

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

36/87
L. G.

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Génie Civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CONCEPTION ET CALCUL
SISMIQUE
D'UNE CHEMINEE INDUSTRIELLE

Proposé Par :

M.B. Tiliouine

Etudié par :

M.M. Aitali

M.M. Smail

Dirigé par :

M.B. Tiliouine

PROMOTION : 1987

REMERCIEMENTS

Nous remercions vivement Monsieur B. Tiliouine, Maître de conférence, pour nous avoir permis, sous sa direction clairvoyante, de mener à sa fin cette étude de cheminée. Sa collaboration constante et ses conseils pertinents, qu'il a bien voulu nous prodiguer, nous ont été précieux et inoubliables. Comme nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation et aussi pour leurs encouragements, Messieurs Dhif-lah et Y. KHELIFA, Ing. d'état. Par cet humble mémoire, nous voulons exprimer toute notre profonde et sincères gratitude à notre promoteur et à nos professeurs.

SOMMAIRE

- Introduction
- Conception
- Caractéristiques géométriques et mécaniques
- Méthode de calcul des moments
- Méthode de calcul des déformations
- Etude dynamique
- Etude au vent
- Etude du séisme
- Etude thermique
- Etude de l'ensoleillement
- Etude des consoles intérieures
- Etude des déformations d'ensemble et des moments secondaires
- Calcul de ferrailage
- Etude des fondations
- Stabilité au renversement

INTRODUCTION

L'évacuation des fumées très chaudes et nocives produites par des installations thermiques a rendu indispensable la construction des cheminées élevées.

Les cheminées en béton préfabriquées (parpaings en béton reliés par des potelets coulés sur place) sont compétitives (à coefficient de sécurité égal) jusqu'à 100 - 120 m, au delà de cette hauteur le béton offre de gros avantages pour la construction :

- moins lourd que la cheminée en briques ;
- moins coûteuse de fondation et de construction que la cheminée en briques ;
- très durable par rapport à la cheminée en tôle qui s'oxyde rapidement avec les fumées acides.

Les cheminées de plus de 100 m de hauteur étant, de point de vue des assurances, classées ouvrages de caractère exceptionnel et la garantie accordée est subordonnée, d'une part aux qualifications professionnelles de l'assuré, et d'autre part à l'observation des conditions techniques définies par les règles de construction des cheminées. De toutes les tours de section annulaire, les cheminées sont des ouvrages sollicités par pratiquement tous les efforts (effet du gradient thermique, d'ovalisation, d'ensoleillement, etc...).

Pratiquement toutes les fumées sont corrosives, leur degré de nocivité étant lié à la température et à la teneur en soufre des fumées. Pour cela, il faut prévoir une protection intérieure, constituée par un briquetage réfractaire avec un vide d'air ventilé et, éventuellement une couche isolante disposée entre le revêtement et le fût.

Les gaz très chauds produisent des gradients thermiques importants et par conséquent des contraintes relativement élevées. Si les contraintes admissibles sont dépassées, il faut éviter le geste réflexe de l'ingénieur, qui cherche à augmenter le pourcentage d'acier ou l'épaisseur du béton, car ces accroissements sont pratiquement inutiles ; on peut par contre augmenter l'épaisseur du chemisage, si on améliore sa qualité ou bien, interposer une couche isolante (laine de verre) entre le revêtement et le fût.

CONCEPTION

Jusqu'à 1950 environ, la plus part des cheminées évacuaient des fumées provenant de la combustion du charbon dont la température était de l'ordre de 250-300°C et l'action corrosive assez réduite. Depuis l'éventail des températures des fumées s'est largement étendu, arrivant dans l'industrie pétrochimique à 700°C et les risques de corrosion se trouvant augmentés, et, par la même occasion les hauteurs des cheminées, a engendré une évolution rapide des techniques d'exécution et des méthodes de calcul.

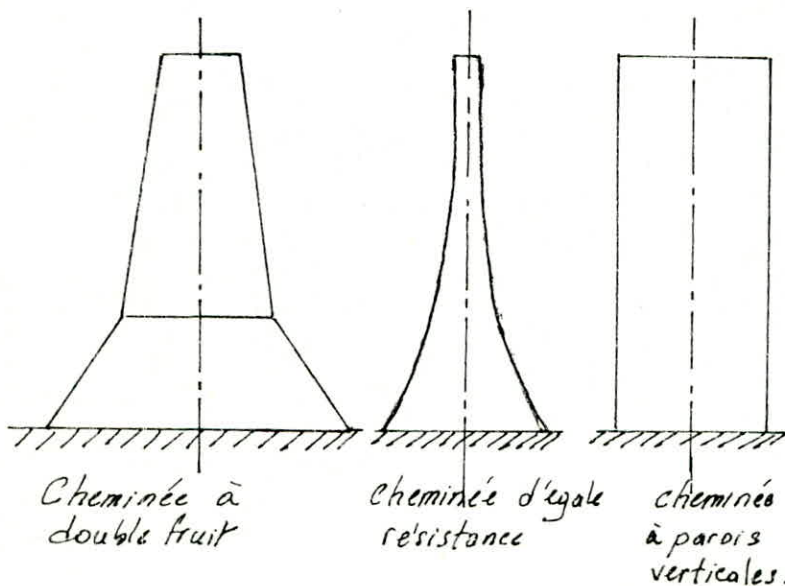
Considérations générales:

La cheminée à étudier est une cheminée indépendante c'est à dire qui n'a d'autres liaisons mécaniques avec l'extérieur qu'un encastrement à la base.

Plusieurs types de cheminées existent, et le système préfabriqué a eu longtemps la préférence. Mais aujourd'hui on préfère les cheminées coulées sur place grâce aux systèmes de coffrages « grimpants » et « glissants ». Le premier coffrage permet de construire des cheminées à fruit (double, triple, ...) qui est une solution plus rationnelle, le système à double fruit, proposé dans notre cas, procure à la base un grand empattement, est particulièrement économique; on peut prévoir aussi un fruit continuellement variable du sommet à la base (cheminées d'égales résistances) mais il est difficile pour la réalisation.

Nous dirons que la solution à fruit est relativement économique puisque les efforts croissent très vite du sommet vers la base mais on doit tenir compte des possibilités de réalisation.

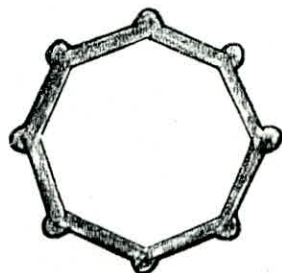
Le second coffrage ne permet que la réalisation des cheminées de largeur constante et à parois verticales mais avec une rapidité grande relativement au premier.



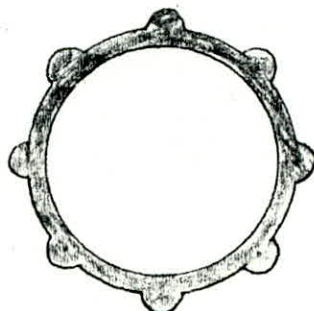
La section en plan de la cheminée peut avoir l'une des divers formes suivantes:



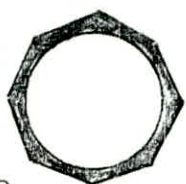
Circulaire lisse



Polygone avec nervures



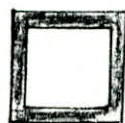
Circulaire avec nervures



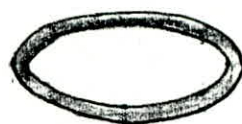
Polygone avec angles arrondis



Rectangulaire



Carrée



Ovoïde

Les sections rectangulaires, carrées et ovoïdes sont rarement utilisées pour leurs coûts onéreux et les pertes de charges qui y sont importantes.

Pour notre cheminée, nous avons choisit la section circulaire.

L'épaisseur de la paroi de la cheminée est variable du sommet à la base, le règlement américain impose 15 cm comme épaisseur minimale.

Pour les autres épaisseurs, Gerrin propose la loi :

$$e_H = 12 + 0,13(H-50) \quad \text{où } H \text{ est la hauteur totale de la cheminée (en mètre).}$$

pour $H \geq 50 \text{ m}$

Les épaisseurs sont, bien entendu, valables qu'en valeurs d'avant projet et doivent être affinées par le calcul.

Tout le fût de la cheminée est doublé d'un briquetage réfractaire (densité égale à $1,8 \text{ t/m}^3$) de 11 cm avec un vide d'air de 5 cm, entre les briques et béton, ventilé naturellement. Cette pratique est justifiée par la nécessité de protéger le béton contre l'effet nocif des fumées et de diminuer le gradient thermique (la température de la face intérieure du béton ne doit pas dépasser 250°C)

Le chemisage est soutenu horizontalement par une longue saillie braise du béton armé et verticalement par des nervures solidaire du fût.



Matériaux :

Les matériaux doivent satisfaire aux normes en vigueur aussi qu'aux prescriptions suivantes :

- Les granulats doivent être d'une nature et d'une préparation telles qu'elles permettent de favoriser la constance de la qualité et de durabilité du béton.
- On utilise des ciments riches en laitier ayant un durcissement relativement lent (classe 325)
- l'emploi des adjuvants à base de chlorure est exclu.

Effets mécaniques, physiques et chimiques à considérer :

- la pesanteur, le vent et le séisme
- La température des fumées (les contraintes admissibles du béton et de l'acier sont fonction de la température de la paroi intérieure du fût).
- Effets dus à la protection intérieure du fût en béton
- effet de la corrosion.
- condensation au sommet
- de la foudre (la cheminée doit comporter un dispositif de protection ayant un dispositif de contrôle).

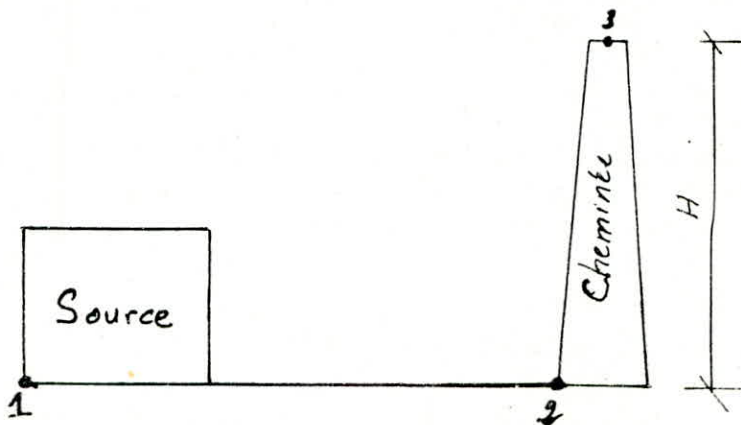
Le tirage des fumées dans la cheminée sera un tirage naturel, les fumées arrivent à la partie basse du fût par des carneaux.

