - - - - 57-60

NEUVIEME PARTIE

CALCUL DE LA FONDATION - - - - - 61-71

PREMIERE PARTIE

INTRODUCTION ET DESCRIPTION

INTRODUCTION

1) Historique

La création de groupes thermiques de plus en plus puissants dans le domaine de l'industrie, et particulièrement dans les centrales électriques, a rendu nécessaire depuis quelques temps la construction de cheminées élevées. Actuellement on assiste à une évolution très rapide de la technique d'exécution et des méthodes de calcul, sous l'exigence sans cesse croissante des maîtres d'ouvrages.

Les facteurs les plus importants qui ont contribué à cette évolution sont:

- l'accroissement de la hauteur.
- l'élévation de la température des gaz.
- les risques de corrosion.
- Le premier cité; entraîne une importante croissance des efforts, de plus aux difficultés de mise en oeuvre, s'ajoutent les problèmes théoriques que l'on ne peut résoudre que par un calcul approximatif.

Le calcul thermique, a toujours été un problème difficile à résoudre du fait de la variation très complexe du gradient on suppose que sa variation est linéaire quoique de nombreuses expériences ont prouvé, qu'elle ne l'est pas.

Le fût de la cheminée peut être soumis à l'action du milieu agressif constitué de gaz qui s'échappent par les fissures du revêtement. La résistance mécanique du béton armé est très affectée par l'élévation de la température, donc des mesures de protection spéciale sont à prendre.

La corrosion dépend de plusieurs facteurs dont le plus important est la porosité; pour cela il faut prévoir un enrobage suffisant des armatures.

2) CLASSIFICATION DES CHEMINÉES:

Il existe trois types de cheminées:

- la cheminée moulée sur place qui se construit selon les principes courants. Les coffrages sont difficiles à poser en raison de la nécessité d'une absolue verticalité

la cheminée type fourre et rhodes où l'on réduit à néant les coffrages, le fût est un polygone de 20 côtés, les angles étant formés d'éléments en I moulés d'avance, recevant dans les encastresments des placues très minces en béton armé de 1,00m de longueur formant coffrage.

-La cheminée du type monoyer qui est construite par assises successives de 25cm de hauteur, formées de voussoirs moulés d'avance avec aciers de liaisons et jointements au mortier de ciment.

Le fruit est obtenu enserrant plus ou moins chaque voussoir dans le boudin du voussoir suivant.

Ces 3 types de cheminées sont construites concurremment, le système prefabrique ayant eu longtemps la préférence. Mais il semble qu'on préfère aujourd'hui la cheminée coulée sur place grâce aux systèmes de coffrages "grimpants" ou "glissants".

Le premier système permet de construire des cheminées à fruit. Le second ne tolère que les cheminées de largeur constante à parois verticales; Seule la vitesse d'avancement du coffrage glissant est remarquable, elle atteint 2 à 3m de hauteur par jour.

PRESENTATION ET DESCRIPTION DE LA CHEMINÉE:

Il s'agit d'une cheminée tronconique pour une centrale thermo-électrique, cette dernière sera construite à Alger, et à une hauteur de 100m. Elle est constituée de :

- un fût tronconique en béton armé
- une ouverture pour l'entrée des fumées (carneau).
- une ouverture pour l'évacuation des suies.
- une fondation (radier circulaire)

Le fût a un diamètre à la base de 7m. Au sommet il n'est plus que de 3m. Sur les 50 premiers mètres, l'anneau de béton a une épaisseur constante égale à 12cm, sur le reste de la hauteur l'épaisseur varie linéairement jusqu'à 20cm au niveau du sol.

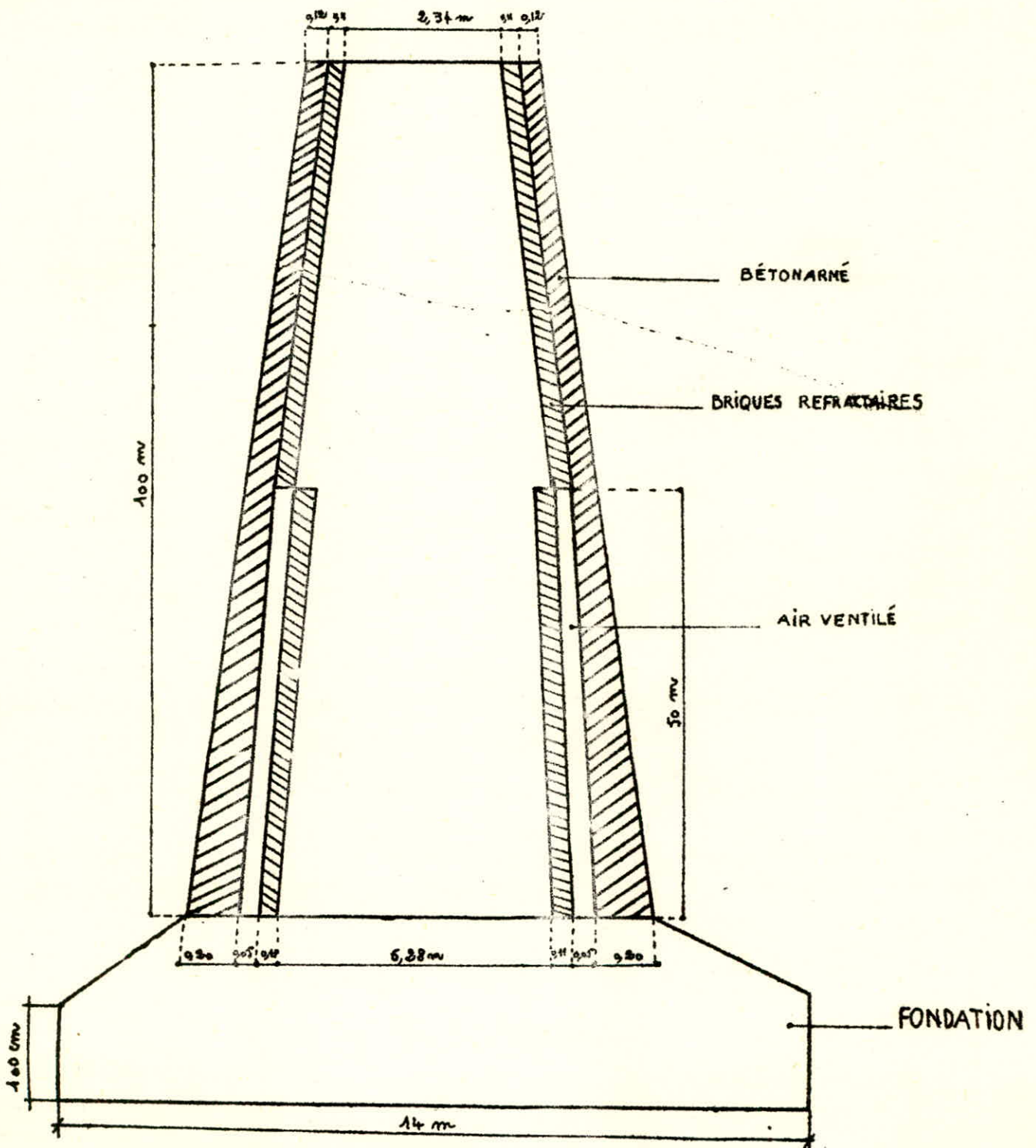
Le revêtement est réalisé avec de la brique réfractaire de 11cm qui repose sur des consoles circulaires espacées de 5m. Sur les 50 premiers mètres, un vide d'air de 5cm est aménagé entre le fût et le briquetage pour isoler le béton contre les hautes températures.

Le carneau est une ouverture de 80cm de largeur et de 1,20m de hauteur enterrée à 40cm au-dessous du niveau de terrain.

L'ouverture pour le ramassage de la suie est un carré de 70cm de côté située à un niveau plus bas que le carneau.

LA FONDATION EST RADIER CIRCULAIRE DE 14 m DE DIAMÈTRE, ET 300 mm D'ÉPAISSEUR

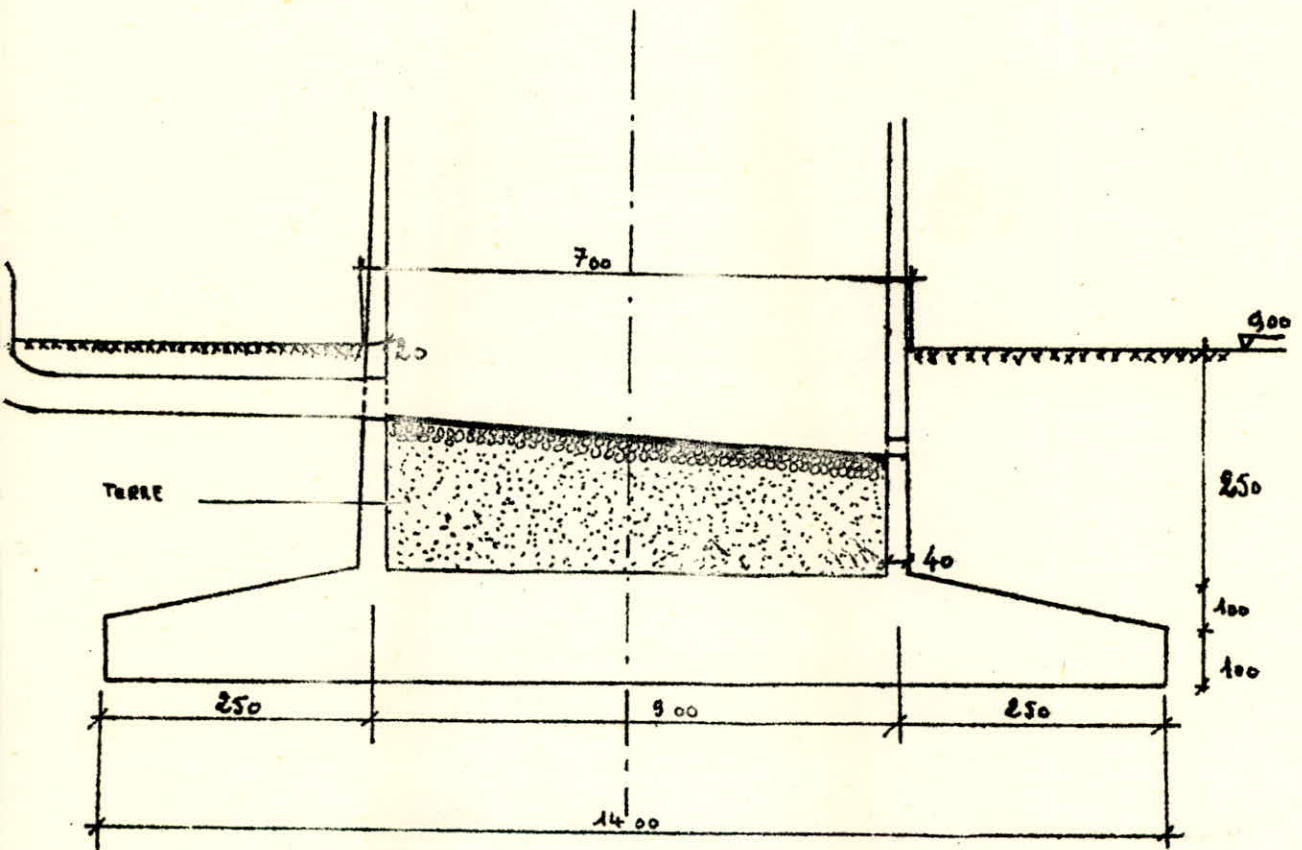
LE TAUX DE TRAVAIL DU SOL EST DE: 65 kg/cm².



COUPE TRANSVERSALE

CETTE REPRÉSENTATION EST SCHEMATIQUE, SERVANT À LA DÉTERMINATION DU POIDS

PROPRE DE LA CHEMINÉE.



SCHEMA DE LA FONDATION

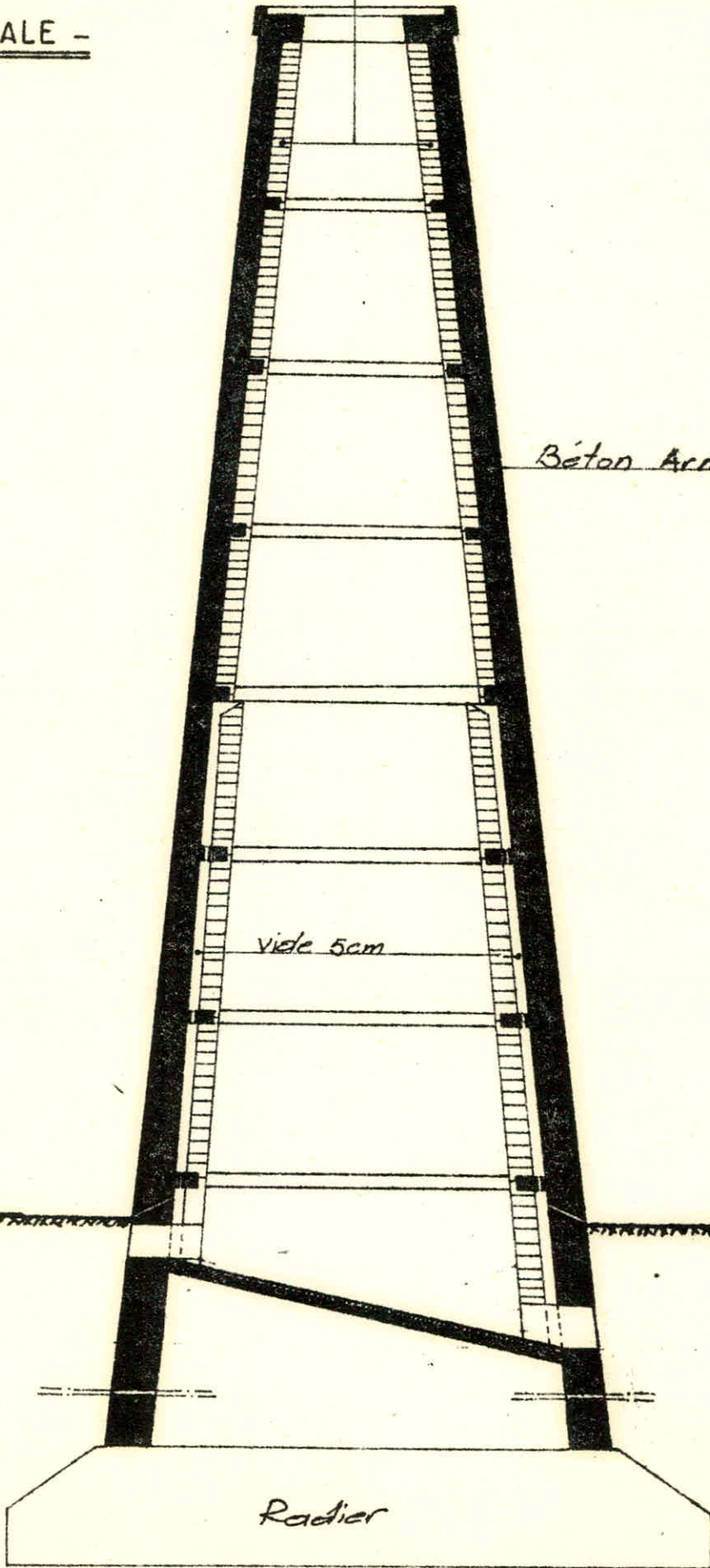
TRANSVERSALE -

Brigues Refractaire 11cm

Béton Armé

vide 5cm

Radier



DEUXIEME PARTIE

CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.

BETON

ON UTILISERA UN BÉTON DOSÉ A 330 kg/m^3 CPA 325, LE CONTRÔLE ÉTANT ATTÉNUÉ, CE QUI NOUS DONNE LES CONTRAINTES NOMINALES SUIVANTES:

- EN COMPRESSION: $\sigma'_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$.

- EN TRACTION: $\sigma'_{28} = 23,6 \text{ kg/cm}^2$.

CONTRAINTE DE COMPRESSION ADMISSIBLE $\bar{\sigma}'_b$

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot f_r \cdot \gamma \cdot d \cdot \sigma'_{28}$$

- $\alpha = 1$ (CIMENT DE LA CLASSE 325)

- $f_r = \frac{5}{6}$ (CONTRÔLE ATTÉNUÉ)

- $\gamma = 1$

$d = 0,3$ COMPRESSION SIMPLE

$= 0,6$ FLEXION SIMPLE

$= 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right)$ FLEXION COMPOSÉE

$E = 1$

COMPRESSION SIMPLE

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

FLEXION SIMPLE

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

CONTRAINTE DE TRACTION ADMISSIBLE $\bar{\sigma}_b$

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma_{39}$$

α, β, γ ETANT LES MÊMES QUE DANS LE PARAGRAPHE

$$\theta = 0,018 + \frac{0,1}{\sigma_{39}} = 0,018 + \frac{2,1}{275} = 0,026$$

$$\bar{\sigma}_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,026 \cdot 275 = 5,96 \text{ kg/cm}^2$$

ACIER

ON UTILISERA SOIT L'ACIER DOUX; SOIT L'ACIER TOR.

CONTRAINTE DE TRACTION ADMISSIBLE $\bar{\sigma}_a$

LA CONTRAINTE ADMISSIBLE, EST DONNÉE PAR L'INÉGALITÉ SUIVANTE :

$$\bar{\sigma}_a \leq \text{MIN} \begin{cases} \bar{\sigma}_{e1} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_m \\ \text{max} \begin{cases} \bar{\sigma}_1 \\ \bar{\sigma}_2 \end{cases} \end{cases} \quad (1)$$

$\bar{\sigma}_m$: CONTRAINTE ELASTIQUE

ACIER DOUX : $\bar{\sigma}_m = 2400 \text{ kg/cm}^2$

ACIER TOR : $\bar{\sigma}_m = 4200 \text{ kg/cm}^2$ POUR LES DIAMETRES $\phi \leq 20 \text{ mm}$.

$\bar{\sigma}_m = 4000 \text{ kg/cm}^2$ " " $\phi > 20 \text{ mm}$.

$$\bar{\sigma}_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\omega_1^2}{1 + 20 \omega_1^2}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{2}{\phi} K \bar{\sigma}_b}$$

ϕ : DIAMETRE NOMINAL DE LA plus GROSSE BARRÉ TENDUE EXPRIMÉ EN mm.

η : COEFFICIENT DE FISSURATION

- ACIER DOUX $\eta = 1$

- ACIER TOR $\eta = 4,6$

- $\bar{\sigma}_b$: CONTRAINTÉ DE TRACTION DE REFÉRENCE EXPRIMÉE EN BARS.

K : DESIGNÉ UNE GRANDEUR EXPRIMÉE EN $\text{Bar}\cdot\text{mm}$ A LAQUELLE ON ATTRIBUE LES VALEURS SUIVANTES:

- $K = 1,5 \cdot 10^6$ FISSURATION PEU NUISIBLE (MILIEU PROTÉGÉ).
- $K = 10^6$ FISSURATION PRÉJUDICIABLE (MILIEU EXPOSÉ AUX INTÉMPÉRIES OU A DES CONDENSATIONS)
- $K = 0,5 \cdot 10^6$ FISSURATION TRÈS PRÉJUDICIABLE (MILIEU AGRESSIF OU ÉTANCHEITÉ A ASSURER).

\bar{w}_f : POURCENTAGE DE FISSURATION

$$\bar{w}_f = \frac{A}{S_f}$$

A = SECTION D'ACIER

S_f = " DE BÉTON.

VALEURS DE $\bar{\sigma}_s$

ACIER DOUX	ACIER TOR	
	$\phi \leq 20 \text{ mm}$	$\phi > 20 \text{ mm}$
1600 kg/cm^2	2800 kg/cm^2	2670 kg/cm^2

VALEUR DE σ_s

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
ACIER DOUX (kg/cm^2)	2605	2390	2058	1844	1693	1558	1458	1305	1164	1030
ACIER TOR (kg/cm^2)	3230	3040	2645	2335	2125	1970	1847	1650	1472	1305

POUR LE CALCUL DE σ_s $K = 10^6$ ET $\bar{\sigma}_s = 5,8$ bars.

VALEURS DE $\bar{\sigma}_a$

POUR σ_a , ELLE N'EST PAS A CONSIDÉRER CAR ELLE EST TOUJOURS PLUS PETITE QUE σ_s .

DONC L'INÉGALITÉ (1) DEVIENT :

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{a1} \\ \sigma_2 \end{array} \right.$$

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
ACIER DOUX (kg/cm ²)	1600	1600	1600	1600	1600	1558	1458	1305	1164	1030
ACIER TDR (kg/cm ²)	2800	2800	2645	2335	2125	1970	1847	1650	1472	1305

POUR LES SOLLICITATIONS DU PREMIER GENRE ON AURA :

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{a1} \\ \sigma_2 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = 0,3 \sigma'_{2g} \quad , \quad \text{OR } \sigma'_{2g} = 275 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$$

$$\bar{\sigma}'_b = 0,3 \times 275 = 82,5 \text{ kg/cm}^2.$$

POUR LES SOLLICITATIONS DU DEUXIEME GENRE ON AURA :

$$\sigma'_b = 0,45 \sigma'_{2g} = 0,45 \times 275 = 124 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en}$$

σ_{en} ETANT LA CONTRAINTE ELASTIQUE.

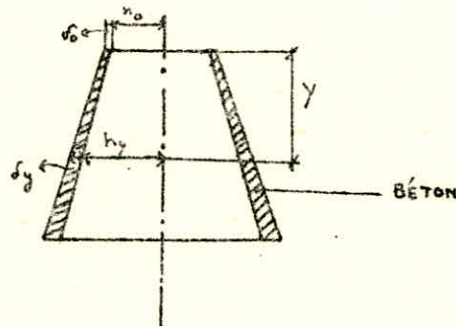
TROISIEME PARTIE

CALCUL DU POIDS PROPRE

CALCUL DU POIDS PROPRE ET DU CHEMISAGE DE LA CHEMINÉE :

POIDS PROPRE :

POUR SA DETERMINATION, ON DIVISE LE FÔT EN TRANCHES DE 5 METRES DE HAUTEUR. ON OBTIENT AINSI UN ANNEAU TRONCONIQUE DONT IL FAUT DETERMINER LE POIDS DU SCHEMA SUIVANT ON A :



d ET r REPRESENTENT L'ÉPAISSEUR ET LE RAYON INTERIEUR DE L'ANNEAU.

LE VOLUME DU TRONC DE CÔNE DE HAUTEUR y EST :

$$V = \frac{\pi \cdot y}{3} \left[(r_0 + d_0)^2 + (r_1 + d_1)^2 + (r_0 + d_0)(r_1 + d_1) - (r_0^2 + r_1^2 + r_0 r_1) \right]$$

LA MASSE VOLUMIQUE DU BÉTON ρ ETANT ÉGALE A: $2,5 \text{ t/m}^3$. SOIT P_1 LE POIDS DE CHAQUE TRONÇON, ON AURA: $P_1 = \rho V_1$.

DANS NOTRE CAS $y = 5 \text{ m}$. LA CHEMINÉE EST DIVISÉE EN 20 PARTIES.

FAISONS UNE APPLICATION NUMÉRIQUE POUR LA PREMIÈRE TRANCHE

$r_0 = 1,38 \text{ m}$, $d_0 = 0,12 \text{ m}$, $r_1 = 1,48 \text{ m}$; $d_1 = 0,12 \text{ m}$. $y = 5 \text{ m}$.

$$P_1 = \rho V_1 = \pi \cdot \frac{5}{3} \left[(0,12 + 1,38)^2 + (0,12 + 1,48)^2 + (0,12 + 1,38)(0,12 + 1,48) - (1,38^2 + 1,48^2 + 1,38 \cdot 1,48) \right] \cdot 2,5$$

$$P_1 = \pi \cdot \frac{5}{3} \cdot 2,5 \left[2,35 + 2,36 + 2,40 - (1,50 + 2,19 + 2,04) \right] = 14,25 \text{ tonnes.}$$

LES CALCULS ÉTANT LONG, NOUS LES PRÉSENTONS DANS UN TABLEAU:

TRANCHE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
P_1 (TONNE)	14,25	15,05	15,83	16,87	17,66	18,83	19,75	20,80	21,58	22,63	24,33	26,22	29,68	32,33	35,84	38,46	41,60	44,87	48,27	51,67

CALCUL DU CHEMISAGE:

LE CALCUL RESTE ANALOGUE A CELUI DU POIDS PROPRE, IL N'Y A QUE LA MASSE VOLUMIQUE ρ QUI CHANGE. POUR LA BRIQUE REFRACTAIRE $\rho = 1,95/m^3$.

FAISONS UN EXEMPLE NUMERIQUE:

$$ON A: P_1 = \rho V_1 = 1,95 \times \frac{\pi}{3} \left[(0,41+1,27)^2 + (0,41+1,37)^2 + (0,41+1,27)(0,41+1,37) - (1,27^2 + 1,37^2 + 1,27 \times 1,37) \right] =$$

$P_1 = 9,04$ tonnes.

COMME PRECEDEMENT, ON RESUMERA LES DIFFERENTS RESULTATS DANS UN TABLEAU:

TRANCHE i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
P _i (TONNE)	9,04	9,74	10,34	10,95	11,62	12,32	13,22	13,62	14,41	15,01	15,12	15,92	16,52	17,10	17,60	18,40	19,30	19,80	20,92	21,90

CUMUL DU POIDS PROPRE ET DU CHEMISAGE DANS CHAQUE SECTION:

SECTION i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
CUMUL DU POIDS PROPRE (A) (t)	14,25	29,295	45,125	61,995	79,655	98,494	118,249	139,049	160,629	183,259
CUMUL DU CHEMISAGE (B) (t)	9,048	18,788	29,128	40,078	51,698	64,018	76,938	90,558	104,968	119,978
(A)+(B) (t)	23,298	48,083	74,253	102,073	131,353	162,512	195,187	229,607	265,597	303,237
SECTION i	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
CUMUL DU POIDS PROPRE (A) (t)	207,589	234,409	264,108	296,947	332,787	371,254	412,855	457,730	506,007	557,686
CUMUL DU CHEMISAGE (B) (t)	135,098	154,018	167,538	184,638	202,238	220,638	239,938	259,738	280,358	301,258
(A)+(B) (t)	342,687	388,427	431,646	481,585	535,025	591,893	652,793	717,468	786,365	858,944

QUATRIEME PARTIE

CALCUL DES EFFORTS DUS AU VENT

CALCUL DES CHARGES ET DES EFFORTS DU AUVENT:

LE CALCUL EST CONDUIT SUIVANT LES REGLES NU 65

ACTION D'ENSEMBLE:

L'ACTION D'ENSEMBLE DU AUVENT SUIVANT LA DIRECTION HORIZONTALE EST UNE COMPOSANTE T (TRAINEE) PRODUISANT UN EFFET D'ENTRAINEMENT ET DE RENVERSEMENT (R III, 1.4.3) POUR LA CHEMINÉE QUI EST UN SOLIDE DE REVOLUTION. LA TRAINEE SERA:

$$T = C_t S_e q_h \quad \text{OÙ:}$$

C_t = COEFFICIENT GLOBAL DE TRAINEE

S_e = AIRE DE LA PROJECTION VERTICALE DE LA CONSTRUCTION (MAÎTRE-COUPLE) NORMALE A LA DIRECTION DU VENT CONSIDEREE,

q_h = VALEUR MOYENNE DE LA PRESSION DYNAMIQUE.

DETERMINONS CES DIFFERENTS COEFFICIENTS:

$$S_e = \frac{100(7+3)}{2} = 500 \text{ m}^2$$

C_t D'APRES (R III 3.2) $C_t = \gamma C_{t0}$.

LE COEFFICIENT γ EST UNE FONCTION DU RAPPORT DE DIMENSION λ . POUR LES CONSTRUCTIONS DONT LE MAÎTRE-COUPLE N'A PAS UNE LARGEUR CONSTANTE SUR TOUTE LA HAUTEUR ET QUI PEUVENT ÊTRE ASSIMILÉES AUX CONSTRUCTIONS PRISMATIQUES A BASE POLYGONALE REGULIERE OU CIRCULAIRE (R III 3.1). λ EST DONNÉ

PAR L'EXPRESSION (R III, 3.03) : $\lambda = \frac{H^2}{S_e} = \frac{100^2}{500} = 20$

POUR $\lambda = 20$, ON TROUVE (FIGI R III 10) $\Rightarrow \gamma = 1,85$

DANS LE TABLEAU III (R III, 3.2) POUR OUVRAGES-TROMCONIQUES SANS

NERVURES $C_{t0} = 0,55$. DONC : $C_t = \gamma C_{t0} = 1,85 \times 0,55 = 0,6875$

$$C_t = 0,6875$$

LES ACTIONS D'ENSEMBLE SONT SUSCEPTIBLES DE L'APPLICATION DE LA REGLE (III 1,5) RELATIVE AUX ACTIONS DYNAMIQUES (R III 3,7).

POUR TENIR COMPTE DE L'EFFET DES ACTIONS PARALLELES A LA DIRECTION DU VENT, LES PRESSIONS DYNAMIQUES NORMALES SERVANT AU CALCUL DE L'ENSEMBLE, SONT MULTIPLIEES A CHAQUE NIVEAU PAR UN COEFFICIENT DE MAJORATION AU MOINS EGAL A L'UNITE.

CE COEFFICIENT β EST DONNE PAR LA FORMULE SUIVANTE:

$$\beta = \theta(1 + \gamma \zeta)$$

DANS LAQUELLE:

γ = COEFFICIENT DE REponse, DONNE EN FONCTION DE LA PERIODE T DU MODE FONDAMENTAL D'OSCILLATION (FIG R III 3).

ζ = COEFFICIENT DE PULSATION, EST DETERMINE A CHAQUE NIVEAU CONSIDERE EN FONCTION DE SA COTE H AU-DESSUS DU SOL PAR L'ECHELLE FONCTIONNELLE DE LA FIGURE R III 4.

θ = COEFFICIENT GLOBAL DEPENDANT DU TYPE DE CONSTRUCTION
POUR NOTRE CAS $\theta = 1$

VALEURS DES PRESSIONS:

- PRESSION DYNAMIQUE DE BASE NORMALE: 69 kg/m^2
- PRESSION DYNAMIQUE DE BASE EXTRAEME: 121 kg/m^2

NOUS CONSIDERONS QUE LE LIEU DE CONSTRUCTION SE TROUVE DANS LA REGION 1 ON TROUVE $\gamma = 0,25$.

DONC β EST FONCTION DE ζ ET VARIE TOUT LE LONG DE LA CONSTRUCTION, IL EST A NOTER QUE LA VALEUR DE β S'ACCROIT LEGEREMENT EN

PASSANT DU SOMMET VERS LA BASE DE L'OUVRAGE, SA VALEUR EST GENERALEMENT COMPRISE ENTRE 1,2 ET 1,7; COMME L'IMPLIQUE LE TABLEAU SUIVANT:

TABLERAU 1:

H	(m)	ζ
0-10		0,360
15		0,353
20		0,345
25		0,337
30		0,330
35		0,323
40		0,315
45		0,305
50		0,300
55		0,294
60		0,284
65		0,278
70		0,271
75		0,266
80		0,260
85		0,255
90		0,250
95		0,245
100		0,240

TABLEAU ①:

H (mm)	τ	$\int \tau$	$P_0 = 0(1 + \int \tau)$
0 - 10	0,360	0,306	1,306
15	0,353	0,300	1,300
20	0,345	0,293	1,293
25	0,337	0,286	1,286
30	0,330	0,280	1,280
35	0,323	0,274	1,274
40	0,315	0,268	1,268
45	0,305	0,259	1,259
60	0,300	0,255	1,255
55	0,294	0,250	1,250
60	0,284	0,242	1,242
65	0,278	0,236	1,236
70	0,271	0,231	1,231
75	0,266	0,226	1,226
80	0,260	0,221	1,221
85	0,255	0,217	1,217
90	0,250	0,212	1,212
95	0,245	0,208	1,208
100	0,240	0,204	1,204

PRESSIION DYNAMIQUE NORMALE:

SUIVANT (R III 1,321) LA PRESSIION NORMALE EST CELLE QUI S'EXERCE A UNE HAUTEUR DE 10 m AU-DESSUS DU SOL. POUR UNE REGION 1: $q_{10} = 65 \text{ kg/m}^2$
 q_{10} = PRESSIION DYNAMIQUE DE BASE A 10m DE HAUTEUR (R III 1,141) EFFET DE LA HAUTEUR AU-DESSUS DU SOL.

q_H = LA PRESSIION DYNAMIQUE AGISSANT A LA HAUTEUR H AU-DESSUS DU SOL.

ON :
$$\frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \frac{H+18}{H+60} \quad \text{D'OU : } q_H = 2,5 q_{10} \frac{H+18}{H+60}$$

D'OU LE TABLEAU 2 DE LA PAGE SUIVANTE.

EN EFFET CES VALEURS DE PRESSIIONS DYNAMIQUES DOIVENT ETRE MULTIPLIÉES PAR UN COEFFICIENT K_s (COEFFICIENT DE SITE).

REGION 1
SITE EXPOSE' } $\Rightarrow K_s = 1,35$

LES PRESSIIONS DYNAMIQUES CORRESPONDANT A CHAQUE NIVEAU DOIVENT ETRE AFFECTÉES D'UN COEFFICIENT DE REDUCTION δ DETERMINÉ EN FONCTION DE LA PLUS GRANDE DIMENSION (HORIZONTALE OU VERTICALE) DE LA SURFACE OFFERTE AU VENT, INTERESSANT L'ELEMENT DE STABILITÉ CONSIDERÉ.

CE COEFFICIENT δ EST DESTINÉ A PENALISER LES ELEMENTS DE CONSTRUCTION RELATIVEMENT PETITS PAR RAPPORT AUX OUVRAGES DE GRANDES DIMENSIONS LA VALEUR DE δ VARIE DE 0,7 à 0,9.

LES VALEURS LIMITES DES PRESSIIONS DYNAMIQUES SE CALCULENT D'APRES (R III 1,246) D'OU :

$$q = q_H \cdot K_s \cdot \delta$$

POUR TENIR COMPTE DE L'EFFET DES ACTIONS PARALLELES A LA DIRECTION DU VENT, LES PRESSIIONS DYNAMIQUES NORMALES SERVANT AU CALCUL D'ENSEMBLE SONT MULTIPLIÉES A CHAQUE NIVEAU PAR LE COEFFICIENT P_x DU TABLEAU 1.

TABLEAU ②:

H (m)	H+18 (m)	H+60 (m)	$\frac{H+18}{H+60}$	q_H (kg/m ²)
0	18	60	0,300	51,75
5	23	65	0,354	61,06
10	28	70	0,400	69
15	33	75	0,440	75,90
20	38	80	0,475	81,93
25	43	85	0,506	87,28
30	48	90	0,533	91,94
35	53	95	0,558	96,25
40	58	100	0,580	100,05
45	63	105	0,600	103,50
50	68	110	0,618	106,60
55	73	115	0,635	109,53
60	78	120	0,650	112,12
65	83	125	0,664	114,54
70	88	130	0,677	116,78
75	93	135	0,689	118,85
80	98	140	0,700	120,75
85	103	145	0,710	122,47
90	108	150	0,720	124,20
95	113	155	0,729	125,75
100	118	160	0,738	127,30

$$q_n = q_{R8}$$

EN REMPLAÇANT q PAR SA VALEUR ON AURA:

$$q_n = q_{H, H_2 O, P_8} \text{ D'OU LE TABLEAU (3):}$$

H (m)	q_n ($\mu\text{g}/\text{m}^2$)	H_2	ρ	$P_8 = 0(1 + 5T)$	q_r ($\mu\text{g}/\text{m}^2$)
0	54,75	1,35	0,70	1,308	63,36
5	61,06	1,35	0,70	1,308	75,47
10	69,00	1,35	0,70	1,308	85,28
15	75,90	1,35	0,70	1,300	93,24
20	81,93	1,35	0,70	1,293	100,40
25	87,28	1,35	0,70	1,286	106,66
30	91,94	1,35	0,70	1,280	111,21
35	96,25	1,35	0,76	1,274	125,74
40	100,05	1,35	0,80	1,268	137,01
45	103,50	1,35	0,85	1,259	149,52
50	106,60	1,35	0,90	1,255	162,54
55	109,53	1,35	0,90	1,250	166,34
60	112,12	1,35	0,90	1,242	169,13
65	114,54	1,35	0,90	1,236	172,05
70	116,78	1,35	0,90	1,231	174,66
75	118,85	1,35	0,90	1,226	177,03
80	120,75	1,35	0,90	1,221	179,13
85	122,47	1,35	0,90	1,217	181,00
90	124,20	1,35	0,90	1,212	182,89
95	125,75	1,35	0,90	1,208	184,56
100	127,30	1,35	0,90	1,204	186,22

$C_t = 0,6875$ ET LES VALEURS DE q_n (TABLEAU 3), ON DETERMINE $C_t q_n$ DANS LE TABLEAU ④ :

TABLEAU ④

H (m)	C_t	$C_t q_n$ (kg/m ³)
0	0,6875	43,97
5	0,6875	51,88
10	0,6875	56,56
15	0,6875	64,10
20	0,6875	68,81
25	0,6875	72,91
30	0,6875	76,45
35	0,6875	86,44
40	0,6875	94,19
45	0,6875	102,73
50	0,6875	111,74
55	0,6875	114,35
60	0,6875	116,31
65	0,6875	118,25
70	0,6875	120,07
75	0,6875	121,70
80	0,6875	123,15
85	0,6875	124,43
90	0,6875	125,73
95	0,6875	126,88
100	0,6875	128,02

LES VALEURS TROUVÉES DANS LE TABLEAU (4), NOUS PERMETTENT DE DÉTERMINER LA TRAIÉE QUI AGIT SUR CHAQUE TRONÇON DE LA CHEMINÉE, AYANT 5 m DE HAUTEUR. SOIT T_i CETTE VALEUR, ON A: $T_i = C_t S_t q_n$.

S_t ÉTANT LE MÂTRE COUPLE RELATIF A CHAQUE TRONÇON.

POUR $C_t q_n$, ON PRENDRA LA VALEUR MOYENNE ENTRE LES VALEURS INFÉRIEURES ET SUPÉRIEURES DÉTERMINÉES DANS LE TABLEAU (4).

TABLEAU (3):

SECTION i	H (m)	S_t (m ²)	$C_t q_n$ (kg/m ²)	$T_i = C_t S_t q_n$ (kg)
0	0		13,970	0
1	5	34,5	47,925	1650
2	10	33,5	54,220	1810
3	15	32,5	60,330	1960
4	20	31,5	66,455	2050
5	25	30,5	70,860	2160
6	30	29,5	74,680	2200
7	35	28,5	81,445	2320
8	40	27,5	90,315	2480
9	45	26,5	98,450	2600
10	50	25,5	107,265	2735
11	55	24,5	113,045	2769
12	60	23,5	115,330	2710
13	65	22,5	117,280	2638
14	70	21,5	119,160	2560
15	75	20,5	120,885	2478
16	80	19,5	122,425	2387
17	85	18,5	123,79	2290
18	90	17,5	125,020	2188
19	95	16,5	126,305	2084
20	100	15,5	127,450	1975

CALCUL DES EFFORTS SOUS L'ACTION D'ENSEMBLE POUR LE VENT NORMAL ET EXTRAÎMES

IL S'AGIT DE DETERMINER LES EFFORTS TRANCHANTS ET LES MOMENTS FLECHISSANTS, SOUS LES ACTIONS NORMALES ET EXTRAÎMES DU VENT DANS CHAQUE SECTION DE LA CHEMINÉE.

LE CALCUL ETANT LONG ET LABORIEUX, J'AI RESUMÉ LES RESULTATS DANS LE TABLEAU 6, DANS LEQUEL :

H_n = EFFORT TRANCHANT SOUS L'ACTION NORMALE.

H_e = EFFORT TRANCHANT SOUS L'ACTION EXTRAÎME.

M_n = MOMENT FLECHISSANT SOUS L'ACTION NORMALE.

M_e = MOMENT FLECHISSANT SOUS L'ACTION EXTRAÎME.

EXEMPLE DE CALCUL :

DANS LA SECTION N=3

$$H_n = 1650 + 1810 + 1960 = 5420 \text{ Kg}$$

$$H_e = 1,75 H_n = 1,75 \times 5420 = 9485 \text{ Kg}$$

$$M_n = 1650 \times 12,5 + 1810 \times 7,5 + 1960 \times 2,5 = 20625 + 13575 + 4900 = 39100 \text{ Kg.m} = 39,1 \text{ tm}$$

$$M_e = 1,75 M_n = 1,75 \times 39100 = 68425 \text{ Kg.m} = 68,425 \text{ tm}$$

POUR UNE AUTRE SECTION, PLUS BASSE, LA DETERMINATION DES MOMENTS FLECHISSANTS DEVIENT DIFFICILE, COMME L'INDIQUE LA FIGURE SUIVANTE :

DANS UNE SECTION z , D'ORDONNÉE z

$$M_z = H_i (z - z_{H_i})$$

z_{H_i} = ORDONNÉE DE L'EFFORT H_i / AU NIVEAU 0,

INDIQUÉ SUR LA FIGURE.