Justement ces carneaux affaiblissent le fût là où il travaille le plus, ces ouvertures doivent donc être raidies par des cadres robustes et très ferrailés.

Dans ce qui suit, nous développons par des considérations de la mécanique des fluides, les équations qui déterminent la hauteur.

Evacuation des fumées - Tirage naturel:

Nous allons étudier l'écoulement des fumées, de la source jusqu'au sommet de la cheminée en passant par la base, circuit schématisé par 1-2-3 fig ci-dessous.



L'écoulement du fluide compressible en régime permanent, entre les deux points 1 et 2, est régi par l'équation :

$$g(z_2 - z_1) + \int_1^2 \sigma dp + \frac{v_2^2 - v_1^2}{2} + R_{12} = 0 \quad (1)$$

où z (m) : représente la cote de la section considérée.
 v (m/s) : vitesse moyenne du fluide dans la section 1 et 2
 σ (m³/kg) : est le volume massique du fluide
 p (N/m²) : est la pression

R_{12} (J/kg) : c'est la perte de charge entre 1 et 2

Nous avons : $z_1 = z_2$, $v_1 = 0$ (l'air est pris dans l'atmosphère)

$$p_1 = p_{atm} = p_a$$

il vient que : $-\int_1^2 \sigma dp = \sigma_m (p_a - p_2) = \frac{p_a - p_2}{\rho_m}$

avec $\rho_m = 1/\sigma_m$: la masse volumique moyenne des fumées.

En remplaçant dans (1) :

$$\Delta p = p_a - p_2 = \rho_m \frac{v_2^2}{2} + \rho_m R_{12}$$

Cette différence de pression (dépression) assure l'écoulement des fumées.

Le rôle de la cheminée est précisément d'assurer en 2 cette dépression;
 c'est donc une donnée nécessaire au calcul de la cheminée et qui dépend des différents obstacles rencontrés par les fumées.

1/ Passage à travers le générateur	$\Delta p = 4 \div 9 \text{ daN/m}^2$	} exemples d'obstacles
2/ Passage à travers le surchauffeur	$\Delta p = 2 \text{ daN/m}^2$	
3/ Passage à travers l'économiseur	$\Delta p = 2 \div 12 \text{ daN/m}^2$	
4/ Passage à travers le rechauffeur	$\Delta p = 4 \div 12 \text{ daN/m}^2$	

En appliquant l'équation (1) au tronçon 2-3, nous aurons :

$$g(z_3 - z_2) + \int_2^3 \sigma dp + \frac{v_3^2 - v_2^2}{2} + R_{23} = 0.$$

↳ pertes de charge entre 2 et 3

$z_3 - z_2$ représente la hauteur H de la cheminée.

$$-\int_2^3 \sigma dp = \sigma_m (p_2 - p_3) = \frac{p_2 - p_3}{\rho_m}$$

Nous prenons $v_2 = 0$ ce qui revient à admettre que l'énergie cinétique des fumées en 2 est absorbée par le passage du carneau à la base de la cheminée.

Nous aurons donc :

$$P_2 - P_3 = \rho_m H + \rho_m \frac{V_3^2}{2} + \rho_m R_{23}$$

Si nous considérons l'air extérieur, entre les points 2 et 3, nous aurons la relation suivante :

$$P'_2 - P'_3 = \rho_a g H$$

ρ_a (kg/m^3) : représente la masse volumique de l'air extérieur

ou $P_3 = P'_3$ (fumées et air sont à la même pression à la sortie de la cheminée)

de plus $P'_2 = P_a$.

$$\text{donc } P_a - P_3 = \rho_a g H$$

alors nous aurons : $\Delta P = P_a - P_2 = g H (\rho_a - \rho_m) - \rho_m \frac{V_3^2}{2} - \rho_m R_{23}$

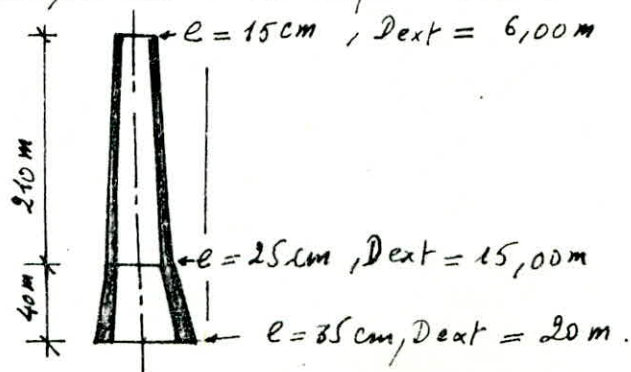
$$\text{d'où } H = \frac{\Delta P + \rho_m \left(\frac{V_3^2}{2} + R_{23} \right)}{g (\rho_a - \rho_m)}$$

qui est la hauteur de la cheminée.

NB: Pour éviter le refoulement des fumées dans la cheminée en cas de vent plongeant, une vitesse $V_3 = 4,5 \text{ m/s}$ est suffisante.

Conclusion : Les considérations thermiques, éventuellement le critère pollution pour la hauteur, nous fixent la hauteur de la cheminée et le diamètre minimal au sommet. Les différents diamètres et épaisseurs du fût de départ qui conditionnent la résistance et la stabilité de la cheminée seront déterminés en tenant compte de l'expérience existante sur les cheminées (statistiques), qui doivent se justifier par le calcul.

En ce qui nous concerne, les côtes de départ sont :



- e : épaisseur
- D_{ext} : diamètre extérieur.

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MECANIQUES

Caractéristiques géométrique

La cheminée est divisée en 25 tronçons de 10 m de longueur chacun.

A partir des côtes de départ (diamètres extérieurs et épaisseurs), nous pouvons calculer les différentes caractéristiques géométriques nécessaires pour les calculs, qui sont les diamètres intérieurs, les diamètres extérieurs, les épaisseurs, les aires annulaires et les inerties annulaires, et ce pour les différentes sections.

Nous avons établi un programme, les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Caractéristiques mécaniques.

Le même programme qui donne les caractéristiques géométriques, après les avoir calculés, donne aussi les poids des tronçons béton, les poids des tronçons chemisage, les poids cumulés béton, les poids cumulés chemisage et les poids cumulés béton + chemisage, on nous trouve le poids total de la cheminée de 6950 tonnes.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous.

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

I	DE (m)	DI (m)	E (m)	S (m ²)	T (m ⁴)	SM (m ²)	TM (m ⁴)
26	6.000	5.700	0.150	2.757	11.501	2.9	13.40
25	6.428	6.119	0.155	3.049	15.010	3.2	16.90
24	6.857	6.538	0.159	3.354	18.815	3.5	21.00
23	7.285	6.957	0.164	3.671	23.223	3.8	25.90
22	7.714	7.376	0.169	4.001	28.453	4.2	31.50
21	8.142	7.795	0.174	4.343	34.490	4.5	37.90
20	8.570	8.214	0.178	4.698	41.380	4.9	45.30
19	8.999	8.633	0.183	5.065	49.233	5.3	53.70
18	9.427	9.052	0.188	5.445	58.134	5.6	63.20
17	9.856	9.471	0.192	5.838	68.169	6.0	73.80
16	10.284	9.890	0.197	6.243	79.429	6.5	85.70
15	10.712	10.309	0.202	6.660	92.007	6.9	99.00
14	11.141	10.728	0.206	7.090	106.001	7.3	113.50
13	11.569	11.147	0.211	7.533	121.511	7.8	130.10
12	11.998	11.566	0.216	7.987	138.641	8.2	148.10
11	12.426	11.985	0.221	8.455	157.499	8.7	167.80
10	12.854	12.404	0.225	8.935	178.194	9.2	189.50
9	13.283	12.823	0.230	9.427	200.843	9.7	213.20
8	13.711	13.242	0.235	9.932	225.559	10.2	239.00
7	14.140	13.661	0.239	10.450	252.466	10.7	267.10
6	14.568	14.080	0.244	10.980	281.688	11.3	297.50
5	14.996	14.499	0.249	11.523	313.351	12.7	376.90
4	16.250	15.700	0.275	13.301	440.397	15.0	520.00
3	17.500	16.900	0.300	16.211	599.651	17.5	699.10
2	18.750	18.100	0.325	18.812	798.547	20.2	920.90
1	20.000	19.300	0.350	21.606	1043.168	0.0	0.00

DE : diamètre extérieur (en m)
 DI : diamètre intérieur (en m)
 E : épaisseur (en m)
 S : aire annulaire (en m²)

T : inertie annulaire (en m⁴)
 SM : aire moyenne (en m²)
 TM : inertie moyenne (en m⁴)

CARACTERISTIQUES A CANTILES
POIDS (EN TONNES)

POIDS TRONCONS		POIDS CUMULES		POIDS TOTAL	
N	BETON	CHEMISAGE	BETON	CHEMISAGE	CUMULE
25	72.578	35.467	0.0000	0.0000	0.0000
24	80.042	38.075	132.4110	73.5417	236.1597
23	87.622	40.692	240.4402	114.2236	354.6638
22	95.915	43.279	338.7552	157.5124	493.2691
21	104.301	45.897	440.6719	207.4045	644.0854
20	113.039	48.504	553.7151	261.9135	905.6258
19	122.071	51.111	675.7859	327.7250	1233.4109
18	131.415	53.719	807.2015	402.7438	1636.1547
17	141.073	56.326	948.2740	483.0701	2119.2248
16	151.047	58.934	1099.3170	572.0034	2691.2282
15	161.323	61.541	1260.6433	672.5448	3363.7730
14	171.922	64.148	1432.5657	787.6932	4151.4662
13	182.831	66.756	1615.3471	914.4490	5065.9152
12	194.054	69.363	1809.4507	1057.8122	6123.7274
11	205.589	71.971	2015.0393	1221.7827	7345.5101
10	217.438	74.578	2232.4756	1400.2607	8745.7708
9	229.592	77.185	2461.7722	1597.5461	10343.3169
8	242.071	79.793	2704.1445	1817.7390	12161.0559
7	254.888	82.400	2959.0007	2065.7390	14226.7949
6	267.957	85.007	3226.9595	2334.7460	16561.5409
5	281.370	87.615	3508.3397	2628.7410	19190.2819
4	295.125	92.258	3804.5980	2951.9160	22142.1979
3	374.901	100.136	4199.4144	3405.1400	25547.3379
2	437.561	107.395	4637.0434	3992.7350	29540.0729
1	505.034	115.040	5149.081	4729.7950	34269.8679

METHODES DE CALCUL DES MOMENTS

Introduction:

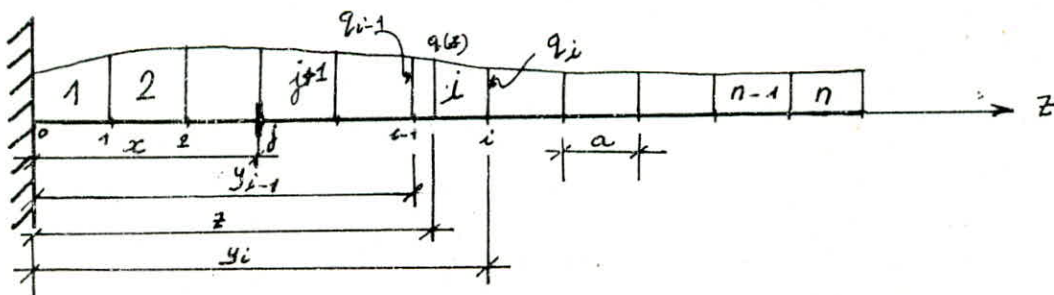
Nous aurons besoin dans l'étude dynamique, la détermination des sollicitations et des déformations dues au vent et au séisme, la connaissance des moments et des déformations en des sections équidistantes de la cheminée, et ce pour des charges distribuées de manière quelconque et des charges concentrées aux niveaux des dites sections.