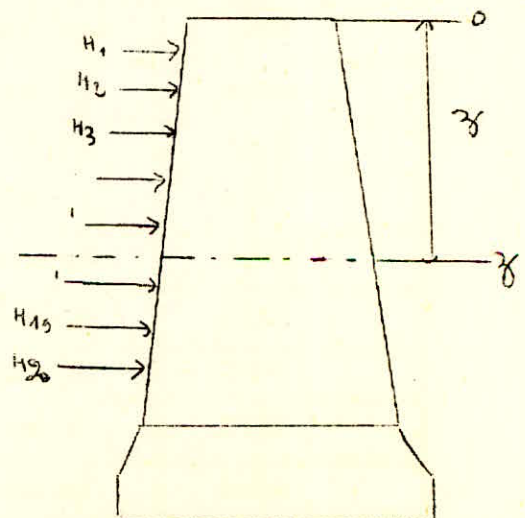
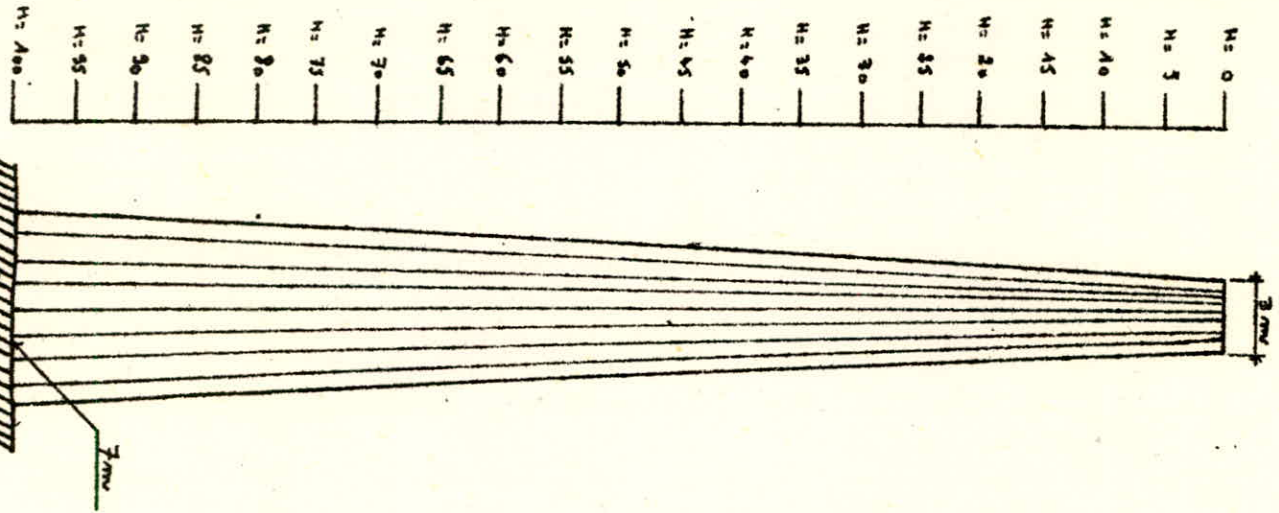


TABLEAU (6):

SECTION i	H (m)	M_{H_i} (T)	$M_{e-1.75 H_i}$ (T)	M_{H_i} (Tm)	$M_{e-1.75 H_i}$ (Tm)
0	0	0	0	0	0
1	5	1,650	2,885	4,185	7,218
2	10	3,460	6,055	16,900	29,575
3	15	5,420	9,485	39,400	68,425
4	20	7,510	13,150	71,425	124,993
5	25	9,670	16,940	114,375	200,156
6	30	11,870	20,790	168,225	294,393
7	35	14,130	24,835	232,375	406,656
8	40	16,670	29,210	312,125	546,218
9	45	19,270	33,720	409,375	700,656
10	50	22,005	38,575	537,562	940,733
11	55	24,774	43,350	610,509	1068,390
12	60	27,484	48,150	754,154	1344,549
13	65	30,122	52,665	895,167	1566,542
14	70	32,682	57,210	1052,179	1814,343
15	75	35,160	61,500	1222,724	2133,872
16	80	37,547	65,600	1403,227	2455,647
17	85	39,837	69,850	1615,044	2826,269
18	90	42,025	73,600	1804,667	3153,945
19	95	44,103	77,250	2014,901	3526,076
20	100	46,084	80,875	2242,483	3924,345

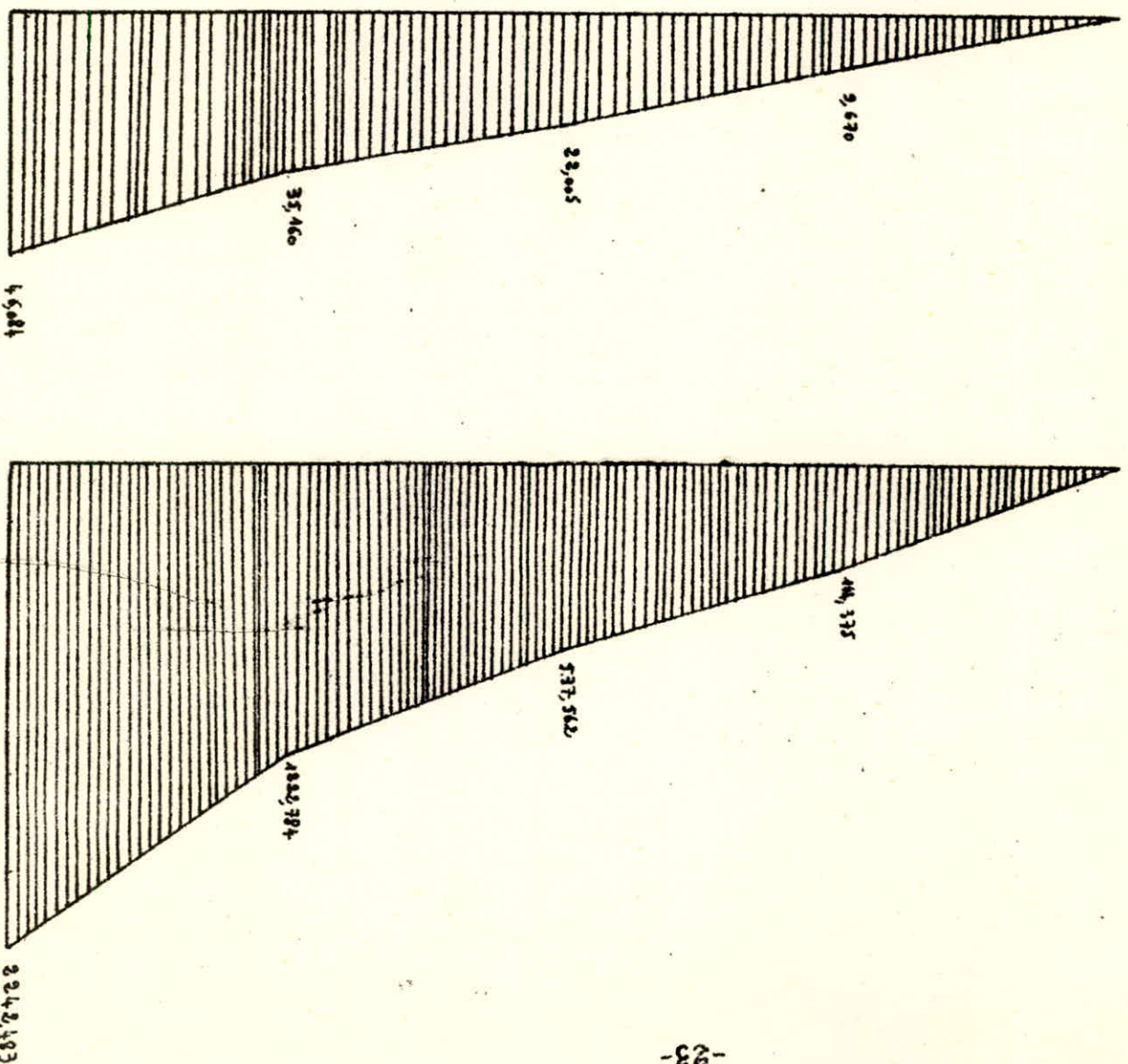
EFFORTS TRANÇANTS (C)

H_m



MOMENTS FLECHISSANTS (cm)

M_m



ACTION LOCALE:

L'ACTION DU VENT DANS LA DIRECTION TRANSVERSALE, CRÉE DES MOMENTS FLECHISSANTS D'OUVALISATION.

CHACQUE TRANCHÉE DE L'OUVRAGE DE SECTION ANNULAIRE EST EN EQUILIBRE SOUS L'ACTION DE LA PRESSION DU VENT q ET DES CISAILLEMENTS τ ENGENDRÉS DANS L'ÉPAISSEUR DE LA PAROI.

CES EFFORTS q ET τ PRODUISANT DES MOMENTS FLECHISSANTS D'OUVALISATION

$M_{0i} = K_i \cdot q \cdot \int_0^{2\pi} D_m^2$ QUI METTENT EN TRACTION LES FIBRES INTÉRIEURES ET EXTÉRIEURES DE LA PAROI ANNULAIRE.

ON A:

$$M_{0i} = K_i \cdot q \cdot \int_0^{2\pi} D_m^2 \quad (\text{MOMENT FLECHISSANT D'OUVALISATION INTÉRIEUR})$$

$$M_{0e} = K_e \cdot q \cdot \int_0^{2\pi} D_m^2 \quad (\text{MOMENT FLECHISSANT D'OUVALISATION EXTÉRIEUR}).$$

K , ÉTANT UN COEFFICIENT DÉDUIT DE L'ABÂQUE (FIG A.3 PAGE 22 DIVER).

- FACE AU VENT (90°), FIBRES INTÉRIEURES TENDUES $\Rightarrow K_i = 0,69$.
- FACE LATÉRALE (0°), FIBRES EXTÉRIEURES TENDUES $\Rightarrow K_e = 0,69$.
- $q = q_H K_s$ (PRESSION DYNAMIQUE MAJORÉE DU COEFFICIENT DE SITE)
- $\int_0^{2\pi} =$ COEFFICIENT DE RÉDUCTION TENANT COMPTE DE L'EFFET DES DIMENSIONS, IL EST DONNÉ EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE LA CONSTRUCTION ET DU NIVEAU PUIS EN CONSIDÉRATION.
- $D_m =$ DIAMÈTRE MOYEN DE LA SECTION CONSIDÉRÉE.

LE CALCUL DE L'OUVALISATION EST FAIT SOUS LES ACTIONS NORMALE ET EXTRÊME DU VENT.

Tous les calculs sont résumés dans le tableau 7 :

TABLEAU ①.

H (m)	K_i	K_e	d_0	$q_z = K_g q_n$	D_{min}^2 (m ²)	VENT NORMAL		VENT EXTRÊME	
						M_{0z} (h/m)	M_{0e} (h/m)	M_{0z} (h/m)	M_{0e} (h/m)
0	0,069	0,062	0,300	0,0699	8,29	0,0359	0,0383	0,0628	0,0565
5	0,069	0,062	0,895	0,0824	9,48	0,0482	0,0423	0,0843	0,0740
10	0,069	0,062	0,830	0,0932	10,75	0,0615	0,0552	0,1076	0,0966
15	0,069	0,062	0,885	0,1025	12,11	0,0758	0,0682	0,1326	0,1193
20	0,069	0,062	0,875	0,1105	13,54	0,0912	0,0810	0,1596	0,1417
25	0,069	0,062	0,880	0,1180	15,05	0,1078	0,0965	0,1886	0,1688
30	0,069	0,062	0,880	0,1240	16,64	0,1280	0,1138	0,2065	0,1931
35	0,069	0,062	0,890	0,1300	18,31	0,1465	0,1320	0,2563	0,2310
40	0,069	0,062	0,900	0,1358	20,07	0,1630	0,1520	0,2957	0,2660
45	0,069	0,062	0,905	0,1393	21,90	0,1810	0,1700	0,3342	0,2975
50	0,069	0,062	0,915	0,1427	23,81	0,2150	0,1935	0,3762	0,3386
55	0,069	0,062	0,910	0,1480	25,72	0,2390	0,2140	0,4182	0,3745
60	0,069	0,062	0,910	0,1515	27,70	0,2630	0,2370	0,4602	0,4147
65	0,069	0,062	0,910	0,1548	29,76	0,2890	0,2600	0,5057	0,4550
70	0,069	0,062	0,907	0,1577	31,89	0,3140	0,2820	0,5495	0,4935
75	0,069	0,062	0,905	0,1603	34,10	0,3420	0,3080	0,5985	0,5390
80	0,069	0,062	0,905	0,1630	36,38	0,3700	0,3330	0,6475	0,5827
85	0,069	0,062	0,905	0,1654	38,73	0,3990	0,3580	0,6982	0,6265
90	0,069	0,062	0,905	0,1680	41,16	0,4320	0,3880	0,7560	0,6790
95	0,069	0,062	0,905	0,1699	43,66	0,4620	0,4150	0,8085	0,7262
100	0,069	0,062	0,900	0,1730	46,24	0,4940	0,4440	0,8646	0,7770

CALCUL DES MOMENTS SECONDAIRES DUS A LA FLEXIBILITE DE LA CHEMINEE:

LE DEPLACEMENT DU CENTRE DE GRAVITE DU POIDS, AGISSANT AU-DESSUS D'UNE TRANCHE HORIZONTALE SOUS L'EFFET DU VENT; INTRODUIT EN EFFET UN MOMENT SUPPLEMENTAIRE S'AJOUTANT A CELUI DU VENT.

DETERMINATION DU MOMENT MAXIMAL DANS LA SECTION DE BASE.

H (m)	T _i (T)	H _i (m)	M = T _i H _i (tm)
0	0	0	0
5	1,650	97,5	161
10	1,810	92,5	167,4
15	1,960	87,5	176,5
20	2,090	82,5	172,5
25	2,160	77,5	167,7
30	2,200	72,5	159,5
35	2,320	67,5	156,5
40	2,480	62,5	155
45	2,600	57,5	149,5
50	2,735	52,5	143,5
55	2,769	47,5	131,5
60	2,710	42,5	115,4
65	2,638	37,5	98,8
70	2,560	32,5	84,5
75	2,478	27,5	68,2
80	2,397	22,5	53,75
85	2,290	17,5	40,10
90	2,188	12,5	27,40
95	2,048	7,5	15,62
100	1,975	2,5	4,94
	$\Sigma T_i = 46,08 T$		$M = \Sigma T_i H_i = 2242,48$

LA RESULTANTE DE L'ACTION DU VENT PASSE A UNE DISTANCE DE LA BASE EGALE A:

$$R = \frac{\Sigma T_i H_i}{\Sigma T_i} = \frac{2242,48}{46,08} = 49 \text{ m.}$$

SOIT P L'EFFORT DU VENT:

$$P = \frac{(3+7) \times 1600 \times 162}{2} = 81000 \text{ kg}$$

LE MOMENT MAXIMAL DANS LA SECTION DE BASE EST:

$$M = P \times R = 81000 \times 49 = 3970 \cdot 10^3 \text{ kgm.}$$

LE POIDS DE LA CHEMINÉE EST: $858,944 \cdot 10^3 \text{ kg}$

L'INERTIE A LA BASE EST:

$$I = \frac{\pi(D_0^4 - D_1^4)}{64} = \frac{\pi(7^4 - 6,6^4)}{64} = 24,7 \text{ m}^4$$

LA FLÈCHE AU CENTRE DE GRAVITÉ EST:

$$f = \frac{PL^4}{24EI} \left(3 - \frac{4x}{L} + \frac{x^3}{L^3} \right)$$

AVEC:

$$P = 81000 \text{ kg}, \quad L = H = 100 \text{ m} \quad I = 24,7 \text{ m}^4, \quad E = 3,45 \cdot 10^9 \text{ kg/m}^2$$

$$x = L - R = 100 - 49 = 51 \text{ m}$$

$$\text{D'OU } f = \frac{81000 \times (100)^4}{24 \times 3,45 \times 24,7 \cdot 10^9} \left(3 - \frac{4 \times 51}{100} + \frac{51^3}{100^3} \right) = 0,418 \text{ m}$$

LE MOMENT INITIAL DÙ A LA FLEXIBILITÉ EST:

$$M = 858,944 \cdot 10^3 \times 0,418 = 358 \cdot 10^3 \text{ kgm.}$$

PAR RAPPORT AU MOMENT DÙ AU VENT ON A:

$$358 \cdot 10^3 = \frac{3970 \cdot 10^3}{n} \Rightarrow n = \frac{3970}{358} = 11,1$$

D'OU LE MOMENT TOTAL DÙ AU VENT:

$$M = \frac{3970 \cdot 10^3 \times n}{n-1} = \frac{3970 \times 10^3 \times 11,1}{(11,1-1)} = 4360 \cdot 10^3 \text{ kgm.}$$

D'APRES CELA LA FLEXIBILITÉ A AUGMENTÉ DE 110% LE MOMENT INITIAL DÙ AU VENT

CINQUIEME PARTIE

CALCUL DES EFFORTS THERMIQUES

CALCUL DES EFFORTS D'ORIGINE THERMIQUE:

EVALUATION DU GRADIENT THERMIQUE:

ON CONSIDERE QUE LA TEMPERATURE DES GAZ T_i DEMEURE CONSTANTE SUR TOUTE LA HAUTEUR DE LA CHEMINÉE.

DE PLUS POUR SIMPLIFIER LES CALCULS, ON SUPPOSE QUE LE GRADIENT THERMIQUE EST LINEAIRE DANS L'EPAISSEUR DE LA PAROI; LES DERNIERES RECHERCHES DANS CE DOMAINE SEMBLENT PROUVER QUE LA SITUATION REELLE EST BEAUCOUP PLUS COMPLEXE.

EN FAIT LE GRADIENT THERMIQUE EST NON-LINEAIRE, IL DEPEND DE L'ETAT DE FISSURATION DU MATERIAU.

SOIT:

T_i = LA TEMPERATURE DES GAZ

T_e = LA TEMPERATURE DE L'AIR AMBIANT

t_i = LA TEMPERATURE DE LA PAROI INTERIEURE DE LA COQUE EN BETON ARMÉ.

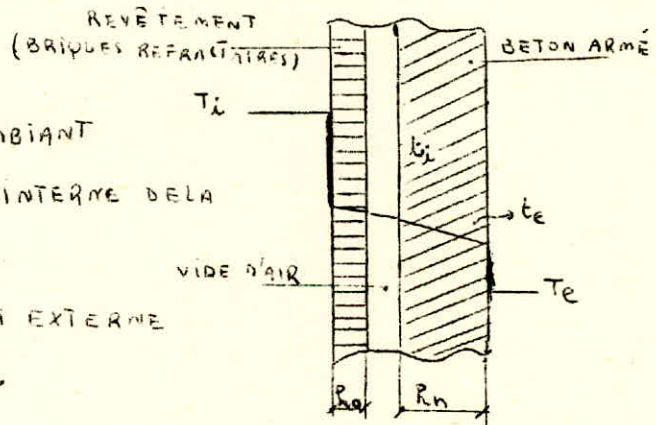
t_e = LA TEMPERATURE DE LA PAROI EXTERIEURE DE LA COQUE EN BETON ARMÉ.

R_n = EPAISSEUR DE LA COQUE

R_o = EPAISSEUR DU REVÊTEMENT

DE NOMBREUX ESSAIS EXPERIMENTAUX ONT DONNÉ LA VALEUR SUIVANTE AU GRADIENT THERMIQUE.

$$t = t_i - t_e = 98 (T_i - T_e) \times \frac{R_n}{R_n + 5 R_o}$$



CE RESULTAT SUPPOSE L'EXISTENCE D'UN ESPACE D'AIR VENTILÉ ENTRE LE REVÊTEMENT ET LA COQUE EN BETON ARMÉ.

DANS NOTRE CAS:

$$T_i = 250^{\circ}\text{C}, \quad T_e = 10^{\circ}\text{C}, \quad R_h = 20 \text{ cm}, \quad R_o = 11 \text{ cm}$$

d'où :

$$t = 0,8 (250 - 10) \frac{20}{(20 + 3 \times 11)} = 51^{\circ}\text{C}$$

CALCUL DE LA CONDUCTIBILITÉ THERMIQUE DE LA CHEMINÉE:

LES SPECIALISTES EN CHEMINÉES INDUSTRIELLES PROPOSENT LA VALEUR SUIVANTE DE LA CONDUCTIBILITÉ (K):

$$K = \frac{1}{\frac{R_h}{c_b} + \frac{R_o}{0,5c_h} + \frac{1}{K_v} + \frac{1}{0,5K_1} + \frac{1}{K_2}}$$

R_h ET R_o ETANT RESPECTIVEMENT LES EPAISSEURS DU FÛT ET DU REVÊTEMENT.

c_b = LA CONDUCTIBILITÉ ^{THERMIQUE} DU BETON

c_h = LA CONDUCTIBILITÉ THERMIQUE DE LA BRIQUE REFRACTAIRE.

K_1 = COEFFICIENT DE TRANSMISSION DE LA CHALEUR A LA SURFACE INTERIEURE DE L'ENSEMBLE, IL EST FONCTION DE LA TEMPERATURE, DE LA VITESSE DES FUMÉES ET DU DIAMETRE INTERIEUR DU REVÊTEMENT.

$K_1 = K_{1c} + K_{1h}$, POUR SON CALCUL ON SE REFERE A L'ABAQUE (C.4) PAGE 171 (DIVER DU N°0 1972); EN PRENANT POUR VITESSE DES FUMÉES $v = 20 \text{ m/s}$.

K_2 = COEFFICIENT DE TRANSMISSION DE LA CHALEUR A LA SURFACE EXTERIEURE DE L'ENSEMBLE.

$$K_v = 0,06 T_i \text{ EN } \text{KCAL}/\text{m}^2 \text{R}^{\circ}\text{C}$$

c_h ET K_1 SONT AFFECTÉS D'UN COEFFICIENT MINOANTEUR DE 0,5 POUR TENIR COMPTE DES EFFETS DE VENTILATION.

APPLICATION NUMERIQUE:

$$R_h = 0,20 \text{ m}, \quad R_o = 0,11 \text{ m}, \quad c_b = 1,7 \text{ KCAL}/\text{m}/\text{m}^2 \text{R}^{\circ}\text{C}, \quad c_h = 0,85 \text{ KCAL}/\text{m}/\text{m}^2 \text{R}^{\circ}\text{C}.$$

$$K_1 = K_{1c} + K_{1h} = 30 + 18 = 48 \text{ KCAL}/\text{R}^2 \text{m}^2 \text{R}^{\circ}\text{C}, \quad K_2 = 18 \text{ KCAL}/\text{m}^2 \text{R}^{\circ}\text{C},$$

$$K_v = 0,06 T_i = 0,06 \times 250 = 15 \text{ KCAL}/\text{m}^2 \text{R}^{\circ}\text{C}.$$

$$K = \frac{1}{\frac{0,20}{1,7} + \frac{0,11}{0,5 \times 0,85} + \frac{1}{15} + \frac{1}{0,5 \times 48} + \frac{1}{18}} = 1,84.$$

LA TEMPERATURE SUR LA FACE INTERIEURE DU FÛT EST LA SUIVANTE

$$t_i = T_e + (T_i - T_e) \cdot K \left(\frac{1}{C_6} + \frac{1}{K_2} \right)$$

$$T_i = 250^\circ\text{C}, T_e = 10^\circ\text{C} \quad R_n = 0,20 \text{ m}, R_o = 0,11 \text{ cm}$$

$$t_i = 10 + (250 - 10) \cdot 1,84 \left(\frac{1}{1,7} + \frac{1}{1,8} \right) = 10 + 240 \times 1,84 \times 0,731$$
$$= 10 + 313 = 42,3^\circ\text{C}$$

$t_i = 42,3^\circ\text{C}$

MOMENT D'ORIGINE THERMIQUE M_t :

LE MOMENT ENGENDRÉ PAR LE GRADIENT THERMIQUE DANS LE FÛT EN BETON ARMÉ DEPEND DE LA PENTE DU DIAGRAMME DES CONTRAINTES D'ORIGINE THERMIQUE K_t .

CONSIDERONS UN TRONÇON DE CHEMINÉE DE HAUTEUR l , LIMITÉ PAR DEUX PLANS HORIZONTAUX, DONT LA TEMPERATURE A SUBI UN ACCROISSEMENT t_i SUR LA FACE INTERIEURE ET t_e SUR LA FACE EXTERIEURE (t_i, t_e). NOUS SIMPLIFIONS LE PROBLÈME SANS COMETTRE D'ERREUR APPRECIABLE EN REMPLACANT LA FORME TRONCONIQUE DU TRONÇON PAR UN CYLINDRE DE MÊME EPAISSEUR R_n . LA VARIATION DE TEMPERATURE A POUR EFFET DE PRODUIRE DANS LE SENS VERTICAL :

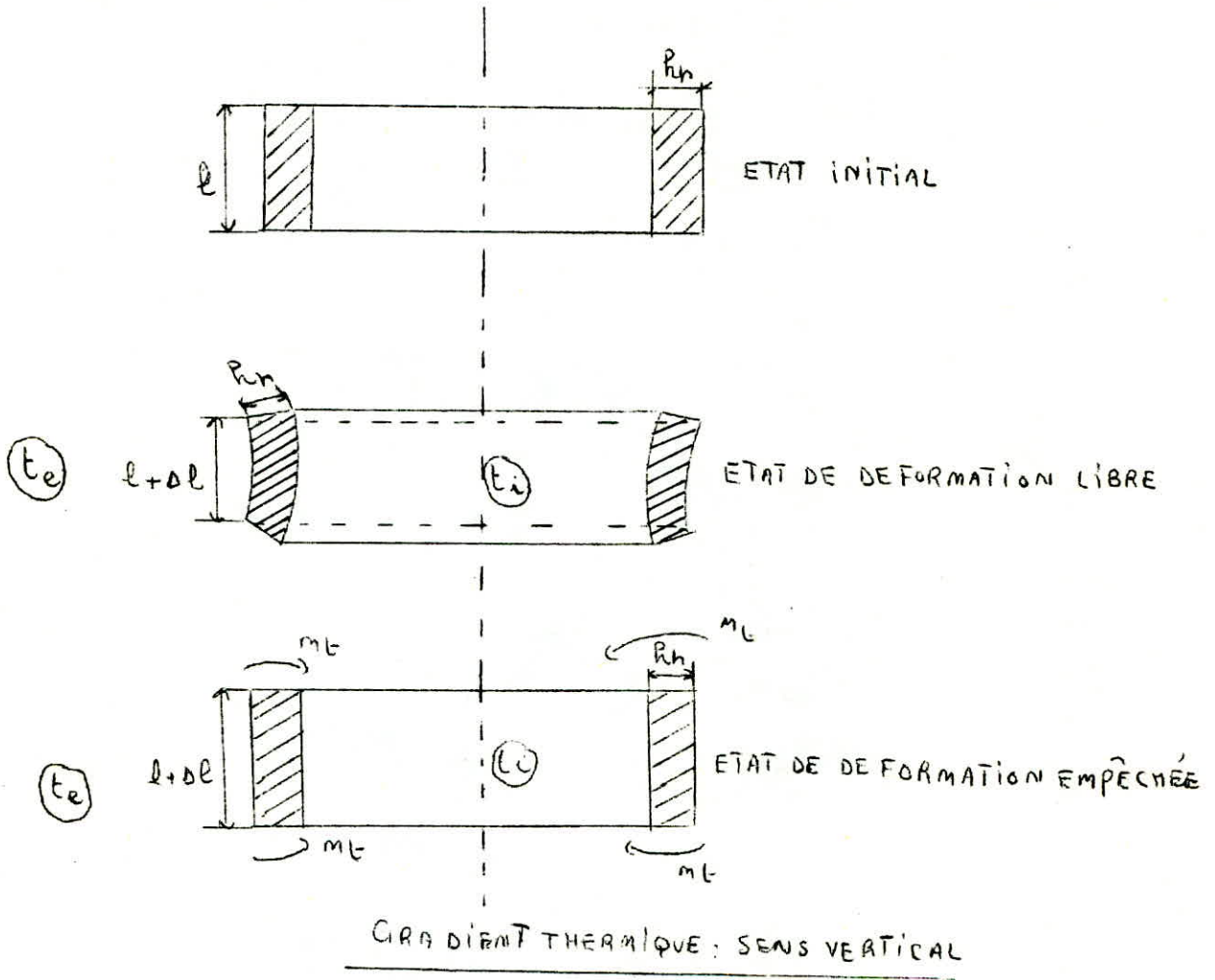
1. UN ALLONGEMENT UNIFORME DU TRONÇON D'AMPLITUDE Δl AVEC:

$$\Delta l = \gamma (t_i + t_e) \frac{l}{2}$$

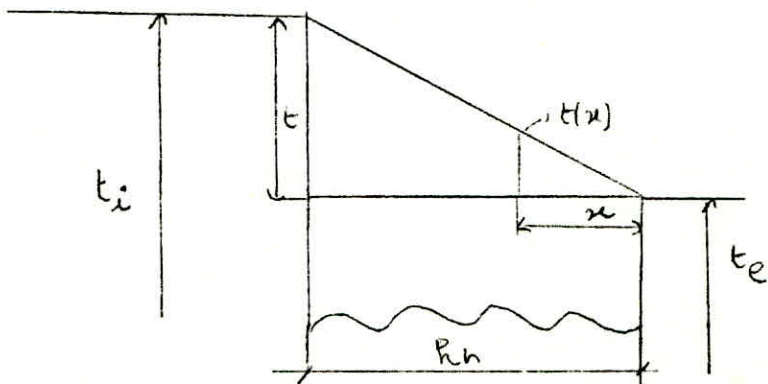
γ DESIGNÉ LE MODULE DE DILATATION LINÉAIRE DU BETON ($\gamma = 10^{-5}$). CET ALLONGEMENT N'ETANT PAS GÊNÉ DANS LE SENS VERTICAL, IL N'EN RESULTE AUCUNE CONTRAINTE DANS LA CHEMINÉE.

2. UNE DEFORMATION NON UNIFORME DUE A LA DIFFÉRENCE DE TEMPERATURE $t_i - t_e$; SI CETTE DEFORMATION N'ETANT PAS GÊNÉE PAR LA CONTINUITÉ DU TUBE CIRCULAIRE, ELLE PROVOQUERAIT UN ALLONGEMENT DES FIBRES INTERIEURES DE $\frac{t_i l}{2}$ ET UN RACCOURCISSEMENT DES FIBRES EXTERIEURES DE $\frac{t_e l}{2}$. POUR RAMENER LE TRONÇON A SA FORME INITIALE, IL EST NECESSAIRE D'APPLIQUER SUR TOUT SON CONTOUR DES COUPLES M_t ; QUI ONT POUR EFFET D'ANNULER L'ALLONGEMENT DES FIBRES INTERIEURES ET LE RACCOURCISSEMENT DES FIBRES EXTERIEURES. IL EN RESULTE UNE COMPRESSION SUR LA FACE INTERIEURE ET UNE TRACTION SUR LA FACE EXTERIEURE DU FÛT

D'OU LE SCHEMA SUIVANT:



POUR TROUVER LA PENTE DU DIAGRAMME DES CONTRAINTES D'ORIGINE THERMIQUE, ON EXAMINE LA TEMPERATURE DANS LA SECTION CI-DESSOUS



A LA DISTANCE X DE LA FACE EXTERIEURE, LA VARIATION DE TEMPERATURE

EST: $t(x) = \frac{t \cdot x}{R_h}$

D'OU LA VARIATION LINEAIRE QUI EN RESULTE:

$$\frac{\Delta l}{l}(x) = \frac{\mu \cdot t \cdot x}{R_h}$$

D'APRES LA LOI DE HOOKE $\sigma = E \cdot \epsilon$ OUA:

$$\sigma(x) = \frac{E \cdot \mu \cdot t \cdot x}{R_h} \quad \text{OUE: MODULE D'ELASTICITE DU BETON A LONGUE DUREE}$$

FINALEMENT $K_t = \frac{d\sigma(x)}{dx} = \frac{E \cdot \mu \cdot t}{R_h}$

LE MEME RAISONNEMENT S'APPLIQUE POUR LE SENS TRANSVERSAL.

CALCUL DE LA PENTE K_t DU DIAGRAMME DES CONTRAINTES PRODUQUES PAR LE GRADIENT THERMIQUE, CETTE ^{DERNIERE} ETANT LA MEME DANS LE SENS LONGITUDINAL ET TRANSVERSAL.

SUPPOSONS UNE SECTION UNITAIRE VERTICALE OU TRANSVERSALE DU FUT SOUMISE UNIVQUEMENT A L'ACTION DU MOMENT M_t .

ON CONSIDERE QUE LA SECTION DE BETON EST COMPLETEMENT FISSUREE, IL EN RESULTE:

$$M_t = \frac{\pi \cdot C \cdot \bar{w}_e \cdot K_t \cdot R_h \cdot R_a^2}{100(1+C)}$$

DANS CETTE FORMULE, ON DESIGNE PAR:

π COEFFICIENT D'EQUIVALENCE ACIER-BETON = 15

$C = \frac{\bar{w}_i}{\bar{w}_e}$ = RAPPORT ENTRE LES % D'ARMATURE INTERIEURE ET EXTERIEURE.

K_t = PENTE DUE AU GRADIENT THERMIQUE.

R_h = E Paisseur de la coque

R_a = DISTANCE ENTRE LES NA PPES D'ARMATURE INTERIEURE ET EXTERIEURE.

M_t PROVIENT D'UNE DEFORMATION EMPÊCHEE, LA DIMINUTION DE LA RIGIDITE DE LA SECTION PRODUIT UNE REDUCTION DU MOMENT M_t .

DE CELA IL EN RESULTE QUE M_t DIMINUE AU FUR ET A MESURE QUE L'ON PASSE DE LA SECTION HOMOGÈNE NON FISSURÉE A LA SECTION PARTIELLEMENT FISSURÉE ET PUIS A LA SECTION TOTALEMENT FISSURÉE.

CALCUL DE K_t :
$$K_t = \frac{E_s \gamma t}{R_n}$$

E_s : MODULE D'ELASTICITE DU BETON SOUS CHARGE DE LONGUE DUREE = $1,2 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$.

γ : MODULE DE DILATATION LINEAIRE DU BETON = 10^5 .

t : GRADIENT THERMIQUE = 54° .

R_n : EPAISSEUR DE L'ANNEAU DE BETON.

TABEAU DES VALEURS:

H (mm)	E_s (kg/cm^2)	γ	t ($^\circ$)	R_n (mm)	K_t (kg/cm^2)
0	$1,2 \cdot 10^5$	10^5	54	12	5,1
5	$1,2 \cdot 10^5$	10^5	54	12	5,1
10	$1,2 \cdot 10^5$	10^5	54	12	5,1
15	$1,2 \cdot 10^5$	10^5	54	12	5,1
20	$1,2 \cdot 10^5$	10^5	54	12	5,1
25	$1,2 \cdot 10^5$	10^5	54	12	5,1
30	$1,2 \cdot 10^5$	10^5	54	12	5,1
35	$1,2 \cdot 10^5$	10^5	54	12	5,1
40	$1,2 \cdot 10^5$	10^5	54	12	5,1
45	$1,2 \cdot 10^5$	10^5	54	12	5,1
50	$1,2 \cdot 10^5$	10^5	54	12	5,1
55	$1,2 \cdot 10^5$	10^5	54	12,8	4,78
60	$1,2 \cdot 10^5$	10^5	54	13,6	4,50
65	$1,2 \cdot 10^5$	10^5	54	14,4	4,25
70	$1,2 \cdot 10^5$	10^5	54	15,2	4,03
75	$1,2 \cdot 10^5$	10^5	54	16	3,82
80	$1,2 \cdot 10^5$	10^5	54	16,8	3,65
85	$1,2 \cdot 10^5$	10^5	54	17,6	3,48
90	$1,2 \cdot 10^5$	10^5	54	18,4	3,33
95	$1,2 \cdot 10^5$	10^5	54	19,2	3,19
100	$1,2 \cdot 10^5$	10^5	54	20	3,06

AYANT K_t ON PEUT CALCULER LES MOMENTS D'ORIGINE THERMIQUE DANS CHAQUE

SECTION

H (m)	n	c	\bar{w}_e (%)	Kc (kg/cm ²)	Rn (cm)	R _{na} (cm)	M _c (kg/m)
0	15	0,667	0,6	5,1	12	8	141
5	15	0,667	0,6	5,1	12	8	141
10	15	0,667	0,6	5,1	12	8	141
15	15	0,667	0,6	5,1	12	8	141
20	15	0,667	0,6	5,1	12	8	141
25	15	0,667	0,6	5,1	12	8	141
30	15	0,667	0,6	5,1	12	8	141
35	15	0,667	0,6	5,1	12	8	141
40	15	0,667	0,6	5,1	12	8	141
45	15	0,667	0,6	5,1	12	8	141
50	15	0,667	0,6	5,1	12	8	141
55	15	0,667	0,6	4,78	12,8	8,35	154
60	15	0,667	0,6	4,50	13,6	9,15	185
65	15	0,667	0,6	4,25	14,4	9,95	218
70	15	0,667	0,6	4,03	15,2	10,75	238
75	15	0,667	0,6	3,82	16	11,55	252
80	15	0,667	0,6	3,65	16,8	11,55	294
85	15	0,667	0,6	3,48	17,6	12,35	336
90	15	0,667	0,6	3,33	18,4	13,15	381
95	15	0,667	0,6	3,19	19,2	13,95	424
100	15	0,667	0,6	3,06	20	14,75	480

EXEMPLE DE CALCUL H=0 ⇒ M_c = $\frac{15 \times 0,667 \times 0,6 \times 5,1 \times 12 \times 8^2}{100(1+0,667)} = 141 \text{ kg/cm/cm} = 141 \text{ kg/m AU SOMMET DE LA CHEMINÉE}$

MOMENTS PRODUITS PAR LES CONSOLES INTERIEURES:

LA GAINE EN BRIQUES, PREVUE A L'INTERIEUR DE LA CHEMINÉE EST SUPPORTÉE PAR DES POUTRES ANNULAIRES, PRENANT APPUI SUR DES CONSOLES ENCASTRÉES DANS LA COUVE EN BETON ARMÉ.

LES MOMENTS FLECHISSANTS ENGENDRÉS PAR CES CONSOLES ÉTAIENT JUSQU'À CES DERNIÈRES ANNÉES ASSEZ FAIBLES, POUR ÊTRE NÉGLIGÉS DANS LES CALCULS PRATIQUES. SOIT M_c , LE MOMENT ENGENDRÉ PAR LES CONSOLES PAR UNITÉ DE LONGUEUR DE POUTRE DE LA CHEMINÉE.

ON A: $M_c = B \times e$

B = POIDS DE BRIQUETAGE PAR UNITÉ DE LONGUEUR

DONC $B = M \rho$, ρ : POIDS VOLUMIQUE DE LA BRIQUE = $1,9 t/m^3$.

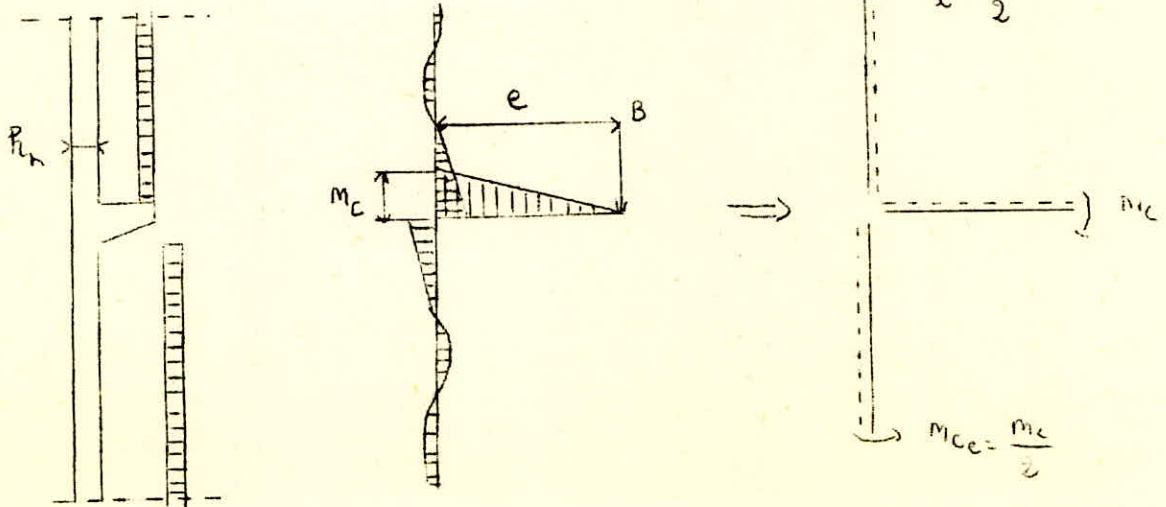
$M = 1 \times 4,8 \times 0,11 = 0,528 m^3$

e = DISTANCE ENTRE LA GAINÉ ET LE FÔT = $0,11 m$.

DONC $M_c = B e = 0,528 \times 1,9 \times 0,11 = 0,11 t m / m$.

ON SUPPOSE QUE LA DISTRIBUTION DU MOMENT M_c ENTRE LES TRONÇONS SITUÉS AU-DESSUS ET AU-DESSOUS DES CONSOLES S'EFFECTUE

CONFORMEMENT AU DIAGRAMME SUIVANT:



DU SCHEMA PRECEDANT , IL EN RESULTE DEUX MOMENTS M_{ce} ET M_{ci} , ÉGAUX A $\frac{Mc}{2}$ ET DE SENS CONTRAIRE , PRODUISANT DES TRACTIVEONS RESPECTIVEMENT SUR LA FACE INTERIEURE DU FÛT AU-DESSUS DES CONSOLES ET SUR LA FACE EXTERIEURE DU FÛT AU-DESSOUS DES CONSOLES.

LA CHEMINÉE COMPORTE DEUX TYPES DE CONSOLES:

SUR LES PREMIERS 50 m , LA LONGUEUR D'UNE CONSOLE EST DE 11 cm , POUR LE RESTE , ELLE N'EST PLUS QUE DE 16 cm.

H (m)	e (cm)	f (t/m ³)	M (m ³)	B = Mf (t)	M _{ce} = B x e (t/cm)	M _{ci} (t/cm)	M _{ce} (t/cm)
0	9,11	1,9	0,528	1,003	0,110	0,055	0,055
5	9,11	1,9	0,528	1,003	0,110	0,055	0,055
10	9,11	1,9	0,528	1,003	0,110	0,055	0,055
15	9,11	1,9	0,528	1,003	0,110	0,055	0,055
20	9,11	1,9	0,528	1,003	0,110	0,055	0,055
25	9,11	1,9	0,528	1,003	0,110	0,055	0,055
30	9,11	1,9	0,528	1,003	0,110	0,055	0,055
35	9,11	1,9	0,528	1,003	0,110	0,055	0,055
40	9,11	1,9	0,528	1,003	0,110	0,055	0,055
45	9,11	1,9	0,528	1,003	0,110	0,055	0,055
50	9,11	1,9	0,528	1,003	0,110	0,055	0,055
55	9,16	1,9	0,528	1,003	0,160	0,080	0,080
60	9,16	1,9	0,528	1,003	0,160	0,080	0,080
65	9,16	1,9	0,528	1,003	0,160	0,080	0,080
70	9,16	1,9	0,528	1,003	0,160	0,080	0,080
75	9,16	1,9	0,528	1,003	0,160	0,080	0,080
80	9,16	1,9	0,528	1,003	0,160	0,080	0,080
85	9,16	1,9	0,528	1,003	0,160	0,080	0,080
90	9,16	1,9	0,528	1,003	0,160	0,080	0,080
95	9,16	1,9	0,528	1,003	0,160	0,080	0,080
100	9,16	1,9	0,495	0,940	0,150	0,075	0,075

SIXIEME PARTIE

CALCUL DES EFFORTS SISMIQUES

CALCUL DES CHARGES ET DES EFFORTS DUS AU SEISME:

GENERALITES SUR L'ACTION SISMIQUE :

L'experience montre que les ouvrages modernes, lorsqu'ils sont de conception saine et qu'il leur est fait une application des regles normales de construction, ont des chances non negligeeables de supporter convenablement des secousses destructrices d'intensité modérée.

PRINCIPE DE CALCUL :

Le mode de calcul est de substituer aux effets dynamiques réels les sollicitations statiques resultant de la consideration de système de forces fictives dont les effets sont censés équivaloire a ceux de l'action sismique.

On considère le système des forces horizontales (SI), qui est composé de forces élémentaires dont chacune s'exerce sur un élément de construction et est appliquée au centre de gravité de ce dernier.

Ces forces sont parallèles et de même direction, leur intensité est variable avec leur direction

L'intensité de la force sismique est/: $S_i = \sigma_i P_i$

P_i = étant le poids des sismiques permanentes et surcharges qui sont considérée comme soumises a l'action sismique.

σ_i :coefficient sismique de l'élément que est égal produit de quatre facteurs,

$$\sigma_i = \alpha \beta \gamma_i \delta$$

Dans cette formule $\alpha \beta \gamma_i \delta$ sont des coefficients sans dimensions.

α = coefficient d'intensité

β = coefficient de reponse

γ_i = coefficient de distribution

δ = coefficient de fondation

DETERMINATION DES COEFFICIENTS:

Coefficient α :

Ce dernier a pour but de permettre l'ajustement de la resistance d'une construction a l'intensité sismique. Il depend de l'intensité normale $I_n = 8 \Rightarrow \alpha = 1$

Pour notre cas; ALGER, region de moyenne sismicité

Coefficient de fondation δ

Il est independant des proprietes dynamiques de la construction, c'est un facteur correcteur qui tient compte de l'incidence des conditions de fondations sur le comportement de l'ouvrage.