Le procédé pour le calcul des moments sera également utilisé pour le calcul des déformations grâce à la méthode des poutres fictives.

Notre cheminée est à inertie variable sur toute la hauteur, le calcul des déformations par les méthodes classiques de résistance des matériaux est laborieux. En conclusion à ce qui a été dit, ces méthodes, dont l'intérêt a été arrêté par M^r TILIOUINE, ont l'avantage d'être simples et faciles à programmer car il s'agira d'effectuer un produit de matrices pour obtenir les résultats désirés.

Calcul du moment flechissant dans une section quelconque d'une console soumise à une charge distribuée selon une loi quelconque

Soit une console de longueur l soumise à une charge distribuée suivant une loi quelconque continument dérivable: $q(z)$



On divise la charge en un nombre de tronçons égaux, de façon est ce que nous puissions considérer une variation linéaire de la charge dans tous les tronçons, soit $a = \frac{l}{n}$ la longueur des tronçons, n étant le nombre de tronçons.

Cherchons le moment à la section l'abscisse x provoqué par la charge i , délimitée à gauche par la charge q_{i-1} d'abscisse y_{i-1} et à droite par la charge q_i d'abscisse y_i :

$$M(x, i) = \int_{y_{i-1}}^{y_i} q(z)(z-x) dz \quad (1) \quad \text{où } P(z) \text{ est la charge à l'abscisse } z, \text{ comprise entre les sections } i-1 \text{ et } i$$

Variation linéaire de $q(z)$ sur $[y_{i-1}, y_i] \Rightarrow q(z) = q(y_{i-1}) + \frac{q(y_i) - q(y_{i-1})}{y_i - y_{i-1}} (z - y_{i-1})$ (2)

En remplaçant (2) dans (1), on obtient:

$$M(x, i) = \int_{y_{i-1}}^{y_i} \left[q(y_{i-1}) + \frac{q(y_i) - q(y_{i-1})}{y_i - y_{i-1}} (z - y_{i-1}) \right] (z - x) dz =$$

$$= q(y_{i-1}) \frac{z^2}{2} \Big|_{y_{i-1}}^{y_i} - q(y_{i-1}) x z \Big|_{y_{i-1}}^{y_i} + \frac{q(y_i) - q(y_{i-1})}{y_i - y_{i-1}} \left[\frac{z^3}{3} - \frac{z^2}{2} (x + y_{i-1}) + y_{i-1} x z \right] \Big|_{y_{i-1}}^{y_i} \quad (3)$$

En introduisant l'artifice suivant:

$$y_{i-1} = a(i-1), y_i = aj \quad \text{et} \quad x = aj$$

$$(3) \text{ devient : } M(j, i) = a^2 \left[q_{i-1} \frac{i^2 - (i-1)^2}{2} - q_{i-1} j [i - (i-1)] + \frac{q_i - q_{i-1}}{1} \left[\frac{j^3 - (i-1)^3}{3} - \frac{j^2}{2} [j + (i-1)] + (i-1) \cdot j \cdot i - \frac{(i-1)^3}{3} + \frac{(i-1)^2}{2} [j + (i-1)] - (i-1) \cdot j \cdot (i-1) \right] \right]$$

$$M(j, i) = a^2 \left[q_{i-1} \frac{2i-1}{2} - q_{i-1} j + (q_i - q_{i-1}) \left[\frac{i^3}{3} - \frac{i^3}{3} + i^2 - i + \frac{1}{3} - \frac{1}{2} (j + i - 1) [i^2 - (i-1)^2] + (i-1) j \right] \right]$$

$$= a^2 \left[\frac{2i-1}{2} q_{i-1} - j q_{i-1} + (q_i - q_{i-1}) \left[i^2 - i + \frac{1}{3} - \frac{1}{2} (j + i - 1) (2i-1) + (i-1) j \right] \right]$$

$$= a^2 \left[\frac{2i-1}{2} q_{i-1} - j q_{i-1} + (q_i - q_{i-1}) \left[i^2 - i + \frac{1}{3} - ij + \frac{j}{2} - i^2 + \frac{i}{2} + i - \frac{1}{2} + ij - j \right] \right]$$

$$= a^2 \left[\frac{2i-1}{2} q_{i-1} - j q_{i-1} + (q_i - q_{i-1}) \left[-\frac{1}{6} - \frac{j}{2} + \frac{i}{2} \right] \right]$$

$$= a^2 \left[q_{i-1} \left(i - \frac{1}{2} + \frac{1}{6} + \frac{j}{2} - \frac{i}{2} - j \right) + q_i \left(\frac{i}{2} - \frac{j}{2} - \frac{1}{6} \right) \right]$$

$$= a^2 \left[q_{i-1} \left(\frac{i}{2} - \frac{j}{2} - \frac{1}{3} \right) + q_i \left(\frac{i}{2} - \frac{j}{2} - \frac{1}{6} \right) \right]$$

$$\text{Enfin} \quad M(j, i) = \frac{a^2}{6} \left[q_{i-1} (3i - 3j - 2) + q_i (3i - 3j - 1) \right] \quad (4)$$

Moment à la section j provoqué par la charge i

Moment à la section j provoqué par la charge $i+1$: $M(j, i+1)$

il suffit de remplacer dans la formule (4) i par $i+1$ pour obtenir:

$$M(j, i+1) = \frac{a^2}{6} [q_i [3(i+1) - 3j - 2] + q_{i+1} [3(i+1) - 3j - 1]]$$

$$M(j, i+1) = \frac{a^2}{6} [q_i (3i - 3j + 1) + q_{i+1} (3i - 3j + 2)]$$

Moment à la section j provoqué par toute les charges à droite de j :

$$M(j) = a^2 \left[q_j \left(\frac{1}{6}\right) + q_{j+1} \left(\frac{2}{6}\right) + q_{j+1} \left(\frac{4}{6}\right) + q_{j+2} \left(\frac{5}{6}\right) + q_{j+2} \left(\frac{7}{6}\right) + q_{j+3} \left(\frac{8}{6}\right) + \dots + q_{i-1} \frac{(3i - 3j - 2)}{6} + q_i \frac{(3i - 3j - 1)}{6} + q_i \frac{(3i - 3j + 1)}{6} + q_{i+1} \frac{(3i - 3j + 2)}{6} + \dots + q_{n-2} \frac{(3n - 3j - 2)}{6} + q_{n-1} \frac{(3n - 3j - 1)}{6} + q_{n-1} \frac{(3n - 3j - 1)}{6} + q_n \frac{3n - 3j - 1}{6} \right]$$

$$M(j) = a^2 \left[q_j \left(\frac{1}{6}\right) + q_{j+1} (j+1-j) + q_{j+2} (j+2-j) + \dots + q_i (i-j) + \dots + q_{n-1} (n-1-j) + q_n \frac{3(n-j) - 1}{6} \right]$$

d'où $M(j) = a^2 \sum_{i=j}^n q_i \cdot \lambda_{ij}$ avec *

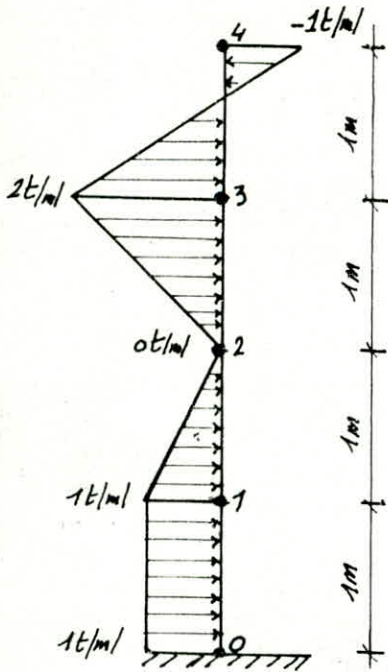
- * $\lambda_{ij} = i - j$; $i > j$; $i \neq n$ et $j \neq n$
- * $\lambda_{nj} = \frac{3(n-j) - 1}{6}$; $j \neq n$
- * $\lambda_{jj} = \frac{1}{6}$; $j \neq n$
- * $\lambda_{nn} = 0$. * $\lambda_{ij} = 0$; $j > i$

($j = 0, 1, \dots, n$)

Avec l'écriture matricielle nous aurons :

$$\begin{bmatrix} M_0 \\ M_1 \\ M_2 \\ \vdots \\ M_j \\ \vdots \\ M_n \end{bmatrix} = a^2 \begin{bmatrix} \lambda_{00} & \lambda_{10} & \lambda_{20} & \dots & \lambda_{j0} & \dots & \lambda_{n0} \\ \lambda_{11} & \lambda_{21} & \dots & \lambda_{j1} & \dots & \lambda_{n1} \\ \lambda_{22} & \dots & \lambda_{j2} & \dots & \lambda_{n2} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \lambda_{jj} & \dots & \lambda_{nj} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \lambda_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_0 \\ q_1 \\ q_2 \\ \vdots \\ q_j \\ \vdots \\ q_n \end{bmatrix}$$

Exemple : Soit à calculer les moments en différentes sections de la poutre console ci-dessous, le chargement est indiqué sur la figure.



Recherche des termes de la matrice $(k_{ij})_{i,j=0,4}$

$$k_{00} = \frac{1}{6} ; k_{10} = 1-0 = 1 ; k_{20} = 2-0 = 2 ; k_{30} = 3-0 = 3 ; k_{40} = \frac{3(4-0)-1}{6} = \frac{11}{6}$$

$$k_{01} = 0 ; k_{11} = \frac{1}{6} ; k_{21} = 2-1 = 1 ; k_{31} = 3-1 = 2 ; k_{41} = \frac{3(4-1)-1}{6} = \frac{8}{6}$$

$$k_{02} = 0 ; k_{12} = 0 ; k_{22} = \frac{1}{6} ; k_{32} = 3-2 = 1 ; k_{42} = \frac{3(4-2)-1}{6} = \frac{5}{6}$$

$$k_{03} = 0 ; k_{13} = 0 ; k_{23} = 0 ; k_{33} = \frac{1}{6} ; k_{43} = \frac{3(4-3)-1}{6} = \frac{2}{6}$$

$$k_{04} = 0 ; k_{14} = 0 ; k_{24} = 0 ; k_{34} = 0 ; k_{44} = 0$$

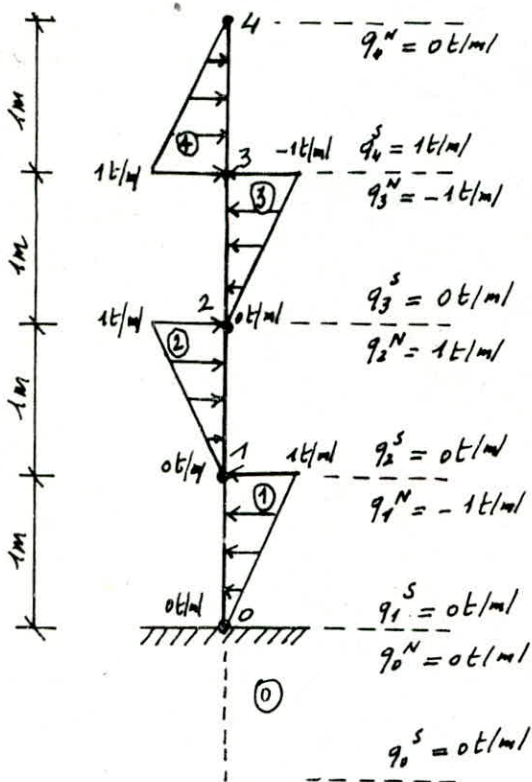
$$(1)^2 \begin{bmatrix} \frac{1}{6} & 1 & 2 & 3 & \frac{11}{6} \\ 0 & \frac{1}{6} & 1 & 2 & \frac{8}{6} \\ 0 & 0 & \frac{1}{6} & 1 & \frac{5}{6} \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{6} & \frac{2}{6} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \\ 2 \\ -1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5,33 \\ 2,83 \\ 1,17 \\ 0,00 \\ 0,00 \end{bmatrix}$$

les moments sont : $M_0 = 5,33 \text{ tm}$, $M_1 = 2,83 \text{ tm}$, $M_2 = 1,17 \text{ tm}$, $M_3 = 0,00 \text{ tm}$, $M_4 = 0,00 \text{ tm}$

Calcul du moment flechissant dans une section quelconque d'une poutre console soumise à une charge distribuée selon une loi présentant des discontinuités de charges:

La variation de la charge, pour chaque tronçon, est linéaire. Ce cas est le plus général, nous l'avons illustré à travers un exemple :

Soit la poutre console soumise à un chargement comme indiqué sur la figure ci-dessous.



Pour chaque tronçon i , on définit une charge p_i^N à l'extrémité supérieure du tronçon i et une charge p_i^S à l'extrémité inférieure du tronçon i .

Pour notre exemple, on en a défini pour les 4 tronçons (1,2,3,4) et pour le tronçon fictif (0), imposé par la formule qu'on verra ci-dessous.

D'après la formule (4) du paragraphe précédent :

$$M(i) = \frac{a^2}{6} \sum_{i=j}^{i=n} (q_i^S r_{ij}^S + q_i^N r_{ij}^N)$$

avec * $r_{ij}^S = 3(i-j) - 2 \quad i > j$

* $r_{ij}^N = 3(i-j) - 1 \quad i > j$

* $r_{ij}^{S,N} = 0 \quad ; \quad i = j = 0$

* $r_{ij} = 0 \quad ; \quad j > i$

Formons les matrices $(r_{ij}^S)_{i,j=0,1,2,3,4}$ et $(r_{ij}^N)_{i,j=0,1,2,3,4}$ pour le cas, notre exemple :

On a $n = 4$.

En utilisant les coefficients ci-dessus, on trouve :

$$(r_{ij}^S)_{i,j=0,1,2,3,4} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 4 & 7 & 10 \\ 0 & 0 & 1 & 4 & 7 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 4 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}, \quad (r_{ij}^N)_{i,j=0,1,2,3,4} = \begin{bmatrix} 0 & 2 & 5 & 8 & 11 \\ 0 & 0 & 2 & 5 & 8 \\ 0 & 0 & 0 & 2 & 5 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

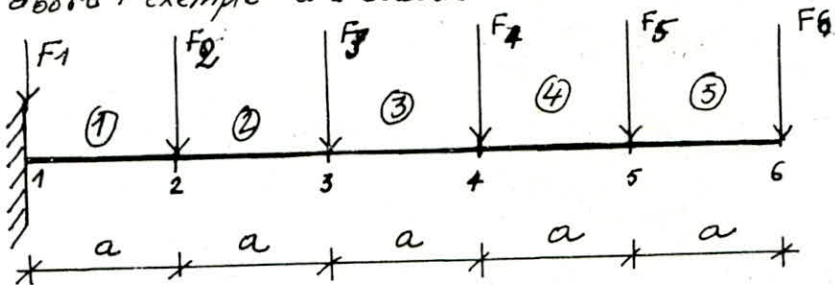
Les matrices étant formées, on peut maintenant calculer tous les moments : M_0, M_1, M_2, M_3, M_4 .

$$\begin{bmatrix} M_0 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{bmatrix} = \frac{1}{6} \begin{bmatrix} 6 & 4 & 2 & 0 & 0 \\ 0 & 4 & 2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 2 & 5 & 8 & 11 \\ 0 & 0 & 2 & 5 & 8 \\ 0 & 0 & 0 & 2 & 5 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \\ -1 \\ 1 \\ -1 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,83 \text{ tm} \\ 0,67 \text{ tm} \\ 0,33 \text{ tm} \\ 0,17 \text{ tm} \\ 0,00 \text{ tm} \end{bmatrix}$$

\parallel $(r_{ij})^S$ \parallel (q_i^S) \parallel $(r_{ij})^N$ \parallel (q_i^N)

Calcul du moment flechissant dans une section quelconque d'une poutre console soumise à des charges concentrées aux niveaux de sections équidistantes:

Etudions d'abord l'exemple ci-dessous.



$$\begin{aligned}
 M_5 &= F_6 \cdot a \\
 M_4 &= F_6 \cdot 2a + F_5 \cdot a \\
 M_3 &= F_6 \cdot 3a + F_5 \cdot 2a + F_4 \cdot a \\
 M_2 &= F_6 \cdot 4a + F_5 \cdot 3a + F_4 \cdot 2a + F_3 \cdot a \\
 M_1 &= F_6 \cdot 5a + F_5 \cdot 4a + F_4 \cdot 3a + F_3 \cdot 2a + F_2 \cdot a
 \end{aligned}$$

Sous forme matricielle, on aura :

$$\begin{bmatrix} M_5 \\ M_4 \\ M_3 \\ M_2 \\ M_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 2 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 3 & 2 & 1 & 0 & 0 \\ 4 & 3 & 2 & 1 & 0 \\ 5 & 4 & 3 & 2 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_6 \\ F_5 \\ F_4 \\ F_3 \\ F_2 \end{bmatrix} \cdot a$$

$$[M] = a [D] \cdot [F]$$

On remarque que les éléments de la matrice sont formés comme suit :

$$\begin{aligned}
 D(I, J) &= I - J + 1 & I \geq J \\
 D(I, J) &= 0 & I < J
 \end{aligned}$$

où I : indice des lignes de [D]
J : indice des colonnes de [D]

On en déduit la formule générale pour le cas de N tronçons ($N+1$ sections) :

$$\textcircled{\text{III}} \quad M(I) = -a \sum_{J=1}^N D(I, J) \cdot F(N+2-J), \quad I = 1, 2, \dots, N-1$$

avec $D(I, J) = I - J + 1$ si $I \geq J$
et $D(I, J) = 0$ si $I < J$

METHODE DE CALCUL DES DEFORMATIONS DES POUTRES CONSOLES - POUTRE FICTIVE -

Grâce à la méthode des poutres fictives, le calcul des déformations d'une poutre console revient à calculer les moments fléchissants de la poutre fictive associée à celle-ci, où les méthodes utilisées pour calculer ces derniers ont été exposées au chapitre précédent.
 Cette méthode simplifie très largement le calcul des déformations de notre cheminée où les inerties sont variables sur toute la hauteur.

Le calcul des déformations sera conduit, comme suit :

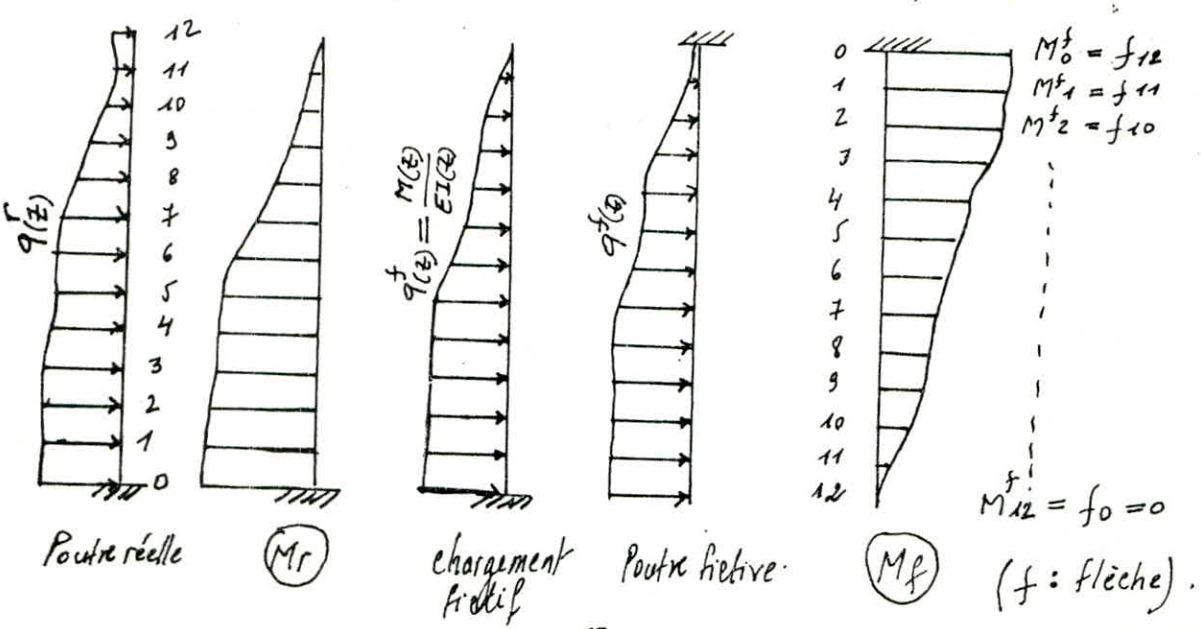
a/ Calcul des moments fléchissants de la poutre réelle, sous l'action du chargement réel, soit $M(z)$.

b/ Calcul de la charge fictive : $M(z)/EI(z) = q^f(z)$

Pour notre cas d'espèce, nous supposons que le nombre de tronçons est suffisant (25) pour admettre une variation linéaire de $q^f(z)$ pour tous les tronçons, comme pour le cas du chargement réel $q(z)$.

c/ Transformation de la poutre réelle en la poutre fictive associée, pour le cas des poutres consoles, l'encastrement devient extrémité libre et l'extrémité libre devient encastrement.

d/ Calculer les moments de la poutre fictive avec les méthodes déjà exposées, ils représenteront les déformations de la poutre réelle.