δ est lu dans le tableau PS 6 9 page 91

Mode de fondation: radier

Sol: terrains de consistence moyenne

} $\delta = 1$

COEFFICIENT DE REPONSE β :

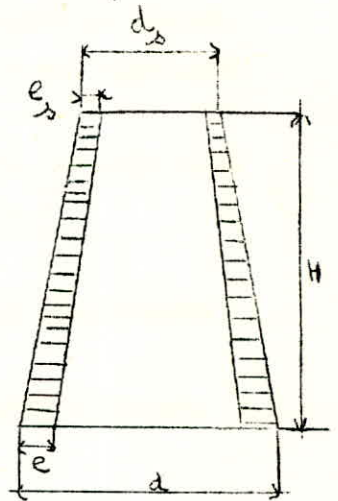
Il caracterise l'importance de la reponse de la structure a une secousse.

D'INTENSITÉ EGALE A L'INTENSITÉ DE REFERENCE, IL DEPEND:
 DE LA PERIODE T DU MODE FONDAMENTAL DE VIBRATION DE LA CONSTRUCTION
 DANS LA DIRECTION ETUDIÉE - DU DEGRÉ D'AMORTISSEMENT DE L'OUVRAGE
 - ACCESSOIREMENT DE LA NATURE DU SOL DE FONDATION.

CALCUL DE LA PERIODE T:

D'APRES DIVER LA PERIODE PROPRE DE VIBRATION EST DONNÉE PAR LA
 FORMULE SUIVANTE:

$$T = \frac{2\pi \cdot H^2}{\alpha} \sqrt{\frac{P}{g \cdot E_I \cdot I}}$$



DANS CETTE RELATION ON DESIGNÉ PAR:

- d = DIAMETRE EXTERIEUR A LA BASE
- H = LA HAUTEUR DE LA CHEMINÉE
- d_s = DIAMETRE EXTERIEUR AU SOMMET
- e_s = EPAISSEUR DE LA PAROI RESISTANTE AU SOMMET
- e = EPAISSEUR DE LA PAROI RESISTANTE A LA BASE
- I = MOMENT D'INERTIE DE LA SECTION A LA BASE (COMPTE NON TENU DE L'EVENTUEL REVÊTEMENT INTERIEUR).
- E_I = MODULE D'ELASTICITÉ INSTANTANÉE DU BETON ARME
- P = POIDS PAR UNITÉ DE LONGUEUR AU NIVEAU DE LA SECTION DE BASE Y COMPRIS LE POIDS DU REVÊTEMENT EVENTUEL.

APPLICATION NUMÉRIQUE:

$$P = \frac{51,679 + 2,990}{5} = 14,50 \text{ t/m}$$

$\alpha = f(\lambda, \mu)$ EST DÉTERMINÉ SUR L'ABBAQUE (A.17 PAGE 31 DIVER).

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{e_s}{e} = \frac{0,12}{0,20} = 0,6 \\ \mu &= \frac{d_s}{d} = \frac{3}{7} = 0,428 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \alpha = 4,47, \quad g = 9,81 \text{ m/s}^2, \quad E_I = 3,45 \cdot 10^9 \text{ kg/m}^2$$

$$I = \frac{\pi}{64} (d_e^4 - d_i^4) = \frac{\pi}{64} (7^4 - 6^4) = 24,7 \text{ m}^4 \Rightarrow T = \frac{2\pi(100)^2}{4,47} \sqrt{\frac{14,5 \cdot 10^3}{9,81 \cdot 3,45 \cdot 24,7 \cdot 10^9}} = 1,84 \text{ s}$$

D'APRES 3,114.12 DU P.S. 69

$$P_g = \frac{0,09}{4\sqrt{T^3}}$$

SI T > 0,26 s, T ÉTANT LA PERIODE DE VIBRATION DU MODE FONDAMENTAL, LES 2^e ET 3^e MODES SONT TRÈS DIFFICILE À ÉVALUER

PAR LE CALCUL QUI EST TRÈS COMPLEXE.

LES PÉRIODES ET DE FORMES DES MODES CONSIDÉRÉS PEUVENT ÊTRE ÉVALUÉS À L'AIDE D'ESSAIS, AINSI POUR TOUTES CES DIFFICULTÉS THÉORIQUES ET MATÉRIELLES. NOUS NOUS LIMITERONS AU 1^{er} MODE DE VIBRATION.

DONC :

$$P_1 = \frac{9,09}{\sqrt{1984^3}} = 9,0569.$$

COEFFICIENT DE DISTRIBUTION γ_i :

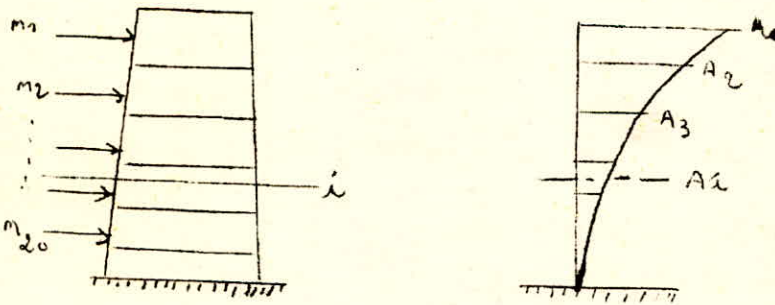
IL NE DÉPEND QUE DE LA STRUCTURE ET CARACTÉRISE À L'INTÉRIEUR DE CETTE DERNIÈRE LE COMPORTEMENT DE LA MASSE À LAQUELLE IL SE RAPPORTE.

ON APPLIQUE LA FORMULE GÉNÉRALE DU PS 63 PAGE 91

$$\gamma_i = A_i \frac{\sum M(z) A(z) + \int m(z) A(z) dz}{\sum M(z) A(z)^2 + \int m(z) A(z)^2 dz}$$

LES SOMMATIONS \sum ET \int ÉTENDUES RESPECTIVEMENT À TOUTES LES MASSES CONCENTRÉES ET RÉPARTIES.

POUR NOTRE CAS, ON CONSIDÈRE QUE LES MASSES m_i DE CHAQUE TRONÇON AGISSENT AU CENTRE DE GRAVITÉ DE CHAQUE ÉLÉMENT.



$$\gamma_i = A_i \frac{\sum (m_1 A_1 + m_2 A_2 + \dots + m_n A_n)}{\sum (m_1 A_1^2 + m_2 A_2^2 + \dots + m_n A_n^2)}$$

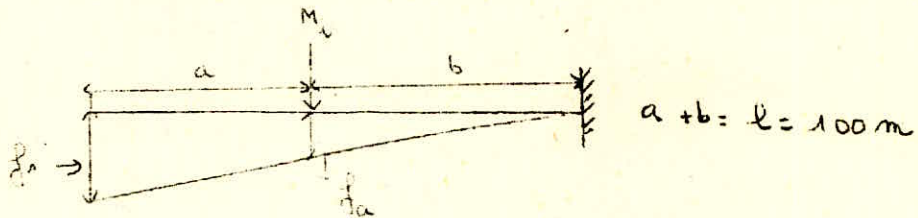
ON A : $\gamma_i = A_i C$

AVEC :

$$C = \frac{\sum (m_1 A_1 + m_2 A_2 + \dots + m_n A_n)}{\sum (m_1 A_1^2 + m_2 A_2^2 + \dots + m_n A_n^2)}$$

IL S'AGIT POUR NOUS DE DETERMINER LES DIFFERENTES ELONGATIONS (ΔL),
POUR CHAQUE FORCE S_i APPLIQUÉE AU C.D.G DE L'ELEMENT CONSIDERE.

LA CHEMINÉE SERA ASSIMILÉE A UNE CONSOLE CHARGÉE PONCTUELLEMENT
ON SE RAMÈNE AU CAS SUIVANT :



LES FLECHES f_1 AU BOUT DE LA CONSOLE ET f_a SOUS LA FORCE M_i SONT
EGALES A :

$$f_1 = \frac{M_i}{6EI} (3b^2 - b^3) ; f_a = \frac{M_i b^3}{3EI}$$

LA CONSOLE ETANT TRONCONIQUE, COMME L'INERTIE EST VARIABLE, LE
CALCUL DES FLECHES DEVIENT DIFFICILE. ON ASSIMILERA LA CHEMINÉE
A UN CYLINDRE AYANT L'INERTIE DU $\frac{1}{3}$ COMPTÉE A PARTIR DE LA
BASE. ON A :

$$E = 3,45 \cdot 10^6 \text{ k/m}^2 \quad I = 9,48 \text{ m}^4$$

a VARIE DE 25 m A 97,5 m ; PAR CONTRE LA VARIATION DE b EST
L'INVERSE DE a .

COMME PRÉCÉDEMMENT LE CALCUL DE f_1 ET f_a SERA RÉSUMÉ DANS
UN TABLEAU, POUR FACILITER LA COMPRÉHENSION DE CE DERNIER,
VOIR LE TABLEAU 8.

TABLEAU (8):

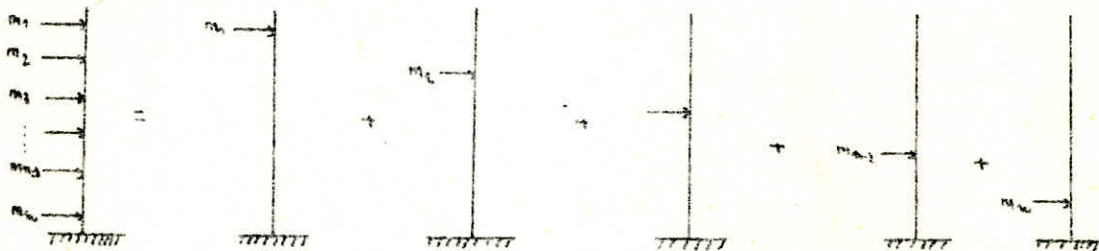
H (m)	M _L (tonnes)	b (m)	l (m)	E (t/m ²)	I (m ⁴)	$\delta_1 = \frac{M_L (3b^2 - l^2)}{6EI}$ (m)	$\delta_2 = \frac{M_L b^3}{3EI}$ (m)
5	23,3	97,5	100	3,45	9,48	0,0561	0,0580
10	24,79	92,5	100	3,45	9,48	0,0493	0,0555
15	26,17	87,5	100	3,45	9,48	0,0445	0,0540
20	27,82	82,5	100	3,45	9,48	0,0394	0,0515
25	29,28	77,5	100	3,45	9,48	0,0335	0,0480
30	31,10	73,5	100	3,45	9,48	0,0283	0,0444
35	32,67	67,5	100	3,45	9,48	0,0233	0,0412
40	34,42	62,5	100	3,45	9,48	0,0201	0,0382
45	35,99	57,5	100	3,45	9,48	0,0164	0,0346
50	37,64	52,5	100	3,45	9,48	0,0129	0,0305
55	39,45	47,5	100	3,45	9,48	0,0101	0,0268
60	42,74	42,5	100	3,45	9,48	0,00777	0,0228
65	46,21	37,5	100	3,45	9,48	0,00564	0,0196
70	49,93	32,5	100	3,45	9,48	0,00397	0,0163
75	53,44	27,5	100	3,45	9,48	0,00258	0,0127
80	56,86	22,5	100	3,45	9,48	0,00151	0,0093
85	60,90	17,5	100	3,45	9,48	0,00075	0,0060
90	64,60	12,5	100	3,45	9,48	0,00029	0,0033
95	68,87	7,5	100	3,45	9,48	0,000069	0,0013
100	72,5	2,5	100	3,45	9,48	0,000026	0,00015

AYANT LES DIFFERENTES FLECHES POUR TOUTES LES CHARGES PONCTUELLES M_i

IL S'AGIT DE DETERMINER $\gamma_L = A_L \frac{\sum M_i A_i}{\sum M_i A_i^2}$.

LES A_L DANS CHAQUE SECTION SONT DETERMINES EN SUPER POSANT LES FLECHES DES

DIVERS CAS DE CHARGE, COMME L'INDIQUE LA FIGURE CI-DESSOUS:



H_i (m)	A_i (cm)	M_i (t)	$M_i A_i$	$M_i A_i^2$	$\frac{M_i A_i}{\sum M_i A_i^2}$	$\gamma_L = A_L \frac{\sum M_i A_i}{\sum M_i A_i^2}$
0	58,5	0	0	0	0,0405	2,365
5	49,0	23,3	931	37887	0,0405	1,620
10	37,9	24,79	939	35645	0,0405	1,534
15	35,7	26,17	927	33394	0,0405	1,445
20	33,6	27,82	932	31401	0,0405	1,360
25	31,5	29,28	923	29072	0,0405	1,275
30	29,4	31,10	916	26838	0,0405	1,190
35	27,3	32,67	892	25111	0,0405	1,105
40	25,2	34,42	866	21841	0,0405	1,020
45	23,1	35,99	834	19201	0,0405	0,935
50	21,0	37,64	792	16614	0,0405	0,850
55	18,9	39,45	749	14086	0,0405	0,766
60	16,8	42,74	719	12057	0,0405	0,680
65	14,7	46,21	682	9994	0,0405	0,595
70	12,6	49,93	630	7909	0,0405	0,511
75	10,5	53,44	560	5873	0,0405	0,425
80	8,4	56,86	490	4006	0,0405	0,340
85	6,3	60,90	382	2417	0,0405	0,255
90	4,2	64,60	250	1135	0,0405	0,170
95	2,1	68,87	145	303	0,0405	0,085
100	0	72,5	0	0	0,0405	0

h (m)	α	P_h	γ_{Li}	δ	$\sigma_{Li} = \alpha P_h \gamma_{Li} \delta$
0	1	0,0569	2,365	1	0,135
5	1	0,0569	1,620	1	0,092
10	1	0,0569	1,534	1	0,0874
15	1	0,0569	1,445	1	0,0822
20	1	0,0569	1,360	1	0,0774
25	1	0,0569	1,275	1	0,0725
30	1	0,0569	1,190	1	0,0676
35	1	0,0569	1,105	1	0,0628
40	1	0,0569	1,020	1	0,0580
45	1	0,0569	0,935	1	0,0532
50	1	0,0569	0,840	1	0,0464
55	1	0,0569	0,766	1	0,0436
60	1	0,0569	0,680	1	0,0387
65	1	0,0569	0,595	1	0,0338
70	1	0,0569	0,511	1	0,0291
75	1	0,0569	0,425	1	0,0242
80	1	0,0569	0,340	1	0,0193
85	1	0,0569	0,255	1	0,0145
90	1	0,0569	0,170	1	0,0097
95	1	0,0569	0,085	1	0,0048
100	1	0,0569	0	1	0

CALCUL DES MOMENTS DUS A L'ACTION SISMIQUE:

LA CHEMINÉE EST ACTIONNÉE PAR LES DIVERS $\sigma_i P_i$, COMME L'INDIQUE LA FIGURE

CI-DESSOUS:

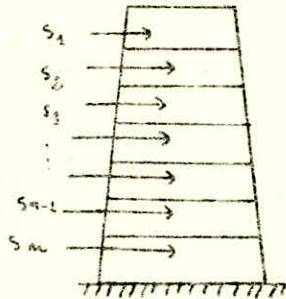


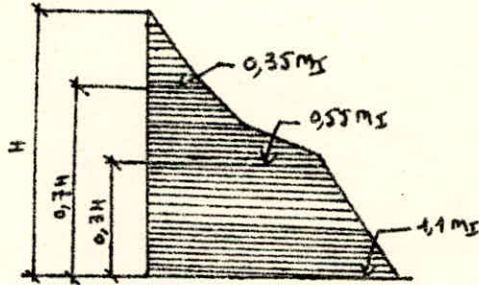
TABLEAU (3):

SECTION L	H (m)	σ_i	P_i (t)	$S_i = \sigma_i P_i$ (t)	M_i (tm)
0	0	0,135	0	0	0
1	5	0,092	23,3	3,145	7,87
2	10	0,0874	24,79	4,420	34,65
3	15	0,0822	26,17	6,500	88,75
4	20	0,0774	27,82	7,900	178,85
5	25	0,0725	29,28	9,500	312,71
6	30	0,0676	31,10	10,95	497,40
7	35	0,0629	32,67	12,30	739,90
8	40	0,0580	34,42	13,30	1046,6
9	45	0,0532	35,99	14,10	1414,8
10	50	0,0464	37,64	13,95	1871
11	55	0,0436	39,45	14,90	2384,3
12	60	0,0387	42,74	14,95	3323
13	65	0,0338	46,21	14,60	3639,5
14	70	0,0291	49,93	14,00	4270,5
15	75	0,0242	53,44	13,900	4985,8
16	80	0,0193	56,86	11,40	6057,67
17	85	0,0145	60,90	9,45	7127,63
18	90	0,0097	64,60	6,95	7943,56
19	95	0,0048	68,87	4,13	8946,79
20	100	0	72,5	3,81	9945,74

COMME LES DEUXIEME ET TROISIEME MODES DE VIBRATION DE LA CHEMINÉE SONT TRES COMPLEXES, ON PEUT AVOIR LA COURBE ENVELOPPE DES MOMENTS FLECHISSANTS DUS AU SEISME, A PARTIR DU DIAGRAMME RELATIF AU 1^{er} MODE.

Soit M_I , LE MOMENT A L'ENCASTREMENT POUR LE PREMIER MODE.

POUR LES I, II, III MODES ON AURA:



LE RESULTAT DE LA PAGE 45 NOUS DONNE: $M_I = M_{20} = 3745,35 \text{ tm}$. D'OU LE DIAGRAMME

SUIVANT:

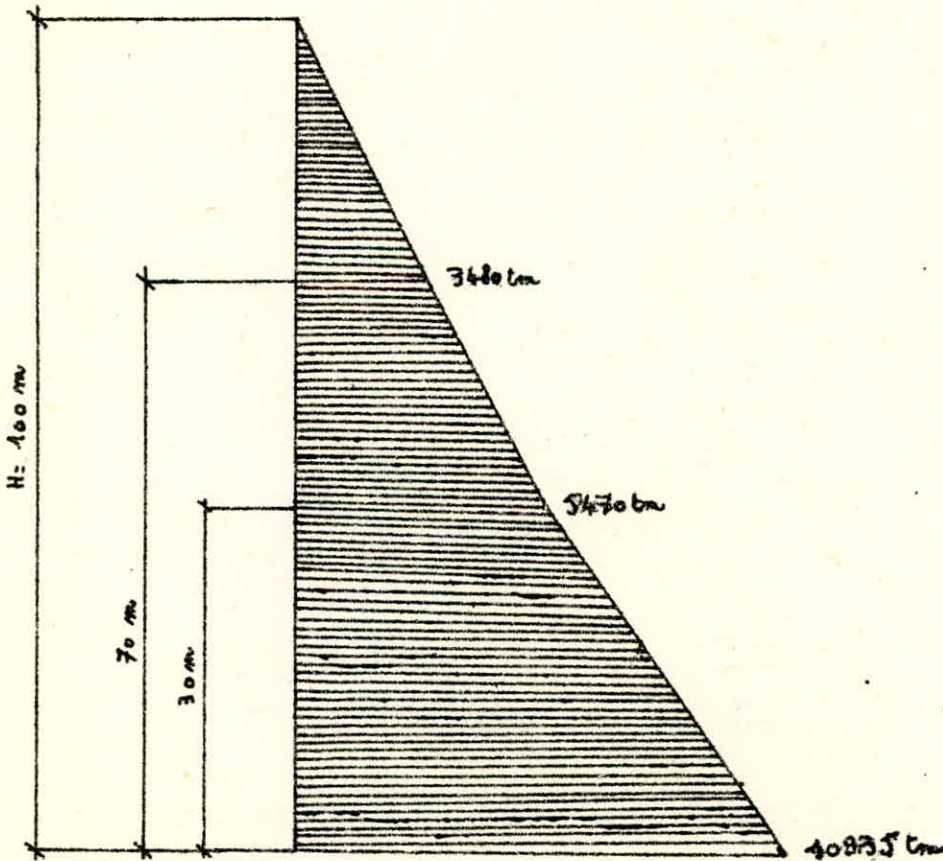


DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANTS DUS AU SEISME POUR LES 1^{er}, 2^e ET 3^e MODES DE VIBRATION.

SEPTIEME PARTIE

CALCUL DES ARMATURES VERTICALES

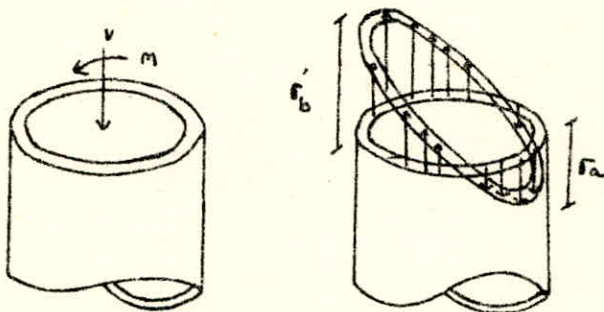
ET TRANSVERSALES

CALCUL DES ARMATURES VERTICALES:

NOUS DESIGNONS PAR V LA CHARGE VERTICALE PROVENANT DU POIDS PROPRE OU DU POIDS PROPRE + LA CHARGE PERMANENTE TELLE QUE LE BRIQUETAGE.

LE MOMENT D'ENSEMBLE M ET LA CHARGE VERTICALE, SONT EQUILIBRES PAR LES EFFORTS NORMAUX REPARTIS SUR LE POURTOUR DE LA COQUE, COMME L'INDIQUE LE SCHEMA SUIVANT:

SUIVANT:



ETANT DONNE QUE LA SECTION TRAVAILLE EN FLEXION COMPOSEE, LES ARMATURES SONT DETERMINEES A L'AIDE DU LIVRE INTITULE (CALCUL PRATIQUE DES TOURS EN BETON ARMÉ, MARIUS DIVER, DUNOD PARIS 1972).

LE TABLEAU C.7 PAGE 197 NOUS DONNE:

$$\alpha = \frac{M}{V R_m} \quad , \quad \varepsilon \bar{w} = \bar{w}_e + \bar{w}_t.$$

OÙ:

M: MOMENT FLECHISSANT D'ENSEMBLE.

V: CHARGE VERTICALE.

R_m: RAYON MOYEN DE LA SECTION CONSIDEREE.