CALCUL DYNAMIQUE

Equations aux dérivées partielles du mouvement:

Introduction:

Les systèmes à coordonnées discrètes permettent un traitement commode et concret du comportement dynamique de toute structure. Cependant la solution obtenue avec ces coordonnées ne peut constituer qu'une approximation du comportement dynamique véritable, car les mouvements du système ne sont représentés que par un nombre limité de coordonnées de déplacement. La précision des résultats peut être bien entendu améliorée en augmentant le nombre de degrés de liberté. Mais il faudrait en principe un nombre infini de coordonnées pour obtenir des résultats exacts si la structure présente des caractéristiques réparties de manière continue (cas de notre cheminée); une telle méthode est manifestement impossible.

Le traitement mathématique formel permettant de prendre en compte le comportement d'un nombre infini de points utilise des équations différentielles où les coordonnées de position sont prises comme variables indépendantes. Comme le temps est également une variable indépendante dans les problèmes dynamiques une telle formulation du mouvement mène à une équation aux dérivées partielles. On peut classer les systèmes continus selon le nombre de variables indépendantes requises pour décrire la répartition de leurs caractéristiques physiques. Par exemple, les formules de propagation d'ondes utilisées en sismologie et en géophysique sont déduites des équations générales du mouvement des corps à trois dimensions. Dans l'étude du comportement dynamique des plaques et coques minces, on détermine des équations de mouvement particulières pour les systèmes bidimensionnels. En ce qui nous concerne, nous nous sommes intéressés aux structures unidimensionnelles (en pratique, comme notre cheminée), c'est à dire du type poutre et barre où il est possible de supposer que les caractéristiques physiques (masse, rigidité, etc.) sont exprimables à l'aide d'une seule dimension. Ainsi les équations aux dérivées partielles de ces systèmes n'impliquent-elles que deux variables indépendantes: le temps, et la position le long de l'axe.

Formulation par des équations aux dérivées partielles:

Dans ce qui suit pour l'élaboration des équations du mouvement, nous supposons que le matériau (B.A) est élastique, homogène et isotrope; de plus nous supposons négligeables les effets des forces axiales, des efforts tranchants et l'inertie rotatoire.

Flexion des poutres.

Soit la poutre rectiligne de longueur L à sections variable (fig ci-dessous). Les caractéristiques physiques principales de cette poutre sont supposées être la raideur de flexion $EI(x)$ et la masse linéique $m(x)$ qui peuvent varier toutes deux de

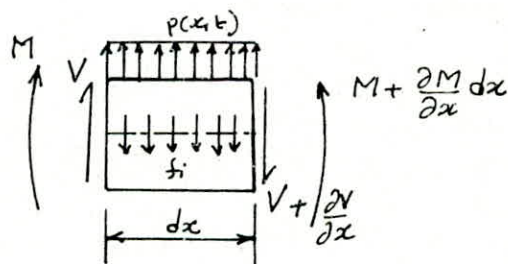
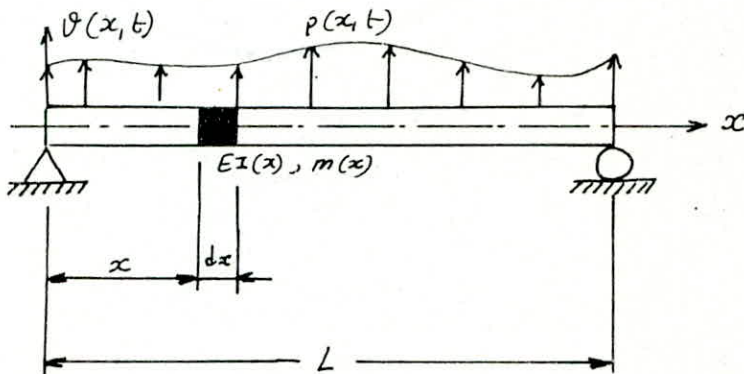
manière arbitraire avec la position et le temps, et la réponse en déplacement transversal $\vartheta(x, t)$ est une fonction de ces mêmes variables. Les conditions d'appui aux extrémités sont arbitraires; elles sont représentées ici comme des appuis simples. L'équation du mouvement de ce système simple est facilement déterminée si on considère l'équilibre des forces qui agissent sur le segment élémentaire représenté ci-dessous. La sommation de toutes les forces verticales mène à la première relation d'équilibre dynamique :

$$V + p dx - \left(V + \frac{\partial T}{\partial x} dx \right) - f_i dx = 0 \quad (1)$$

où $f_i dx$ représente l'effort d'inertie réparti transversal et est donné par :

$$f_i dx = m dx \frac{\partial^2 \vartheta}{\partial t^2} \quad (2) \quad \frac{\partial^2 \vartheta}{\partial t^2} : \text{accélération locale}$$

$$(1) \text{ et } (2) \text{ donnent } \frac{\partial V}{\partial x} = p - m \frac{\partial^2 \vartheta}{\partial t^2} \quad (3) ,$$



l'équation (3) représente la relation standard entre l'effort tranchant et le chargement transversal, où apparaît la force d'inertie de la poutre en accélération.

La seconde relation d'équilibre s'obtient en sommant les moments comme suit :

$$M + V dx - \left(M + \frac{\partial M}{\partial x} dx \right) = 0 \quad (4)$$

où la force latérale ne contribue au moment qu'au second ordre.

$$\text{Après simplification (4) devient } \frac{\partial M}{\partial x} = V \quad (5)$$

En dérivant l'équation (5) par rapport x et en reportant dans l'équation (3) on obtient (après quelques manipulations) :

$$\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + m \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = p \quad (6)$$

Enfin, l'utilisation de l'équation $M = EI \frac{\partial^2 v}{\partial x^2}$ (relation entre moment et courbure, élémentaire en théorie des poutres) mène à l'équation aux dérivées partielles de ce mouvement de flexion :

$$\textcircled{7} \quad \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(EI(x) \frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial t^2} \right) + m(x) \frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial t^2} = p(x,t)$$

Lorsqu'une structure se trouve soumise à une excitation sismique, elle effectue tout d'abord, tant que dure l'excitation, une série d'oscillations forcées ; il leur succède, dès que l'excitation a pris fin, des oscillations libres qui finissent par s'amortir plus ou moins rapidement.

L'équation du mouvement en vibration libre de la même poutre ci-dessus s'obtient en annulant le second membre de l'équation (7) (ci-dessus).

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(EI(x) \frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial t^2} \right) + m(x) \frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial t^2} = 0 \quad (8)$$

La solution de l'équation (8) peut être trouvée facilement si $\frac{m}{EI} = \text{cte}$. Nous verrons que la résolution dans le cas ($\frac{m}{EI} = \text{cte}$) nous servira quand nous utiliserons la méthode des approximations EI successives où nous prendrons comme première approximation des forces d'inertie, la déformée correspondant à la déformée du mode respectif d'oscillation pour la barre de section constante.

Dans ce cas, m écrit (8) sous la forme :

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial t^2} \right) + \frac{m}{EI} \frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial t^2} = 0 \quad (9)$$

On peut pour résoudre cette équation difficile, choisir de limiter le champ des investigations aux solutions possibles qui présentent la forme dite séparable suivante :

$$v(x,t) = \phi(x) \gamma(t) \quad (10)$$

C'est à dire, on suppose que la vibration libre présente un motif $\phi(x)$ toujours

identique à lui-même, et dont l'amplitude varie avec le temps selon $Y(t)$.

En reportant dans l'équation (9) on obtient:

$$\frac{\partial^4 \phi(x)}{\partial x^4} \cdot Y(t) + \frac{m}{EI} \cdot \phi(x) \cdot \frac{\partial^2 Y(t)}{\partial t^2} = 0 \quad (11)$$

En divisant par $\phi(x) \cdot Y(t)$, on parvient à la séparation souhaitée :

$$\frac{\frac{\partial^4 \phi(x)}{\partial x^4}}{\phi(x)} + \frac{m}{EI} \frac{\frac{\partial^2 Y(t)}{\partial t^2}}{Y(t)} = 0 \quad (12)$$

Comme le 1er terme de l'équation (12) n'est fonction que de x et le second terme de t , l'équation ne peut être satisfaite pour des x et des t arbitraire que si chacun des termes est une constante: soit

$$\frac{\partial^4 \phi(x)}{\partial x^4} / \phi(x) = \text{cste} = -\frac{m}{EI} \cdot \frac{\partial^2 Y(t)}{\partial t^2} / Y(t)$$

On obtient ainsi deux équations différentielles ordinaires. En posant la cste = a^4 on peut écrire

$$\frac{\partial^4 \phi(x)}{\partial x^4} - a^4 \phi(x) = 0 \quad (13a)$$

$$\frac{\partial^2 Y(t)}{\partial t^2} + \omega^2 Y(t) = 0 \quad (13b)$$

$$\text{avec } \omega^2 = \frac{a^4 EI}{m} \quad \text{or } \frac{\omega^2 m}{EI} = a^4$$

On reconnaît l'équation (13b) comme l'équation des vibrations libres d'un système à un degré de liberté sans amortissement dont la solution s'écrit

$$Y(t) = A \sin \omega t + B \cos \omega t \quad (14)$$

où les constantes A et B dépendent des conditions initiales de vitesse et de déplacement; ie, $B = Y(0)$ et $A = \frac{\partial Y(0)}{\partial t} / \omega$; en reportant dans (14) on obtient

$$Y(t) = \frac{\partial Y(0)}{\partial t} / \omega \cdot \sin \omega t + Y(0) \cdot \cos \omega t.$$

On peut résoudre l'équation (13a) en supposant que la solution est de la forme:

$$\phi(x) = C e^{\beta x} \quad (15)$$

L'équation (13a) devient dans ce cas: $(\beta^4 - a^4) C e^{\beta x} = 0$

d'où $\lambda = \pm a, \pm ia$

L'utilisation de ces 4 valeurs de λ dans l'équation (15) mène à

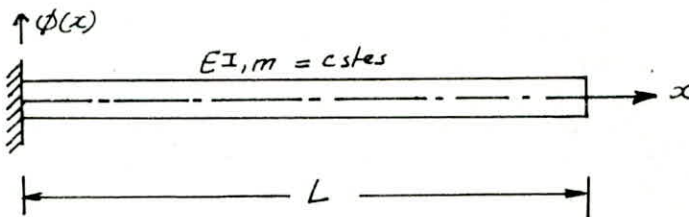
$$\phi(x) = C_1 e^{iax} + C_2 e^{-iax} + C_3 e^{ax} + C_4 e^{-ax}$$

Et en exprimant ces fonctions exponentielles sous leurs formes trigonométriques et hyperboliques :

$$\phi(x) = A_1 \sin ax + A_2 \cos ax + A_3 \sinh ax + A_4 \cosh ax \quad (16)$$

Les constantes A_1, A_2, A_3 et A_4 définissent la forme et l'amplitude des vibrations ; il faut les calculer en considérant les conditions aux limites aux extrémités. On définira deux conditions sur le déplacement, la pente, le moment ou l'effort tranchant en chaque extrémité. On peut alors les utiliser pour exprimer trois des quatre constantes en fonction de la quatrième, et on obtient une équation (dite équation aux fréquences) permettant de calculer le paramètre de fréquence a . La quatrième constante ne peut pas être explicitée dans le calcul de vibration libre ; elle définit l'amplitude du mouvement, qui dépend des conditions initiales.

Détermination des constantes A_n pour le cas d'une poutre ^{en console} à inertie constante



En $x = 0$ $\phi(0) = 0$ (1)
 $\phi'(0) = 0$ (2)

En $x = L$ $M = EI\phi''(L) = 0$ (3)
 $V = EI\phi'''(L) = 0$ (4)

Par substitution de l'équation (16) ou de ces dérivées on obtient

$$\begin{aligned} \phi(0) = 0 &\iff A_2 = -A_4 \quad (1a) \\ \phi'(0) = 0 &\iff A_1 = -A_3 \quad (2a) \\ \phi''(L) = 0 &\iff a^2(-A_1 \sin aL - A_2 \cos aL + A_3 \sinh aL + A_4 \cosh aL) = 0 \\ \phi'''(L) = 0 &\iff a^3(-A_1 \cos aL + A_2 \sin aL + A_3 \cosh aL + A_4 \sinh aL) = 0 \end{aligned}$$

Si on utilise les deux premières équations dans les deux dernières :

$$0 = A_1(\sin aL + \sinh aL) + A_2(\cos aL + \cosh aL)$$

$$0 = -A_1(\cos aL + \cosh aL) + A_2(\sin aL - \sinh aL)$$

que l'on peut écrire sous forme matricielle comme

$$\begin{pmatrix} \sin aL + \sinh aL & \cos aL + \cosh aL \\ \cos aL + \cosh aL & \sinh aL - \sin aL \end{pmatrix} \begin{pmatrix} A_1 \\ A_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (a)$$

Afin que les coefficients soient non nuls, le déterminant de la matrice carrée doit s'annuler; d'où l'équation aux fréquences:

$$\Delta = \begin{vmatrix} \sin aL + \sinh aL & \cos aL + \cosh aL \\ \cos aL + \cosh aL & \sinh aL - \sin aL \end{vmatrix} = \sinh^2(aL) - \sin^2(aL) -$$

$$- \cosh^2(aL) - \cos^2(aL) - 2 \cos(aL) \cdot \cosh(aL) = 0$$

$$\text{d'où} \quad 1 + \cos(aL) \cdot \cosh(aL) = 0 \quad (b)$$

La solution de cette équation transcendante donne alors les valeurs de aL qui représentent les fréquences de vibration de la poutre.

$$\begin{aligned} a_1 L &= 1,8751 = \eta_1 \\ a_3 L &= 7,8550 = \eta_3 \\ a_5 L &= 14,137 = \eta_5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_2 L &= 4,6941 = \eta_2 \\ a_4 L &= 10,996 = \eta_4 \\ a_6 L &= 17,279 = \eta_6 \end{aligned}$$

$$\text{et d'une manière générale} \quad a_n = (2n-1) \frac{\pi}{2} = \eta_n \quad \text{pour } n \geq 3$$

On peut utiliser l'une ou l'autre des équations de l'expression matricielle (a) pour exprimer le coefficient A_2 en fonction de A_1 ; en utilisant la première:

$$A_2 = - \frac{\sin aL + \sinh aL}{\cos aL + \cosh aL} \cdot A_1 \quad (c)$$

Avec les relations provenant des deux premières conditions aux limites, on peut alors exprimer l'équation (16) en fonction du premier coefficient seulement:

$$\Phi(x) = A_1 \left[\sin(ax) - \sinh(ax) + \frac{\sin(aL) + \sinh(aL)}{\cos(aL) + \cosh(aL)} (\cosh(ax) - \cos(ax)) \right]$$

Après l'obtention de la valeur modale de aL à partir de l'équation aux fréquences, on peut la reporter dans cette expression de la fonction de déformée pour en tirer la forme du mode correspondant.

Les formes propres d'une console à inertie constante pour les six premiers modes sont données en annexe.

Pour l'étude analytique des vibrations d'une barre à inertie variable (cas de notre cheminée), nous devons passer par la résolution de l'équation (8) qui est très complexe par conséquent nous devons passer par des méthodes approximatives de la dynamique.

Nous choisissons la méthode de Rayleigh qui est basée sur la conservation de l'énergie totale des systèmes non amortis, et est en plus très pratique pour les systèmes à plusieurs degrés de liberté.

Modélisation de la cheminée:

La difficulté du traitement mathématique des masses réparties nous amène à fractionner fictivement la cheminée en un nombre de tronçons suffisant, qui est dans notre cas de 25 tronçons (PSC9 recommande plus de 10). Nous nous ramenons ainsi dans la pratique à 1 système à un nombre fini de degrés de liberté.

Le modèle mathématique est représenté sur la fig ci-dessous.

L'application de la méthode de Rayleigh passe par une hypothèse sur la déformée que prendrait la poutre, dans un p mode de vibration donné i , satisfaisant aux conditions aux limites géométriques de la structure. Une telle coordonnée généralisée varie de manière harmonique en vibration libre.

Soit $\mathcal{V}_i^{(0)} = \Phi_i^{(0)} Z_0 \sin(\omega_i t + \varphi)$ cette déformée.

$$\Phi_i^{(0)} = \begin{pmatrix} \phi_{i1}^{(0)} \\ \phi_{i2}^{(0)} \\ \vdots \\ \phi_{in}^{(0)} \end{pmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{forme initiale} \\ \text{dans le mode } i \end{array} \quad \left(\begin{array}{l} \text{dans notre cas, forme de la poutre} \\ \text{console à inertie constante dans le mode } i \end{array} \right)$$

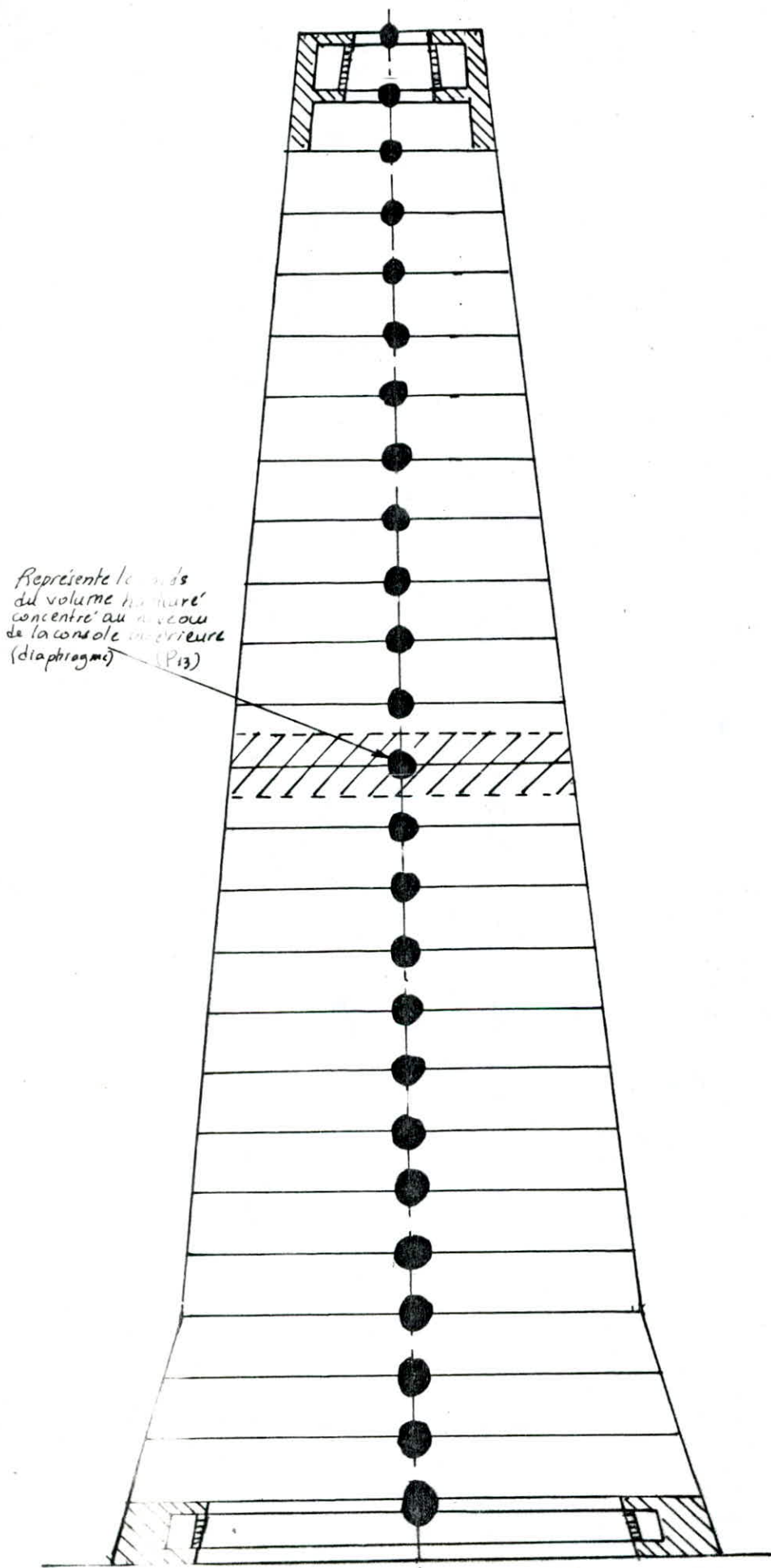
Energie cinétique max du système dans le mode i est égale à l'énergie potentielle max du système dans le mode i (conservation de l'énergie totale des systèmes sans déperdition).