ON OBTIENT: $\rho, b, \lambda.$

LA CONTRAINTE DE COMPRESSION EST: $\sigma'_b = \frac{V \cdot b}{R_m \cdot R_n}$

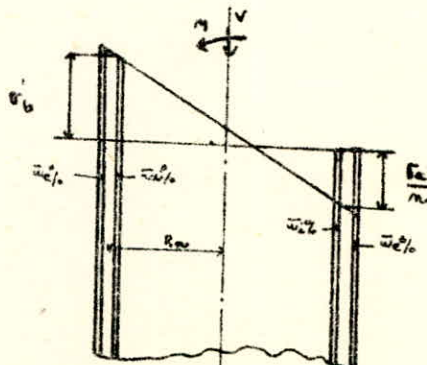
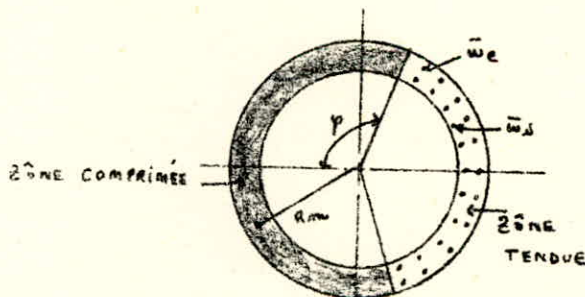
b: EPAISSEUR DE LA PAROI DE LA CHEMINÉE.

LA CONTRAINTE DANS L'ACIER EST:

$$\sigma_a = \mu \lambda \sigma'_b$$

\mu: COEFFICIENT D'EQUIVALENCE ACIER-BETON = 15

LES CALCULS SONT RESUMES DANS LES DIFFERENTS TABLEAUX (a), (b), (c).



CALCUL DES ARMATURES VERTICALES:

a) SOUS LE VENT NORMAL: TABLEAU (2)

H (m)	H _m (T)	M _m (t/m)	a	b	λ	ε _w (%)	ρ	σ _b (kg/cm ²)	F _a (kg/m ²)
0	0	0	—	—	—	—	—	—	—
5	1,650	4,185	0,455	0,309	0	0,2	180°	0,99	0
10	3,460	16,900	0,856	0,500	1,000	0,3	90°	3,50	45,7
15	5,420	33,100	1,210	0,759	2,198	0,4	68°	6,73	222
20	7,510	71,485	1,530	0,918	2,561	0,5	64°	10,55	405
25	9,670	116,375	1,820	1,113	3,000	0,5	60°	15,5	465
30	11,870	168,225	2,080	1,258	3,254	0,5	58°	20,4	596
35	14,190	232,375	2,290	1,452	3,254	0,6	58°	26,8	1308
40	16,670	312,125	2,510	1,452	3,254	0,6	58°	30	1462
45	19,270	400,375	2,670	1,718	3,254	0,7	58°	39,2	1900
50	22,005	537,562	3,030	1,718	3,254	0,7	58°	42,7	2080
55	24,774	610,509	3,030	1,718	3,000	0,8	60°	43,1	1850
60	27,484	751,154	3,110	1,725	2,769	1,0	62°	46,3	1840
65	30,122	895,167	3,210	1,725	2,769	1,0	62°	45	1865
70	32,682	1052,179	3,28	1,725	2,769	1,0	62°	45,5	1890
75	35,160	1222,784	3,330	1,725	2,769	1,0	62°	46,4	1925
80	37,567	1403,237	3,370	1,725	2,769	1,0	62°	47,2	1960
85	39,837	1615,011	3,410	1,543	2,561	1,1	64°	43,0	1650
90	42,035	1801,667	3,360	1,543	2,561	1,1	64°	43,7	1680
95	44,109	2014,901	3,320	1,543	2,561	1,1	64°	44,4	1705
100	46,084	2262,433	3,310	1,543	2,561	1,1	64°	45,2	1735

b) SOUS LE VENT EXTRÊME:

TABLEAU (b):

H (m)	H _e (T)	M _e (cm)	a	b	Δ	$\bar{\epsilon}_w$ (%)	φ (°)	σ'_b (kg/cm ²)	σ_a (kg/cm ²)
0	0	0	-	-	-	-	-	-	-
5	2,885	7,218	0,796	0,444	0,704	0,4	100°	1,56	16,5
10	6,055	29,575	1,500	0,918	2,561	0,5	64°	8,66	334
15	9,485	68,425	2,120	1,258	3,254	0,5	58°	12,25	598
20	13,150	124,933	2,680	1,452	3,254	0,6	58°	18,30	894
25	16,940	209,156	3,180	1,772	3,537	0,6	56°	27,2	1440
30	20,790	294,393	3,640	2,101	3,254	0,8	58°	37,5	1830
35	24,835	406,656	4,040	2,101	3,254	0,8	58°	42,6	2078
40	29,210	546,218	4,390	2,434	3,254	0,9	58°	49,50	2410
45	33,720	700,656	4,675	2,434	3,254	0,9	58°	57,5	2810
50	38,575	949,733	5,300	2,434	3,254	0,9	58°	68,6	3345
55	43,350	1068,390	5,330	2,434	3,254	0,9	58°	69,1	3375
60	48,150	1314,519	5,450	2,434	3,254	0,9	58°	73,8	3600
65	52,665	1566,542	5,610	2,434	3,254	0,9	58°	76,6	3740
70	57,210	1841,313	5,740	2,618	3,000	1,1	60°	69	3110
75	61,500	2139,872	5,830	2,618	3,000	1,1	60°	77,5	3480
80	65,600	2455,647	5,900	2,618	3,000	1,1	60°	78,9	3545
85	69,850	2826,269	5,960	2,618	3,000	1,1	60°	77,8	3500
90	73,600	3152,945	5,880	2,618	3,000	1,1	60°	81,5	3670
95	77,250	3526,076	5,810	2,618	3,000	1,1	60°	82,8	3730
100	89,875	3924,345	5,800	2,618	3,000	1,1	60°	84,5	3800

c) AV VENT EXTRÊME :

TABLEAU © :

H (m)	H _e (T)	M _e (t/m)	a	b	Δ	$\Sigma \bar{w}$ (%)	φ (°)	\bar{r}_b (kg/cm ²)	\bar{r}_a (kg/cm ²)
0	0	0	-	-	-	-	-	-	-
5	2,885	72,18	0,972	0,582	1,420	0,4	80°	1,67	35,6
10	6,055	29,575	1,835	1,244	3,537	0,4	56°	3,64	510
15	9,485	68,425	2,690	1,698	4,203	0,4	52°	13,10	826
20	13,150	124,993	3,278	2,127	4,598	0,4	50°	17,00	1170
25	16,940	200,156	3,890	2,282	4,203	0,5	52°	23,6	1485
30	20,790	294,393	4,450	2,705	3,254	0,9	58°	34	1660
35	24,835	406,656	4,900	2,705	3,254	0,9	58°	39,5	1930
40	29,210	546,218	5,375	2,705	3,254	0,9	58°	44,9	2290
45	33,720	709,656	5,720	2,721	3,254	1,0	51°	55,7	2720
50	38,575	940,733	6,480	3,003	3,000	1,1	60°	61,5	2765
55	43,350	1068,390	6,27	3,003	3,000	1,1	60°	68,4	3075
60	48,150	1314,519	6,65	3,003	3,000	1,1	60°	69,2	3110
65	52,665	1566,542	6,87	3,029	3,000	1,2	60°	71,3	3205
70	57,210	1841,313	7,03	3,091	3,000	1,2	60°	73,4	3300
75	61,500	2139,872	7,12	3,185	3,000	1,2	60°	75,5	3400
80	65,600	2455,647	7,21	3,160	3,000	1,2	60°	78	3505
85	69,850	2826,269	7,30	3,194	3,000	1,2	60°	79,8	3590
90	73,600	3152,945	7,20	3,156	3,000	1,2	60°	80,4	3615
95	77,250	3526,076	7,10	3,117	3,000	1,2	60°	80,7	3630
100	80,875	3924,345	7,08	3,110	3,000	1,2	60°	82	3700

CALCUL DE LA NAPPE EXTERIEURE DES ARMATURES VERTICALES:

Soit $\varepsilon_{\bar{w}} = 1,1\%$, AVEC $A_e = 0,6A = 0,6 \frac{1,1 \times 1000 R_{th}}{100}$, $R_{th} = 20 \text{ cm} \Rightarrow$

$A_e = 13,2 \text{ cm}^2/\text{m}$. Soit 7 HA 16/m, SECTION EFFECTIVE 14,07 cm^2 .

POUR TOUTE LA CIRCONFERENCE, LE NOMBRE D'ACIER SERA:

$n = 7 \cdot \pi \cdot D$ $D = 7 \text{ METRES}$ $n = 154 \text{ HA } 16.$

LE MEME CALCUL EST VALABLE POUR LES AUTRES SECTIONS D'OU LE TABLEAU SUIVANT:

H (m)	A (cm^2/m)	$A_e = 0,6A$ (cm^2/m)	CIRCONFERENCE $\pi \cdot D$ (m)	NOMBRE DE FER PAR METRE	NOMBRE DE FER TOTAL
0	4,8	2,88	9,42	16,31	154 $\phi 8$
5	4,8	2,88	10,05	15,30	154 $\phi 8$
10	6	3,60	10,68	14,40	154 $\phi 8$
15	6	3,60	11,31	13,58	154 $\phi 8$
20	7,2	4,32	11,92	12,88	154 $\phi 8$
25	7,2	4,32	12,58	12,22	154 $\phi 8$
30	9,6	5,76	13,19	11,68	154 $\phi 8$
35	9,6	5,76	13,81	11,12	77 HA 8 + 77 HA 10
40	10,8	6,48	14,44	10,64	77 HA 8 + 77 HA 10
45	10,8	6,48	15,08	10,19	154 HA 10
50	10,8	6,48	15,70	9,78	154 HA 10
55	11,52	6,91	16,32	9,42	77 HA 10 + 77 HA 12
60	12,24	7,34	16,95	9,07	77 HA 10 + 77 HA 12
65	12,96	7,77	17,58	8,74	77 HA 12 + 77 HA 14
70	16,72	10,03	18,21	8,43	77 HA 12 + 77 HA 14
75	17,6	10,56	18,85	8,14	154 HA 14
80	18,48	11,08	19,48	7,89	154 HA 14
85	19,36	11,61	20,09	7,65	77 HA 14 + 77 HA 16
90	20,48	12,14	20,74	7,43	77 HA 14 + 77 HA 16
95	21,12	12,67	21,38	7,2	154 HA 16
100	22	13,2	21,98	7	154 HA 16

CALCUL DE LA NAPPE INTERIEURE D'ARMATURES VERTICALES:

LE CALCUL EST ANALOGUE AU PRECEDANT, POUR CELA ON DRESSE LE TABLEAU

SUIVANT.

H (m)	A cm ² /m	A _i = 9,4A (cm ² /m)	CIRCONFERENCE T.D (m)	NOMBRE DE FER PAR METRE	NOMBRE DE FER TOTAL
0	4,8	1,92	9,42	16,31	154 φ8
5	4,8	1,92	10,05	15,30	154 φ8
10	6	2,4	10,68	14,40	154 φ8
15	6	2,4	11,31	13,58	154 φ8
20	7,2	2,88	11,92	12,88	154 φ8
25	7,2	2,88	12,58	12,22	154 φ8
30	9,6	3,84	13,19	11,68	154 φ8
35	9,6	3,84	13,81	11,12	154 HA8
40	10,8	4,32	14,44	10,64	154 HA8
45	10,8	4,32	15,08	10,19	154 HA8
50	10,8	4,32	15,70	9,78	154 HA8
55	11,52	4,60	16,32	9,42	77 HA8 + 77 HA 10
60	12,24	4,96	16,95	9,07	77 HA8 + 77 HA 10
65	12,96	5,18	17,58	8,74	77 HA 10 + 77 HA 12
70	13,72	6,68	18,21	8,43	77 HA 10 + 77 HA 12
75	14,60	7,04	18,85	8,14	154 HA 12
80	15,48	7,39	19,48	7,89	154 HA 12
85	16,36	7,74	20,09	7,65	77 HA 12 + 77 HA 14
90	17,28	8,19	20,74	7,43	77 HA 12 + 77 HA 14
95	18,12	8,44	21,38	7,2	154 HA 14
100	19	8,80	21,98	7	154 HA 14

CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES:

L'EFFORT TRANCHANT (H) EST PRIS EN COMPTE AU DROIT DES FACES LATÉRALES DU FÛT, OÙ SE SITUENT LES CISAILLEMENTS MAXIMA τ .

L'EFFORT TRANCHANT PRODUIT DES CISAILLEMENTS $\tau = \frac{H}{b \times \gamma}$

AVEC : $\gamma = 0,8 D_m$ (D_m : DIAMÈTRE MOYEN DE LA SECTION).

$b = 2 \cdot R_h$ (LARGEUR DE LA SECTION SOUMISE AU CISAILLEMENT).

DONC :
$$\tau = \frac{H}{1,6 \cdot D_m \cdot R_h}$$

LES CISAILLEMENTS FISSURENT LE BETON A 45°, L'EQUILIBRE EST ASSURÉ PAR DES BIELLES COMPRIMÉES A 45° ET LES ARMATURES TRANSVERSALES. IL EN RESULTE UNE TRACTION DANS LES CERES.

LA CONTRAINTE DE TRACTION DÛE A L'EFFORT TRANCHANT EST MAXIMUM A LA FACE LATÉRALE DU FÛT,

$$\sigma_{am} = \frac{100 \cdot \tau}{\epsilon \bar{w}}; \quad \text{D'OU} \quad \sigma_{am} = \frac{100 \cdot H}{1,6 \cdot D_m \cdot \epsilon \bar{w} \cdot R_h}$$

POUR LE VENT NORMAL ON AURA:

$$\sigma_{am} = \frac{100 \cdot H_n}{1,6 \cdot D_m \cdot \epsilon \bar{w} \cdot R_h}$$

EXEMPLE NUMÉRIQUE:

$$H_n = 46,084 \text{ tonnes}, \quad D_m = 680 \text{ cm}, \quad R_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow \sigma_{am} = \frac{100 \cdot 46080}{1,6 \cdot 680 \cdot \epsilon \bar{w} \cdot 20 \cdot 10^2} = \frac{212}{\epsilon \bar{w}}$$

$$\text{SOIT } \epsilon \bar{w} \% = 0,5\% \Rightarrow \sigma_{am} = \frac{212}{0,5} = 424 \text{ kg/cm}^2. \quad \text{SI L'ON VEUT AUGMENTER LA}$$

CONTRAINTE DE TRACTION DANS LES CERES, IL VA falloir DIMINUER LE POURCENTAGE $\epsilon \bar{w}$,

MAIS UN 0% MINIMAL EST A RESPECTER D'OU LE CHOIX PRECEDANT.

$$\text{COMME } \epsilon \bar{w} = \bar{w}_i + \bar{w}_e, \quad \text{ON PRENDRA } \bar{w}_i = \bar{w}_e \Rightarrow A_i = A_e = 0,5 \epsilon \bar{w} = \frac{0,25 \cdot 20 \cdot 100}{100} = 5 \text{ cm}^2.$$

SOIT 5 ϕ_{12}/m . POUR LE RESTE ON FERA UN TABLEAU:

H (m)	H_n (t)	D_m (cm)	R_h (cm)	$\epsilon \bar{w}$ %	σ_{am} (kg/cm ²)	$A_i = A_e = 0,5 \epsilon \bar{w}$
100	46,084	680	20	0,5	424	5 ϕ_{12}/m (5,63 cm ²)
75	35,160	584	16	0,5	472	4 ϕ_{12}/m (4,52 cm ²)
50	23,005	488	12	0,5	470	5 ϕ_{10}/m (3,92 cm ²)
25	9,670	388	12	0,5	260	6 ϕ_8/m . (3,01 cm ²)

POUR SIMPLIFIER LE PROBLÈME, ON PRENDRA $6\phi 12/m$, $6\phi 10/m$, $6\phi 8/m$ QUI SERONT AUX DIFFÉRENTS NIVEAU DE LA CHEMINÉE.

UN CALCUL ANALOGUE POUR LE VENT EXTRÊME EST RÉSUMÉ DANS LE TABLEAU SUIVANT:

H (m)	He (t)	Dm (cm)	Rn (cm)	$\bar{\omega}$ %	Ai=Ae=0,5 $\bar{\omega}$	σ_{am} (kg/cm ²)
100	80,875	680	20	0,5	5 $\phi 12/m$	741
75	61,500	584	16	0,5	4 $\phi 12/m$	825
50	38,575	488	12	0,5	5 $\phi 10/m$	822
25	16,94	388	12	0,5	6 $\phi 8/m$	455

LE CHOIX PRÉCÉDANT SERA MAINTENU.

CALCUL DES CONTRAINTES DUES AU GRADIENT THERMIQUE DANS LE SENS TRANSVERSAL:

ON CONSIDÈRE QU'IL S'AGIT D'UNE SECTION PARTIELLEMENT COMPRIMÉE, PARTIELLEMENT TENDUE SOUMISE A LA FLEXION SIMPLE.

SOIT α LA VALEUR QUI DÉFINIT LA POSITION DE L'AXE NEUTRE, $f = \frac{R}{R_n}$ DANS LAQUELLE R EST LA DISTANCE DE LA FIBRE LA PLUS COMPRIMÉE A L'ARMATURE EXTÉRIEURE.

$\alpha: f(\bar{\omega}, c = \frac{A_i}{A_e})$, OR $A_i = A_e \Rightarrow c = 1$, $\bar{\omega} = 0,25\%$, $\alpha = 0,2088$, $f = 0,85 = \frac{17}{20}$.

α EST DONNÉ PAR LE TABLEAU (PAGE 177 DIVER DUNOD).

LE GRADIENT THERMIQUE DONNE:

$\sigma'_e = \eta_e \cdot \alpha \cdot R_n$, (ACCROISSEMENT DE LA COMPRESSION AU DROIT DES FIBRES INTÉRIEURES).

$\sigma''_e = \eta_e \cdot R_n \cdot (f - \alpha)$, (ACCROISSEMENT DE LA TRACTION AU DROIT DES FIBRES EXTÉRIEURES).

η_e ÉTANT LA PENTE DU GRADIENT THERMIQUE.

APPLICATION NUMÉRIQUE: POUR $H = 100m$, $\eta_e = 3,06 \text{ kg/cm}^3$ $R_n = 20 \text{ cm}$.

$\sigma'_e = 3,06 \times 0,2088 \times 20 = 12,8 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma''_e = 15 \times 3,06 \times 20 (0,85 - 0,2088) = 596 \text{ kg/cm}^2$.

POUR LES AUTRES CALCULS VOIR TABLEAU SUIVANT:

H (m)	R_{He} (kg/cm ²)	α	R_{Hh} (cm)	f	\bar{r}_{He}	F'_{He} (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}'_{He}$ (kg/cm ²)
100	3,06	0,2088	20	0,85	15	12,8	596
75	3,06	0,2088	16	0,85	15	12,20	478
50	5,1	0,2088	12	0,85	15	12,22	598
25	5,1	0,2088	12	0,85	15	12,22	598

CALCUL DES CONTRAINTE DUES A L'OVALISATION:

DANS LE SENS TRANSVERSALE AGIT LE MOMENT D'OVALISATION M_o QUI DONNE LIEU A:

- UN ACCROISSEMENT DE LA TRACTION DANS LES CERES EXTERIEURES:

$$\bar{\sigma}'_{o_e} = \frac{M_{o_e}}{R_{Hh} \times \left(f - \frac{\alpha}{3}\right) A_e}$$

- UN ACCROISSEMENT DE LA TRACTION DANS LES CERES INTERIEURES:

$$\bar{\sigma}'_{o_i} = \frac{M_{o_i}}{R_{Hh} \times \left(f - \frac{\alpha}{3}\right) A_i}$$

AVEC $\alpha = 0,2088$, $f = 0,85$.

LE CALCUL SE FERA POUR LE VENT NORMAL ET EXTRÊME, D'OU LE TABLEAU SUIVANT:

H (m)	R_{Hh} (cm)	$A_i = A_e$ (cm ²)	M_{o_i} (kgm) NORMAL	M_{o_i} (kgm) EXTRÊME	$\bar{\sigma}'_{o_i}$ (kg/cm ²) NORMAL	$\bar{\sigma}'_{o_i}$ (kg/cm ²) EXTRÊME
100	20	5,65	494	864,6	554	966
75	16	4,52	342	598,5	598	1047
50	12	3,92	215	376,2	580	1012
25	12	3,01	1078	188,6	378	662
0	12	3,01	359	62,8	121	220

UN TABLEAU ANALOGUE RESUMERA L'OVALISATION EXTERIEURE.

H (m)	R _h (cm)	A _i =A _e (cm ²)	M _{0e} (kgm) NORMAL	M _{0e} (kgm) EXTRÊME	$\bar{\sigma}_{0e}$ (kg/cm ²) NORMAL	$\bar{\sigma}_{0e}$ (kg/cm ²) EXTRÊME
100	20	5,65	444	777	498	871
75	16	4,52	308	539	539	941
50	12	3,92	193,5	338,6	520	910
25	12	3,01	96,5	168,8	339	592
0	12	3,01	32,5	56,5	113,5	198

COMME M_{0e} MAXIMAL EST SITUÉ AU DROIT DE LA FACE AU VENT, M_{0e} MAXIMAL EST SITUÉ APPROXIMATIVEMENT AU DROIT DES FACES LATÉRALES.

LA TEMPÉRATURE ENGENDRE DES TRACIONS SUR LA PAROI EXTERIEURE ET DES COMPRESSIONS SUR LA PAROI INTERIEURE. IL EN RESULTE, AU DROIT DES FACES LATÉRALES:

- (EFFORT TRANCHANT H + MOMENT M_{0e} + TEMPÉRATURE) POUR L'ARMATURE EXTERIEURE
- M_{0e} POUR L'ARMATURE INTERIEURE.