$$T_{i \max} = V_{i \max}$$

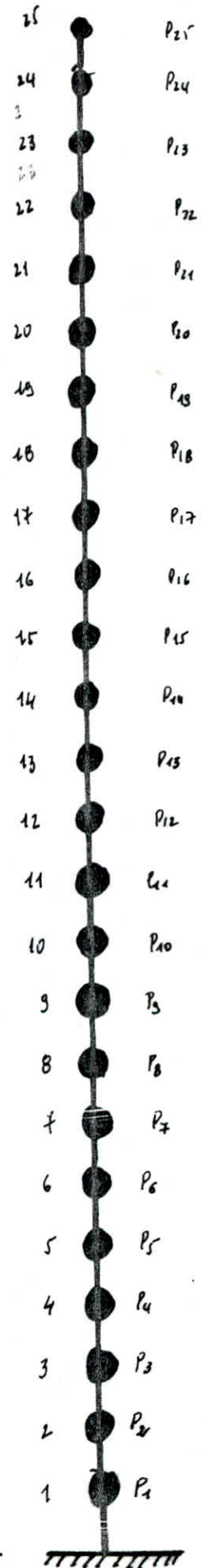
$$T_{i \max} = \frac{Z_0^2}{2} \omega_i^2 \sum_{j=1}^n M_j (\phi_{ij})^2 = V_{i \max} = \frac{Z_0^2}{2} \sum_{j=1}^n F_{ij} \phi_{ij}$$

où F_{ij} : force d'inertie dans le mode i appliquée à la $j^{\text{ème}}$ masse (inconnue).

$$F_{ij} = -M_j \frac{d^2 \mathcal{V}_{ij}}{dt^2} = M_j \omega_i^2 \mathcal{V}_{ij}$$



Représente le poids
 du volume hachuré
 concentré au niveau
 de la console inférieure
 (diaphragme) (P₁₃)



Modélisation de la cheminée

On voit que les forces d'inertie sont proportionnelles aux masses et aux déplacements.

Calcul du 1^{er} Mode:

En première approximation, on partira de :

$$F_{1j}^{(0)} = P_j \Psi_{1j}^{(0)} \quad \text{avec } P_j : \text{ poids au niveau } j$$

$$\Psi_{1j}^{(0)} = \frac{\phi_{1j}^{(0)}}{\phi_{1n}^{(0)}} \quad \Psi_1^{(0)} : \left(\text{dans notre cas, déformée de la poutre console à inertie constante dans le premier mode} \right)$$

Nous pouvons déterminer les déplacements statiques respectifs $\phi_{1j}^{(1)}$

$$\text{d'où } \Psi_{1j}^{(1)} = \frac{\phi_{1j}^{(1)}}{\phi_{1n}^{(1)}}, \quad F_{1j}^{(1)} = P_j \Psi_{1j}^{(1)}$$

$$\text{dans ce cas } \omega_1^{(1)} = \frac{\sum_{j=1}^n F_{1j}^{(1)} \phi_{1j}^{(1)}}{\sum_{j=1}^n M_j (\phi_{1j}^{(1)})^2} = \frac{\sum_{j=1}^n P_j \Psi_{1j}^{(1)} \phi_{1j}^{(1)}}{\sum_{j=1}^n M_j (\phi_{1j}^{(1)})^2} =$$

$$= \frac{\sum_{j=1}^n P_j \Psi_{1j}^{(1)} \cdot \phi_{1n}^{(1)} \Psi_{1j}^{(1)}}{\sum_{j=1}^n M_j (\phi_{1n}^{(1)} \cdot \Psi_{1j}^{(1)})^2} = \frac{\sum_{j=1}^n P_j (\Psi_{1j}^{(1)})^2 \cdot \phi_{1n}^{(1)}}{\sum_{j=1}^n M_j (\Psi_{1j}^{(1)})^2 \cdot (\phi_{1n}^{(1)})^2} = \frac{g \sum_{j=1}^n P_j (\Psi_{1j}^{(1)})^2 \phi_{1n}^{(1)}}{\sum_{j=1}^n P_j (\Psi_{1j}^{(1)})^2 (\phi_{1n}^{(1)})^2}$$

$$= \frac{g}{\phi_{1n}^{(1)}} \Rightarrow \omega_1^{(1)} = \sqrt{\frac{g}{\phi_{1n}^{(1)}}} \Rightarrow T_1^{(1)} = 0,2 \sqrt{\phi_{1n}^{(1)}}$$

$$T_1^{(1)} = 0,2 \sqrt{\phi_{1n}^{(1)}}$$

$\phi_{1n}^{(1)}$ en cm.

Période du 1^{er} Mode 1^{ere} approximation

On refait les mêmes calculs que pour cette première itération jusqu'à obtenir :

$$\Psi_{1j}^{(n-1)} = \Psi_{1j}^{(n)} \quad \text{avec une précision } \delta \text{ suffisante (} 10^{-6} \text{ dans notre cas).}$$

avec $j = 1, n$

Calcul des modes supérieurs:

Le procédé itératif de Rayleigh peut être utilisé pour calculer les modes supérieurs mais avec de légères modifications.

Quelle que soit la déformée hypothétique de départ choisie (pour les modes > 1), les itérations décrites ci-dessus pour le mode fondamental convergent toujours vers le mode fondamental.

Ceci tient au fait que, si l'on considère la déformée hypothétique de départ comme une combinaison linéaire des déformées des divers modes, les itérations successives tendent à éliminer les composants correspondant aux modes supérieurs et à accentuer l'importance des modes inférieurs. A la limite, seul subsiste le fondamental.

Si on cherche les caractéristiques du $j^{\text{ème}}$ mode par exemple, on procédera de la manière suivante :

- rechercher d'abord les caractéristiques des modes de rang inférieur à j ,
- d'expurger les déformées approchées successives des composants correspondant aux modes inférieurs jusqu'à $j-1$ inclusivement.

Recherche du 2^{ème} Mode :

Soit $\Phi_2^{(0)}$ la déformée supposée (dans notre cas, déformée de la poutre console à inertie constante dans le 2^{ème} mode)

$$\Phi_2^{(0)} = \begin{pmatrix} \phi_{21}^{(0)} \\ \phi_{22}^{(0)} \\ \vdots \\ \phi_{2n}^{(0)} \end{pmatrix} \quad \text{avec} \quad \psi_{2j}^{(0)} = \frac{\phi_{2j}^{(0)}}{\phi_{2n}^{(0)}}$$

Pour la 1^{ère} itération, on partira non de $\Phi_2^{(0)}$ mais de $\Phi_2^{(0)}$ épuré :

$$\Phi_2^{(1)} = \Phi_2^{(0)} - \lambda_1^{(0)} \Phi_1^{(S1)}$$

avec $\Phi_1^{(S1)}$ déformée 1^{er} Mode à la dernière itération. et

$$\lambda_1^{(0)} = \frac{\sum_{j=1}^n M_j \phi_{2j}^{(0)} \phi_{1j}^{(S1)}}{\sum_{j=1}^n M_j (\phi_{1j}^{(S1)})^2}$$

Et pour chaque itération, on partira d'une déformée épurée, comme indiqué ci-dessus

Par exemple, pour la 2^{ème} itération, on partira de :

$$\Phi_2^{(4)} = \Phi_2^{(0)} - \lambda_1^{(4)} \Phi_1^{(5)}$$

avec $\lambda_1^{(4)} = \frac{\sum_{j=1}^n M_j \phi_{2j}^{(0)} \cdot \phi_{1j}^{(5)}}{\sum_{j=1}^n M_j (\phi_{1j}^{(5)})^2}$

Maintenant ces transformations, on raisonne de la même manière que le 1^{er} mode pour trouver les caractéristiques dynamiques du 2^{ème} mode, dont :

$$T_2 = 0,2 \sqrt{\phi_{2n}^{(7)}}$$

$\phi_{2n}^{(7)}$: la n^{ème} composante de la déformée du 2^{ème} mode à la dernière itération.

Recherche du j^{ème} mode :

On prendra pour la k^{ème} itération la déformée :

$$\Phi_j^{(k)} = \Phi_j^{(k-1)} - \lambda_1^{(k)} \Phi_1^{(k)} - \lambda_2^{(k)} \Phi_2^{(k)} - \dots - \lambda_{j-1}^{(k)} \Phi_{j-1}^{(k)}$$

avec $\lambda_m^{(k)} = \frac{\sum_{r=1}^n M_r \phi_{jr}^{(k-1)} \cdot \phi_{m,r}^{(k)}}{\sum_{r=1}^n M_r (\phi_{m,r}^{(k)})^2}$ $m = 1, j-1$ et

$\Phi_1^{(k)}, \Phi_2^{(k)}, \dots, \Phi_{j-1}^{(k)}$ déformées du 1, 2, ..., et j-1 Mode à la dernière itération respectivement.

On procédera de la même manière que le 1^{er} mode pour déterminer les caractéristiques dynamiques du j^{ème} mode.

Nous avons programmé la méthode de Rayleigh pour la détermination des caractéristiques dynamiques des trois premiers modes de vibration.