L'EFFECTUATION DES CONTRAINTES DUES AUX SOLICITATIONS LOCALES NOUS DONNE LE

TABEAU. CI-DESSOUS: CAS DU VENT NORMAL.

H (m)	$\bar{\sigma}_{0em}$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_E$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_{0e}$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_E + \bar{\sigma}_{0em} + \bar{\sigma}_{0e}$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_{0i}$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{0i}$ (kg/cm ²)
100	424	596	498	1518	554	554
75	472	478	539	1489	598	598
50	470	558	520	1588	580	580
25	260	598	339	1197	378	378
0	0	598	113,5	711,5	121	121

CAS DU VENT EXTRÊME:

H (m)	σ_{amm} (kg/cm ²)	σ_E (kg/cm ²)	σ_{O_2} (kg/cm ²)	$\sigma_a = \sigma_{amm} + \sigma_E + \sigma_{O_2}$ (kg/cm ²)	σ_{O_i} (kg/cm ²)	$\sigma_a = \sigma_{O_i}$ (kg/cm ²)
100	741	596	871	2208	966	966
75	825	478	941	2244	1047	1047
50	822	598	910	2330	1012	1012
25	455	598	592	1645	662	662
0	0	598	198	796	220	220

LA SUPERPOSITION DES CONTRAINTES DE TRACTION NOUS FOURNIT DES VALEURS (σ_a) GRANDE. POUR CELA IL EST GÉNÉRALEMENT ADMIS DE DIMINUER LES CONTRAINTES FINALES D'ENVIRON 15%.

LES MOMENTS DUS AUX CONSOLES ÉTANT FAIBLE; CES BARRIÈRES SERONT ARMÉES D'UNE MANIÈRE CONSTRUCTIVE. PUISQUE IL S'AGIT DE CONSOLES COURTES. DANS LE CAS CONTRAIRE. L'AUGMENTATION DES MOMENTS PRODUIT DES CONTRAINTES DONT LA VALEUR PEUT REPRÉSENTER JUSQU'À 30% DES CONTRAINTES TOTALES DE CALCUL DU FÛT.

HUITIEME PARTIE

CALCUL DES OUVERTURES

ETUDE DES OUVERTURES:

La presence des ouvertures au droit des carreaux ou des portes, pose des problèmes difficiles a resoudre par un calcul exact.

Pour cela des dispositions constructives sont a prendre ; il est conseillé de prévoir un renfort tel que la section et le moment d'inertie du fût non percé soient rétablis. Le renfort doit participer a la transmission du moment flechissant et de charge permanente V, produisant des contraintes dans la section du fût non percé au-dessus de l'ouverture, ainsi que de l'effort tranchant H évalué dans le même section.

La section des cerces destinées a équilibrer l'effort tranchant d'ensemble pourra être égale a celle qui est ncessaire dans le fût non percé.

Les aciers verticaux placés de part et d'autre de l'ouverture (dans le renfort) doivent avoir une section au moins égale à celle des aciers verticaux coupés au droit de l'ouverture de 20%.

Les aciers horizontaux placés au-dessus et au-dessous de l'ouverture, doivent avoir une section au-moins égale a la section des aciers horizontaux coupés au droit de l'ouverture.

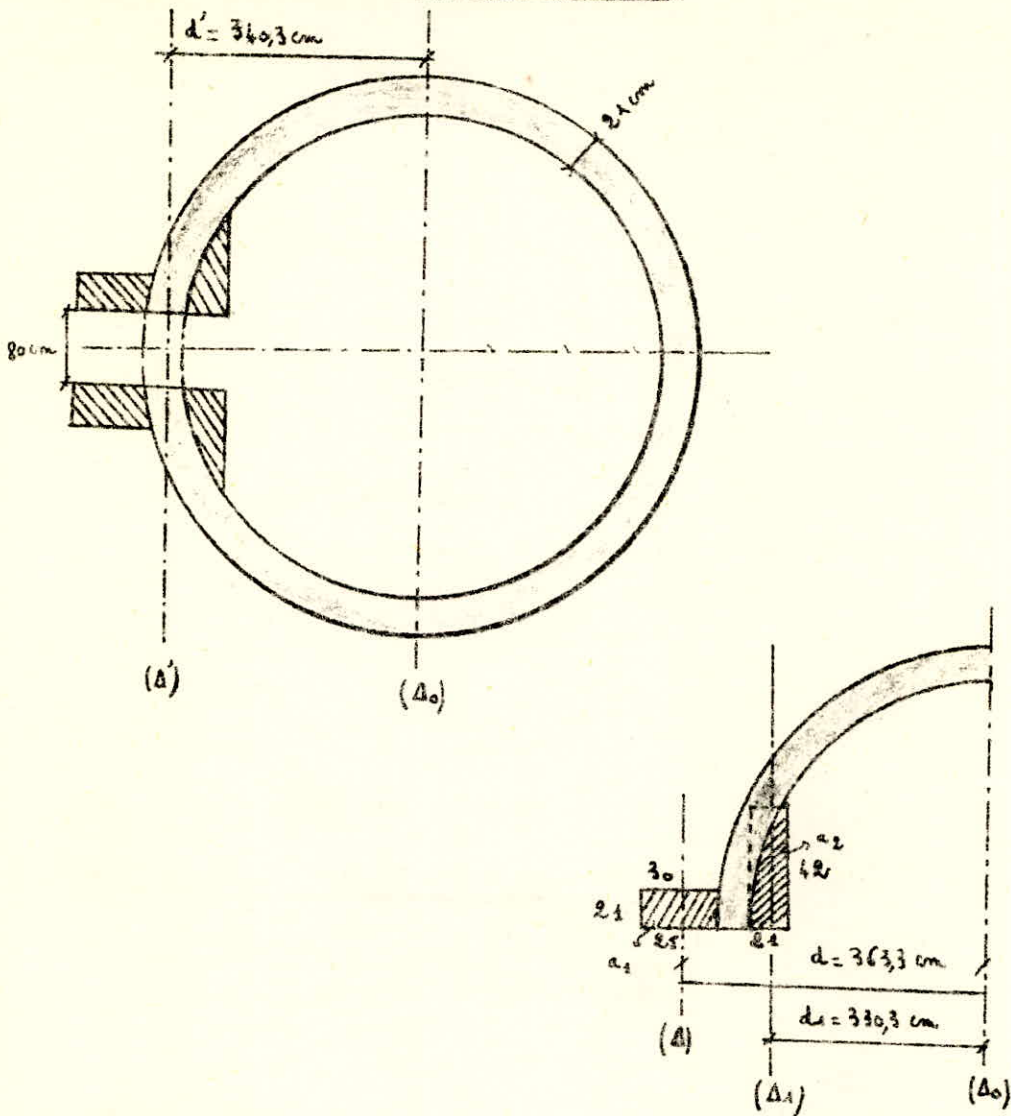
La section minimale d'acier supplémentaire A_s placé au-dessus de l'ouverture sera au moins égale A :

$$A_s = \frac{\sigma_{28} \times h_r \times l}{140\ 000}$$

l : étant la largeur de l'ouverture.

La même condition sera respectée au-dessous de l'ouverture.

CALCUL DU VIDE POUR LE CARNEAU:



LE VIDE SERA REMPLACÉ PAR DEUX RECTANGLES SAILLANTS AFIN D'EQUILIBRER LA DIMINUTION DE L'INERTIE DE LA SECTION CONSIDEREE.

ON DOIT VERIFIER QUE LE MOMENT D'INERTIE DE LA PARTIE AJOUTEE EST SUPERIEUR A CELUI DE LA PARTIE ENLEVEE.

MOMENT D'INERTIE DU VIDE: I_v / Δ_0

ON ASSIMILERA LA PARTIE CIRCULAIRE ENLEVEE A UN RECTANGLE DE $21 \times 80 \text{ cm}^2$.

$$I_v / \Delta_0 = I_v / \Delta_0 + s' d^2 = \frac{80 \times 21^3}{12} + 80 \times 21 \times 340,3^2 = 61700 + 195000000 =$$

$$195061700 \text{ cm}^4.$$

MOMENT D'INERTIE DE LA PARTIE AJOUTEE: I_a / Δ_0

$$I_{a/\Delta_0} = 2 \left[I_{a1/\Delta_0} + S \cdot d^2 + I_{a2/\Delta_0} + S_1 \cdot d_1^2 \right]$$

$$I_{a/\Delta_0} = 2 \cdot \left[\frac{21 \times 25^3}{12} + \frac{(25+30)}{2} \times 21 \times 363,3^2 + \frac{42 \times 21^3}{36} + \frac{1}{2} \times 21 \times 42 \times 330,3^2 \right]$$

$$I_{a/\Delta_0} = 2 \left[27380 + 76150000 + 10820 + 48200000 \right] = 248776400 \text{ cm}^4$$

$$\text{DONC } I_{a/\Delta_0} > I_{v/\Delta_0}$$

IL EN SERA DE MÊME, POUR L'OUVERTURE RÉSERVÉE POUR L'ÉVACUATION DE LA SUÏE.

- ARMATURES VERTICALES COUPÉES PAR L'OUVERTURE:

$$A = 80 \times 21 \times \frac{1,1}{100} = 18,48 \text{ cm}^2$$

DE CHAQUE CÔTÉ ON DOIT RETROUVER R: $A_1 = 1,2 \times \frac{18,48}{2} = 11,08 \text{ cm}^2$, SOIT

4 $\phi 20$ (SECTION EFFECTIVE 12,56 cm²).

- ARMATURES HORIZONTALES COUPÉES PAR L'OUVERTURE:

$$A = 120 \times 21 \times \frac{0,6}{100} = 15,12 \text{ cm}^2$$

LA CONDITION SUPPLÉMENTAIRE NOUS DONNE:

$$A_3 = \frac{\sigma_{28}^i R_n l}{140000}$$

l = LARGEUR DE L'OUVERTURE = 80 cm.

$$\sigma_{28}^i = 275 \text{ kg/cm}^2, \quad R_n = 21 \text{ cm.}$$

$$A_3 = \frac{275 \times 21 \times 80}{140000} = 3,32 \text{ cm}^2$$

ON DOIT RETROUVER EN HAUT ET EN BAS DE L'OUVERTURE:

$$A_2 = \frac{A}{2} + A_3 = \frac{15,12}{2} + 3,32 = 7,56 + 3,32 = 10,88 \text{ cm}^2, \text{ SOIT } 4 \phi 20$$

(SECTION EFFECTIVE 12,56 cm²).

LES ACIERS DES POTEAUX INCORPORÉS SERONT PROLONGÉS D'UNE LONGUEUR

ÉGALE A: $L = \frac{l}{2} + l_d$ l_d : LONGUEUR D'ANCRAGE.

$$\text{ON } l_d = 42\phi \Rightarrow L = \frac{80}{2} + 42 \times 20 = 124 \text{ cm.}$$

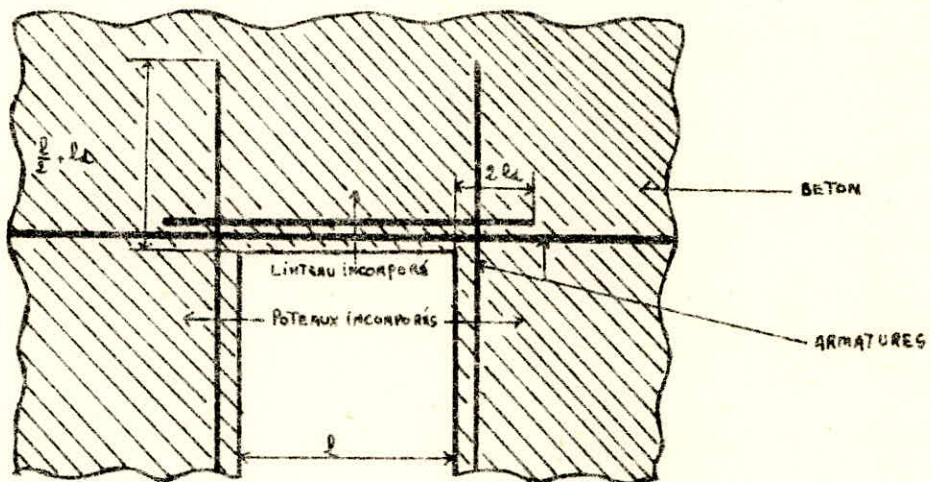
PAR CONTRE :

LES ARMATURES HORIZONTALES DU LINTEAU INCORPORÉ SERONT PROLONGÉES

D'UNE LONGUEUR ÉGALE A: $L = 2 \cdot l$.

$$L = 2 \times 4 \cdot 2 \phi \quad \text{OH } \phi = 20 \text{ mm} \Rightarrow L = 2 \times 4 \cdot 2 \times 2 = 168 \text{ cm.}$$

POUR CELA ON SE REPORTE AU SCHEMA SUIVANT :



OUVERTURES DANS LE FÛT

UN CALCUL ANALOGUE NOUS PERMET DE FERRAILLER L'OUVERTURE RÉSERVÉE A L'ÉVACUATION DE LA SUIE, CAR LES MÊMES DISPOSITIONS SONT À PRENDRE.

LES POTEAUX ET LES LINTEAUX INCORPORÉS SERONT ARMÉS PAR $4 \phi 20$ CHACUN.

LES CADRES SERONT EN $\phi 12$ ESPACÉS DE 10 cm.

CETTE DERNIÈRE DISPOSITION EST VALABLE POUR LES DEUX OUVERTURES.

NEUVIEME PARTIE

CALCUL DE LA FONDATION

CALCUL DU MASSIF DE FONDATION:

MOMENT A LA BASE DE LA FONDATION DÙ A L'ACTION DU VENT:

- VENT NORMAL:

$$M_m = 4,5 H_m + M_m \text{ (MOMENT POUR } H = 100 \text{ m)}$$

$$M_m = 4,5 \times 46,084 + 2249,483 = 2449,483 \text{ tm}$$

- VENT EXTRÊME:

$$m_e = 4,5 H_e + M_e$$

$$M_e = 4,5 \times 80,875 + 3924,345 = 4288,345 \text{ tm}$$

VERIFICATION AU RENVERSEMENT:

LE MOMENT DU AU VENT EST MAJOREE D'UN COEFFICIENT EGAL A $\frac{5}{3}$

$$\frac{5}{3} M_m = \frac{5}{3} \times 2449,483 = 4080 \text{ tm}$$

$$\frac{5}{3} M_e = \frac{5}{3} \times 4288,345 = 7150 \text{ tm}$$

MOMENT DE STABILITÉ:

$M_s =$ (POIDS DE BETON + POIDS DE BRIQUETAGE + POIDS DE TERRE) MULTIPLIÉS PAR UN DEMI-DIAMETRE DE LA FONDATION.

Soit $P_1 =$ POIDS DU FÛT + CHEMISAGE = 858,944 t.

$P_2 =$ POIDS DE LA FONDATION:

$$P_2 = 2,5 \left[\pi \times \frac{14^2}{4} + \pi \times \frac{11,7^2}{4} \right] = 655 \text{ t}$$

$P_3 =$ POIDS DE LA TOUR ENTERRÉE

$$P_3 = \pi \times \frac{2,5}{3} \left[3,5^2 + 3,55^2 + 3,5 \times 3,55 - (3,3^2 + 3,15^2 + 3,3 \times 3,15) \right] = 39,8 \text{ t}$$

$P_4 =$ POIDS DE LA TERRE

$$P_4 = \rho [V - (V_2 + V_3)] \quad , \quad \rho = 1,6 \text{ t/m}^3$$

$$P_4 = 1,6 \left[\pi \times \frac{14^2}{4} \times 4,5 - (278, + 66,4) \right] = 560 \text{ t}$$

$$\text{POIDS STABILISANT} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 858,944 + 655 + 39,8 + 560 = 2113,744 \text{ t}$$

$$M_S = 2113,744 \times \frac{D}{2} = 2113,744 \times \frac{14}{2} = 14800 \text{ tm}$$

DONC M_S EST SUPERIEUR AUX DEUX MOMENTS ($\frac{5}{3} m_m, \frac{5}{3} m_e$)

LE MOMENT DU A L'ACTION SISMIQUE AU NIVEAU DE LA FONDATION EST:

$$M = 9945,74 + 4,5 \times 204,1 = 11855 \text{ tm}$$

D'OU $M_S > M$ LA STABILITE EST DONC ASSUREE

CONTRAINTE DANS LE SOL:

SECTION DE LA PLAQUE DE FONDATION

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 14^2}{4} = 154 \text{ m}^2$$

MODULE DE RESISTANCE DE LA SECTION:

$$W = \frac{\pi D^3}{32} = \frac{\pi \cdot 14^3}{32} = 259 \text{ m}^3$$

CAS DE CHARGE:

- ① BETON + BRIQUE + FONDATION + TERRE
- ② BETON + FONDATION + TERRE + VENT NORMAL
- ③ BETON + BRIQUE + TERRE + FONDATION + VENT NORMAL
- ④ BETON + BRIQUE + TERRE + FONDATION + VENT EXTRÊME
- ⑤ BETON + BRIQUE + TERRE + FONDATION + SEISME.

$$\text{①} \rightarrow N = 2113,744 \text{ t}$$

$$\text{②} \rightarrow N = 1812,486 \text{ t}, \quad M = 2449,483 \text{ tm}$$

$$\text{③} \rightarrow N = 2113,744 \text{ t}, \quad M = 2449,483 \text{ tm}$$

$$\text{④} \rightarrow N = 2113,744 \text{ t}, \quad M = 4288,345 \text{ tm}$$

$$\text{⑤} \rightarrow N = 2113,744 \text{ t}, \quad M = 11855 \text{ tm}$$

CAS	N (t)	M (lmm)	$\frac{N}{A}$ t/m ²	$\frac{M}{W}$ t/m ²	σ_{max} kg/cm ²	σ_{min} kg/cm ²
1	2113,744	0	13,7	0	1,37	1,37
2	1812,486	2449,483	11,75	±9,45	2,12	0,23
3	2113,744	2449,483	13,7	±9,45	2,315	0,425
4	2113,744	4288,345	13,7	±16,55	3,085	-0,285
5	2113,744	11855	13,7	±45,8	5,95	-3,21

POUR LES CAS 4 ET 5 LE RADIER SUBI DES TRACTION, ON LE CALCULE ALORS EN SECTION ACTIVE.

POUR CES SOLLICITATIONS EXTRÊMES, LES CONTRAINTES LIMITES SONT MAJORÉES PAR UN COEFFICIENT ÉGAL A 2,25 . DONC $2,25 \sigma_d = 2,25 \times 6,5 = 14,60 \text{ kg/cm}^2$

ON A: $e = \frac{M}{N} = \frac{11855}{2113,744} = 5,62 \text{ m}$, $\frac{D}{8} = \frac{14}{8} = 1,75 \text{ m}$ donc $e > \frac{D}{8}$

CALCULONS $\frac{e}{h} = \frac{5,62}{7} = 0,802 \Rightarrow \frac{\sigma_{max}}{\sigma_0} = 13,87$, $\sigma_0 = \frac{N}{A} = 1,37$

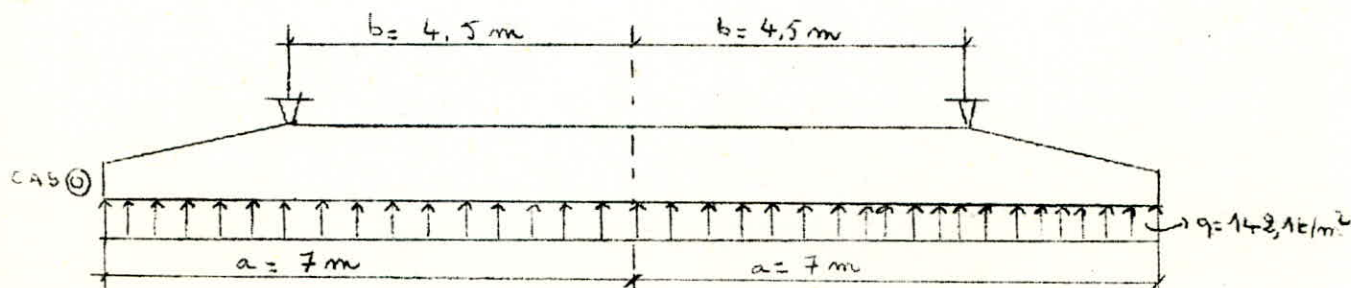
$\sigma_{max} = 13,87 \sigma_0 = 13,87 \times 1,37 = 18,98 \text{ kg/cm}^2$

ON DOIT VERIFIER QUE $\frac{3}{4} \sigma_{max} < 2,25 \sigma_d \Rightarrow \frac{3}{4} \times 18,98 < 2,25 \times 6,5$

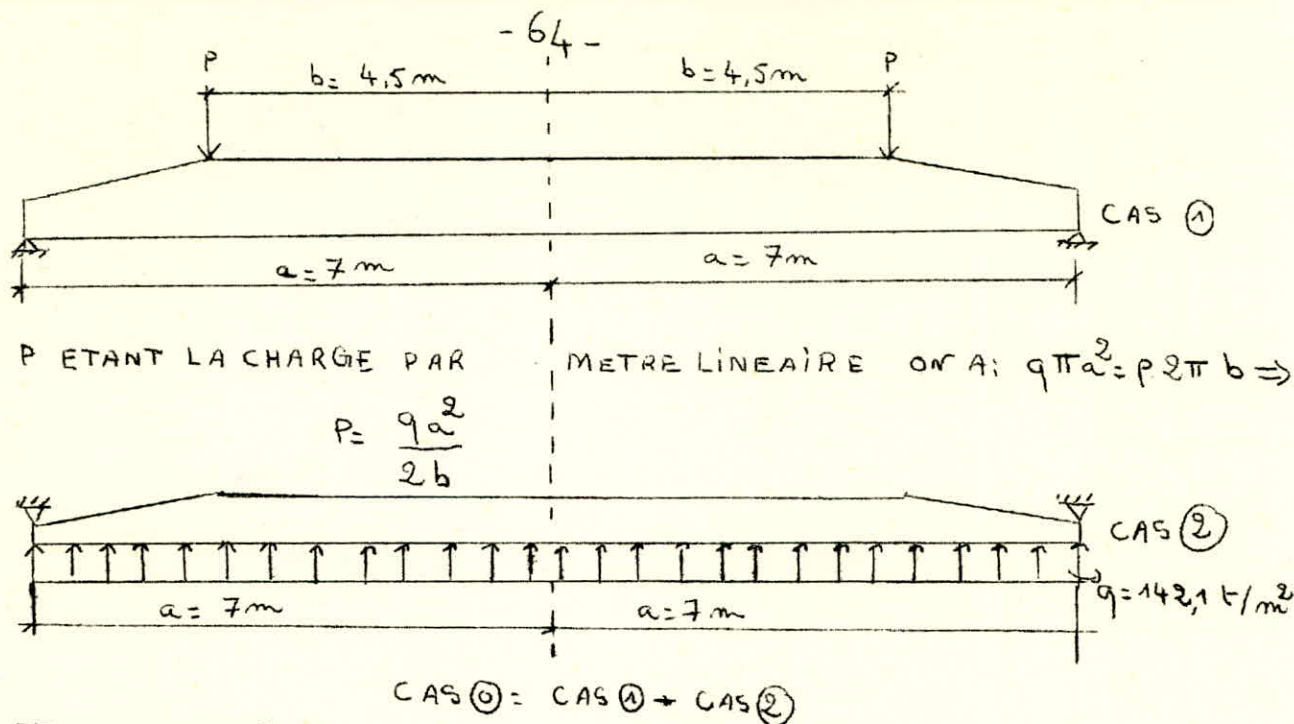
D'OU: $14,21 < 14,6$

CALCUL DE LA PLAQUE DE FONDATION

LE RADIER SERA CALCULÉ COMME UNE PLAQUE CIRCULAIRE SOUMISE A UNE CONTRAINTE $q = 142,1 \text{ t/m}^2$.

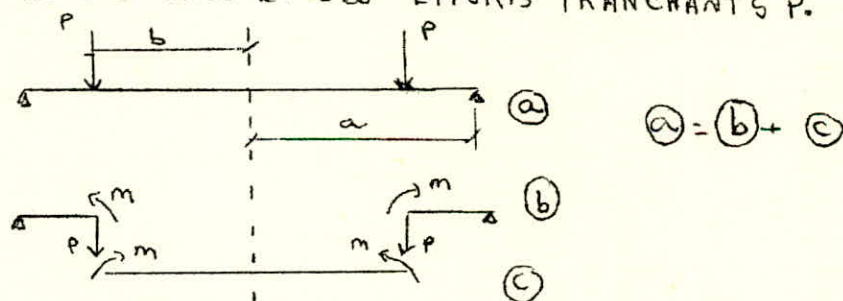


CE CAS SERA DECOMPOSÉ SUIVANT DEUX AUTRES CAS



ETUDE DUCAS ①:

NOUS SOMMES DANS LE CAS D'UNE PLAQUE CIRCULAIRE CHARGÉE CONCENTRIQUEMENT ON DIVISE LA PLAQUE EN DEUX PARTIES, ON PEUT CONSTATER QUE LA PARTIE INTERNE EST DANS DES CONDITIONS DE FLEXION PURE, PRODUITE PAR LES MOMENTS M UNIFORMEMENT DISTRIBUÉS ET QUE LA PARTIE EXTERNE EST FLECHIE PAR LES MOMENTS ET LES EFFORTS TRANCHANTS P.



LES MOMENTS DE FLEXIONS SONT:

$$M_h = M_\theta = \frac{Pb}{4} [(1-\nu)(1-p^2) - 2(1+\nu) \ln p]$$

ν = COEFFICIENT DE POISSON, POUR LE BETON $\nu = \frac{1}{6}$

$$p = \frac{b}{a} = \frac{4,5}{7} = 0,644 \Rightarrow \ln p = -0,44$$

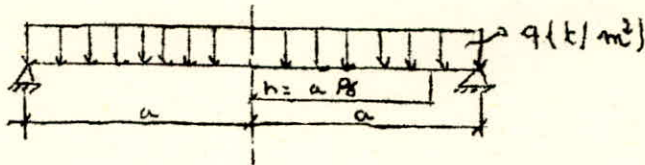
$$M = \frac{qa^2}{8} [(1-\nu)(1-p^2) - 2(1+\nu) \ln p]$$

$$M = \frac{142,1 \times 7^2}{8} [(1 - \frac{1}{6})(1 - 0,644^2) + 2(1 + \frac{1}{6}) \times 0,44] = 1320 \text{ tm/m}$$

DONC $M_{h1} = M_{\theta1} = 1320 \text{ tm/m}$

ETUDE DU CAS ②:

NOUS SOMMES DANS LE CAS D'UNE PLAQUE UNIFORMEMENT CHARGÉE À BORDS SIMPLEMENT APPUYÉS.



LES MOMENTS DE FLEXION m_1 ET m_2 ONT POUR EXPRESSIONS:

$$m_{12} = \frac{q \cdot a^2}{16} [(3+\nu)(1-R_0^2)]$$

$$m_{02} = \frac{q \cdot a^2}{16} [(3+\nu) - R_0^2(1+3\nu)]$$

- $R_0 = 0 \Rightarrow$

$$m_{12}(R_0=0) = \frac{q \cdot a^2}{16} (3+\nu) = \frac{142,1 \cdot 7^2}{16} (3 + \frac{1}{6}) = 1380 \text{ tm/m}$$

$$m_{02}(R_0=0) = m_{12}(R_0=0) = 1380 \text{ tm/m}$$

- $R_0 = 0,644$

$$m_{12}(R_0) = \frac{142,1 \cdot 7^2}{16} \left[\left(3 + \frac{1}{6}\right) (1 - 0,644^2) \right] = 815 \text{ tm/m}$$

$$m_{02}(R_0) = \frac{142,1 \cdot 7^2}{16} \left[\left(3 + \frac{1}{6}\right) - 0,644^2 \left(1 + \frac{3}{6}\right) \right] = 1110 \text{ tm/m}$$

D'OU LE TABLEAU SUIVANT:

m \ R_0	0	0,644
m_{12}	1380 tm/m	815 tm/m
m_{02}	1380 tm/m	1110 tm/m

ETUDE DU CAS ③: NOUS FERONS LA SOMME ALGÈBRE DES CAS

① ET ②

- $R_0 = 0$ $m_1(R_0) = m_{12}(R_0) - m_{02}(R_0) = 1320 - 1380 = -60 \text{ tm/m}$, $m_0(R_0) = m_1(R_0)$.

- $P_{\lambda} = 0,644$

$M_h(P_{\lambda}) = M_{h_1}(P_{\lambda}) - M_{h_2}(P_{\lambda}) = 1320 - 815 = 505 \text{ tm/m}$

$M_{\theta}(P_{\lambda}) = M_{\theta_1}(P_{\lambda}) - M_{\theta_2}(P_{\lambda}) = 1320 - 1110 = 210 \text{ tm/m}$

FINALEMENT ON A:

M	P_{λ}	$P_{\lambda} = 0$	$P_{\lambda} = 0,644$
M_h		-60 tm/m	505 tm/m
M_{θ}		-60 tm/m	210 tm/m

CALCUL DES ARMATURES

- ARMATURES RADIALES:

$R_t = 200 \text{ cm}$ $R = \text{HAUTEUR UTILE} = 185 \text{ cm}$

LES ABAQUES DONNENT EN FONCTION DE M , LES VALEURS DE E QUI PERMETTENT DE CALCULER LE BRAS DE LEVIER z .

$\gamma = \frac{n M}{b R^2 \bar{\sigma}_a}$, $n = 15$, $b = 100 \text{ cm}$, $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{\text{con}} = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

	$P_{\lambda} = 0$	$P_{\lambda} = 0,644$
M_h tm/m	-60	505
γ	0,00564	0,0475
E	0,9660	0,9081
$z = E R$ (cm)	188,5	177
$A = \frac{M}{z \bar{\sigma}_a}$ (cm ²)	7,59	67,8
NOMBRE DE BARRES	4 HA 16	22 HA 20
A EFFECTIF (cm ²)	8,04	69,10

LES 22 HA 20 SERONT PLACÉS EN 2 LITS DE BARRES

CALCUL DES ARMATURES CIRCULAIRES:

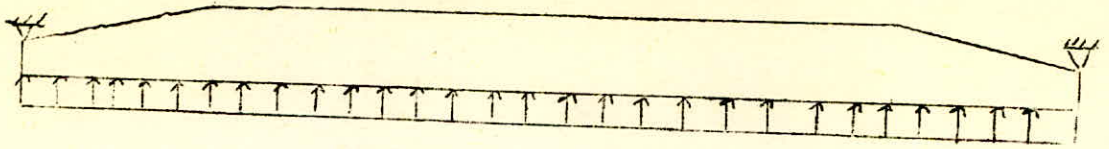
ONA: $R = 193,4 \text{ cm}$

COMME PRECEDEMENT ON AVRA LE TABLEAU SUIVANT:

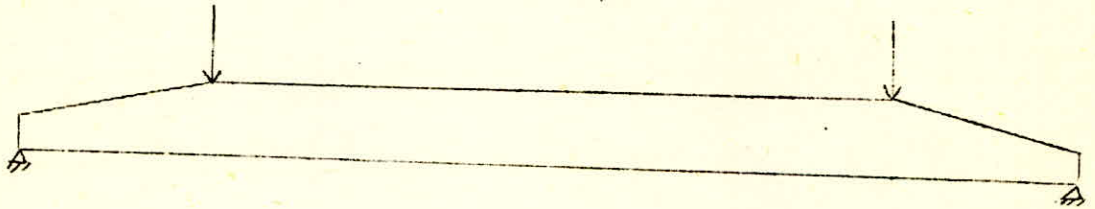
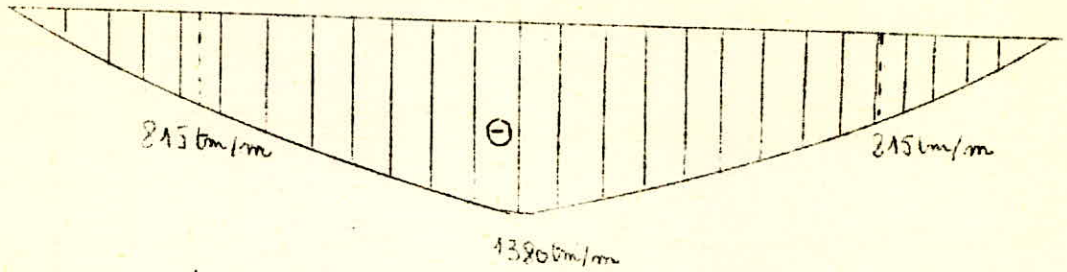
	$R_0 = 0$	$R_1 = 0,644$
M_{θ} tm/m	-60	210
ψ	0,00572	0,0201
ϵ	0,9655	0,9379
$Z = \epsilon R$ (cm)	187	181,3
$A = \frac{M}{\gamma \sigma_{ca}}$ (cm ²)	7,65	27,6
NOMBRE DE BARRES	4 HA 16	14 HA 16
A EFFECTIF (cm ²)	8,04	28,14

LES CERES SERONT PLACÉES EN 2 LITS DE BARRES.

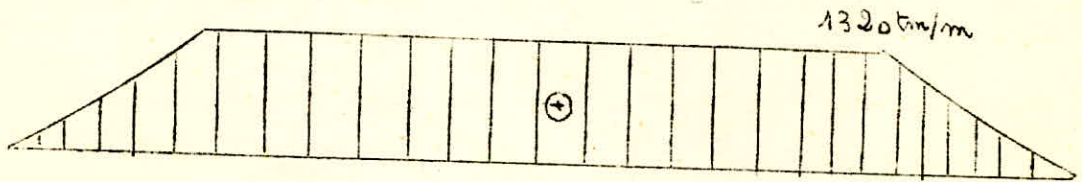
LES DIAGRAMMES DES MOMENTS M_H ET M_{θ} SONT REPRÉSENTÉS
DANS LES PAGES SUIVANTES.



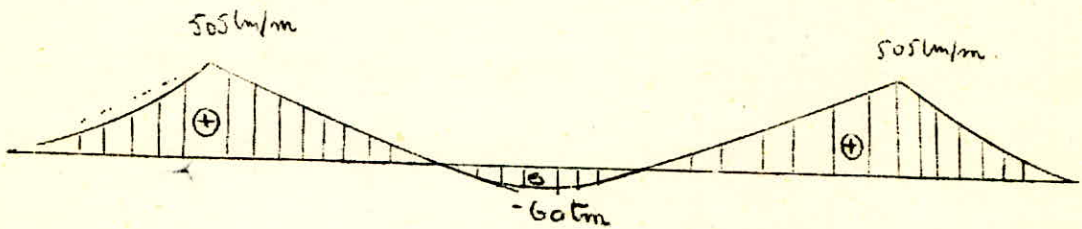
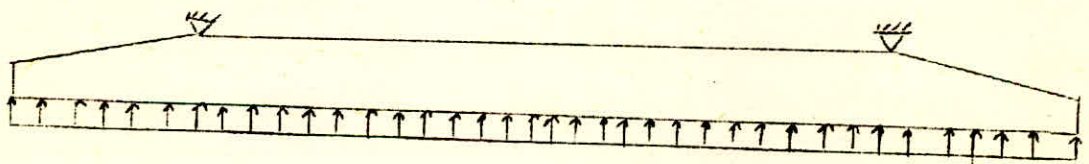
(2)



+

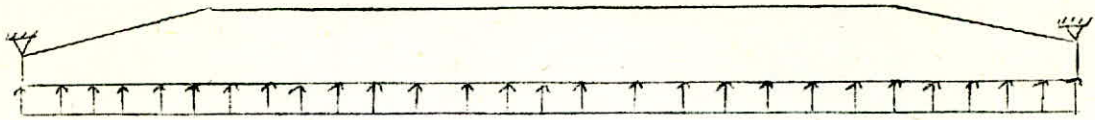


(1)



(0)

DIAGRAMME DES M_r



(2)

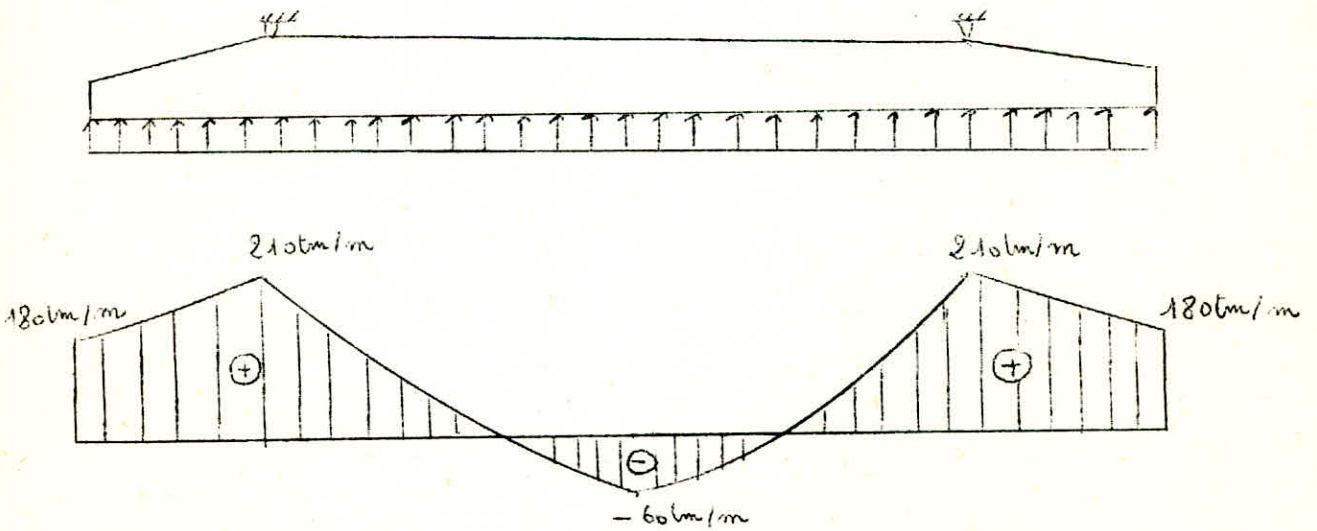
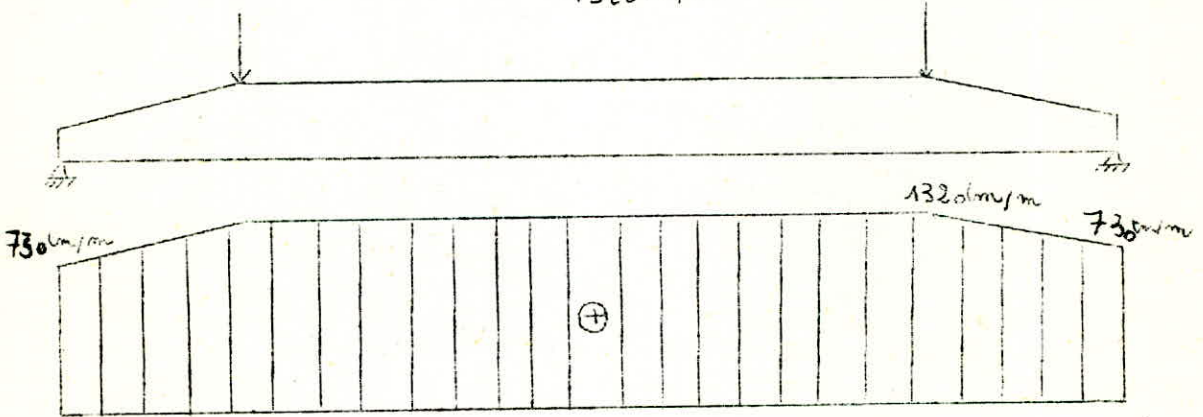
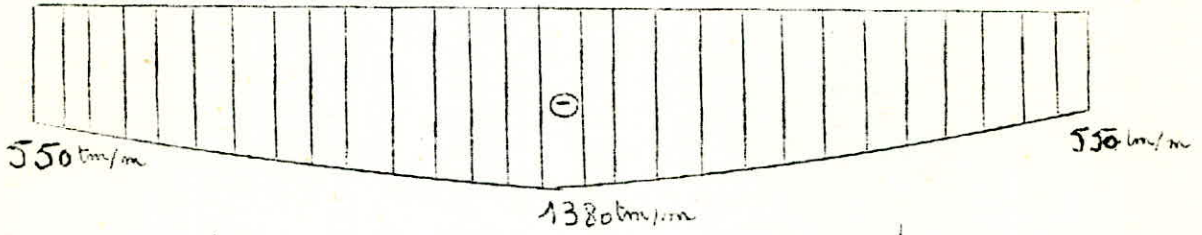


DIAGRAMME DES M_{θ}

VERIFICATION DE LA FONDATION A L'EFFORT TRANCHANT:

ON CONSIDERE LA PARTIE DE LA FONDATION EN CONSULE, CHARGEE PAR LA PRESSION DU SOL.

L'EFFORT TRANCHANT PAR METRE SERA:

$$T = \frac{S \cdot P}{L}$$

S = SURFACE DE L'ANNEAU CHARGE PAR P

P = PRESSION DU SOL = $142,1 \text{ kg/cm}^2$

L = LONGUEUR DE L'ANNEAU = πD

$$L = \pi \times 9 = 28,30 \text{ m}$$

$$S = \frac{\pi (D_e^2 - D_i^2)}{4} = \frac{\pi (14^2 - 9^2)}{4} = 90,4 \text{ m}^2$$

$$T = \frac{90,4 \times 142,1}{28,30} = 454 \text{ t/m}$$

LA SURFACE SOUMISE AU CISAILLEMENT EST:

$$A = 100 \times 200 = 2 \cdot 10^4 \text{ cm}^2$$

LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT EST

$$\tau_b = \frac{T}{A} = \frac{454 \cdot 10^3}{20 \cdot 10^3} = 22,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma_b}{\sigma_{bs}} \right) \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{106,5}{62,15} \right) \bar{\sigma}_b = 3 \bar{\sigma}_b \quad \text{LA MAJORATION DE LA}$$

CONTRAINTE PAR 1,5 \Rightarrow

$$\bar{\tau}_b = 1,5 \times 3 \bar{\sigma}_b \quad \text{soit} \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{d'où} \quad \bar{\tau}_b = 26,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

BIEN QUE LA CONDITION SOIT VERIFIEE, POUR DES DISPOSITIONS DE SECURITE ON METTRA DES BARRES RELEVÉES A 45° AU DROIT DE L'APPUY.

CONCLUSION

POUR UNE QUESTION DE MOYENS, INDÉPENDANT DE MA VOLONTÉ,
JE TIENS À M'EXCUSER POUR LA QUALITÉ DE L'ÉCRITURE.
ÉTANT DONNÉ LE NOMBRE IMPORTANT DE PAGES, JE ME SUIS ÉPARGNÉ
DANS CERTAINS CAS, DES CALCULS INTERMÉDIAIRES QUI N'OFFRENT
AUCUNE DIFFICULTÉ À LEUR COMPRÉHENSION.
CE PROJET DE FIN D'ÉTUDES M'A PERMIS DE METTRE EN APPLICATION
LES CONNAISSANCES ACQUISES AU COURS DE MA FORMATION.

BIBLIOGRAPHIE

- LE CALCUL ET VERIFICATION DES OUVRAGES EN BETON ARMÉ
(PIERRE CHARON, EDITION EYROLLS)

- THEORIE DES PLAQUES ET COQUES (TIMOSHENKO)

- CCBA 68

- NV 65

- PS 69

CALCUL PRATIQUE DES TOURS EN BETON ARMÉ (MARIUS DIVER,
DUNOD PARIS 1972)

ANNALES ITBTP (REVUE MENSUELLE JUIN 1969)