Les résultats sont résumés dans ce qui suit :

FORMES PROPRES DES TROIS PREMIERS MODES

SEC- TION	PREMIER MODE	DEUXIEME MODE	TROISIEME MODE
26	1.0000000	-1.0000000	1.0000000
25	0.9276114	-0.7857012	0.6066473
24	0.8554786	-0.5751337	0.2349600
23	0.7840346	-0.3740190	-0.0859850
22	0.7137999	-0.1884017	-0.3313739
21	0.6453153	-0.0235789	-0.4867406
20	0.5790848	0.1166302	-0.5501964
19	0.5155317	0.2302574	-0.5315178
18	0.4550270	0.3167078	-0.4475695
17	0.3978783	0.3766554	-0.3191348
16	0.3443180	0.4119248	-0.1680452
15	0.2945582	0.4248865	-0.0143094
14	0.2487397	0.4185829	0.1254413
13	0.2069172	0.3965728	0.2391804
12	0.1691435	0.3623826	0.3194854
11	0.1354092	0.3195859	0.3637929
10	0.1056909	0.2715770	0.3734219
9	0.0799397	0.2215129	0.3529106
8	0.0580895	0.1722563	0.3090757
7	0.0400523	0.1263393	0.2501750
6	0.0257428	0.0859666	0.1850144
5	0.0150585	0.0529890	0.1223383
4	0.0077571	0.0285435	0.0696598
3	0.0031803	0.0121434	0.0309360
2	0.0007380	0.0029067	0.0076601
1	0.0000000	0.0000000	0.0000000

PERIODES PROPRES (en secondes)
 4.4326472 | 1.1308020 | 0.4722523

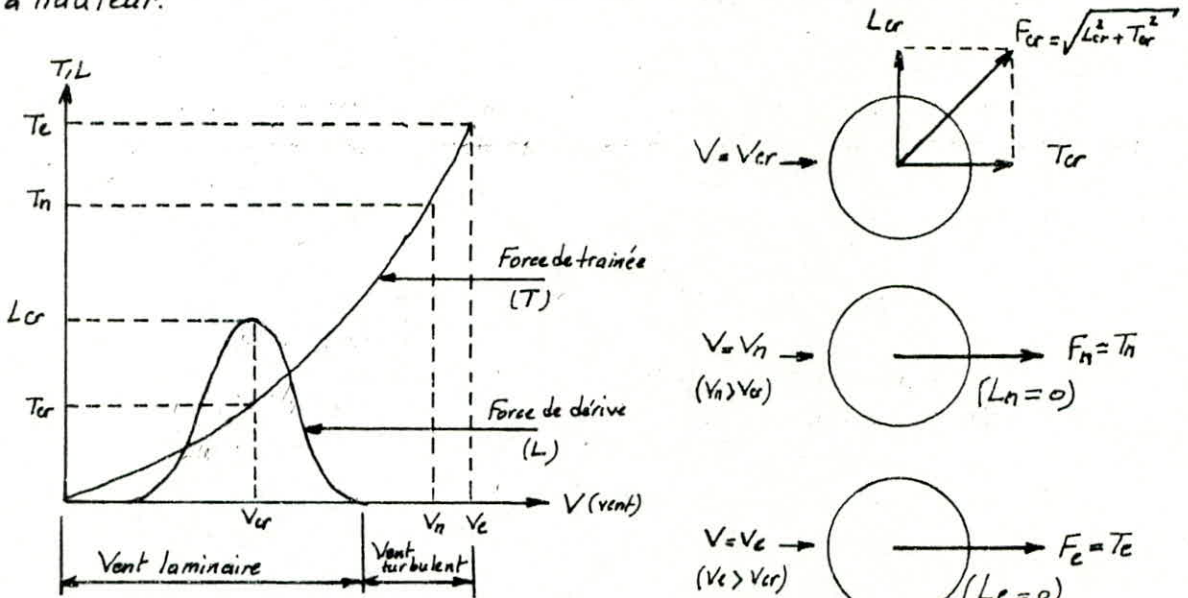
ETUDE AU VENT

ACTION D'ENSEMBLE

Comportement de l'ouvrage:

Direction parallèle à l'action du vent:

Dans la direction parallèle à l'action du vent, le comportement de l'ouvrage est celui d'une console verticale encastree dans le sol, soumise à une pression répartie sur sa hauteur.



- Schéma de l'action du vent -

A de faibles vitesses le régime du vent est généralement laminaire, les effets sur les constructions ayant un caractère statique. Pour des vitesses plus importantes, le vent est à caractère turbulent et agit par rafales successives. Ces rafales sont d'autant plus dangereuses qu'elles présentent un caractère périodique, et que leur période est voisine de la période propre de vibration de l'ouvrage (phénomène de résonance). Les effets du vent deviennent dynamiques. La vitesse réglementaire du vent pour laquelle on effectue le calcul à ce stade, est appelée vitesse normale du vent. Par définition, la vitesse normale du vent pour laquelle on effectue le calcul au vent est la vitesse de pointe instantanée (pointe de rafale) qui n'est atteinte ou dépassée que trois jours sur mille.

Le théorème de Bernoulli nous donne la pression exercée sur une surface plane, perpendiculaire à la direction du vent :

$$q = \rho v^2 / 20$$

(kg/m²)

v : vitesse du vent en m/s
 où ρ : la masse volumique du m³ d'air à 15°.

Sous pression atmosphérique normale $\rho = 1,25 \text{ Kg/m}^3$, d'où :

$$q = V^2 / 16 \quad \text{où } q \text{ en Kg/m}^2 \text{ et } V \text{ en m/s}$$

Pour tous les ouvrages et particulièrement pour les ouvrages de grande hauteur (cas de notre cheminée), on exige un calcul supplémentaire à la vitesse extrême du vent, considérée par définition comme étant la plus grande vitesse instantanée à laquelle la construction peut être soumise une fois dans sa vie (40 à 60 ans).

la vitesse extrême est, réglementairement, la vitesse correspondant à une pression du vent 1,75 fois plus grande que la pression engendrée par le vent à la vitesse normale (NV65).

$$q_e = 1,75 q_n \Rightarrow V_e = \sqrt{1,75} \cdot V_n$$

Le calcul à la vitesse extrême peut être déterminant dans le cas des ouvrages tels que les bâtiments-tours, cheminées, tours de télécommunication, soumis à la flexion composée, et en conséquence très sensibles aux variations des moments flechissants produits par la pression du vent (séisme). On peut constater, dans le cas de notre cheminée élancée, un accroissement des contraintes de traction dans l'acier, de l'ordre de 80 à 100% pour un accroissement d'environ 20% de la pression du vent. Aussi, l'action du vent à la vitesse extrême (séisme) peut changer le signe des contraintes et engendrer des tractions dans certaines sections normalement soumises à la compression.

Pour des constructions normalement étudiées aux vent normal, ce changement de signe des contraintes peut être l'origine de graves sinistres.

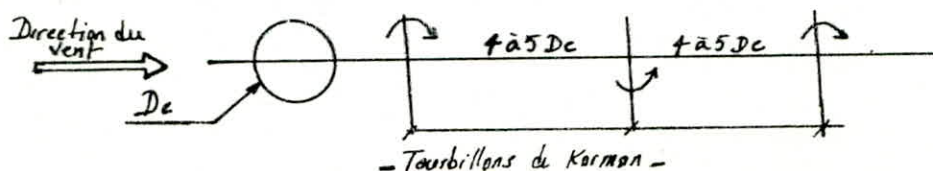
Direction perpendiculaire à l'action du vent:

De nombreuses observations ont mis en évidence le phénomène de vibration des constructions élancées dans la direction perpendiculaire à l'action du vent. Ces vibrations apparaissent pour une vitesse du vent relativement faible et uniquement en régime laminaire. La vitesse du vent correspondant aux vibrations maximales est appelée vitesse critique (V_{cr}).

La mécanique des fluides, et en particulier la Théorie de Karman étudie le phénomène de vibration latérale spécifique aux structures élancées ayant une forme approchée du cylindre et placées dans le courant d'un fluide (cheminée, ...).

Le phénomène peut se diviser en quatre parties qui s'enchaînent au fur et à mesure que la vitesse du vent augmente :

1. Ecoulement régulier du fluide : pas de vibrations latérales
2. Deux tourbillons symétriques se forment à l'arrière de la cheminée (tourbillons de Karman) : pas de vibrations latérales
3. Les deux tourbillons se détachent alternativement, en gardant entre eux un intervalle constant (environ 4 à 5 fois le diamètre de la cheminée) : vibrations latérales d'amplitude croissantes.
4. Turbulence irrégulière derrière la cheminée : les vibrations s'atténuent.



Les vibrations latérales doivent être compatibles avec le régime laminaire du vent. Il est admis de fixer conventionnellement la barre de 25 m/s entre la vitesse du vent correspondant au régime laminaire et celle correspondant au régime turbulent (Règles NV65).

De ce fait, la vitesse critique ne peut pas être supérieure à 25 m/s. Si par un calcul on trouve une vitesse critique supérieure à 25 m/s, les règles NV65 proposent de considérer les oscillations latérales comme négligeables, étant donné que les tourbillons de Karman ne peuvent avoir lieu en régime turbulent ($V > 25$ m/s).

Evaluation de la vitesse critique:

La théorie de Karman montre que la période des tourbillons est donnée par :

$$T_k = \frac{d}{S V}$$

où V : vitesse du fluide

d : largeur du maître-couple

S : un nbre dit nbre de Strouhal, fonction de la rugosité des surfaces, de la forme de la construction et de la viscosité du fluide.

T_{pr} étant et la période propre de vibration de la construction, il ya résonance lorsque

$T_{pr} = T_k$, et par suite :

$$V_{cr} = \frac{d}{S T_{pr}}$$

Valeur du nbre de Strouhal:

Le nombre de Strouhal varie avec le nombre de Reynolds Re .

Dans les Règles NV65 on retient pour le calcul des ouvrages de révolution, une valeur constante de $S = 0,20$ (Cas de notre cheminée).

Variation du nombre de Strouhal : $Re = \frac{VD}{\nu}$, ν : viscosité cinématique du fluide.

Pour un ouvrage donné le nbre de Strouhal n'est ni constant, ni unique, et varie en fonction de Re (donc en fonction de la vitesse du vent, D et ν étant constants).

Si $Re < 10^5$ le nbre de Strouhal varie assez peu, sa valeur étant voisine de 0,2.

Entre $Re = 10^5$ et 10^6 les valeurs du nbre de Strouhal sont très dispersées. Il semble que les tourbillons ne se présentent plus avec une fréquence unique et bien déterminée; l'excitation ne peut être étudiée que par une analyse statistique, la théorie classique des tourbillons de Karman étant impuissante à prédire l'amplitude des oscillations latérales et la valeur de la force de dérive.

Entre $Re = 10^6$ et 10^7 la dispersion des valeurs du nbre de Strouhal reste très grande mais une certaine plage semble se dessiner. Vers $Re = 10^7$ la plage se retrecit, la valeur du nbre de Strouhal étant voisine de 0,3. Pour $Re > 10^7$, on manque de résultats expérimentaux et l'on est obligé d'extrapoler.

L'incertitude qui règne sur le nbre de Strouhal peut rendre déoitoires les calculs numérique

En conclusion, avec les hypothèses simplificatrices $S = 0,20$ et résonance quant $T_R = T_{pr}$, nous évaluerons une vitesse critique pour chaque section de notre cheminée.

$$V_{cr}^{(i)} = \frac{D_e^{(i)}}{0,20 \cdot T_{pr}}$$

Exemple : section $i = 25$, $D_e^{(25)} = 6,00 \text{ m}$, $T_{pr} = 4,43 \text{ s}$ (calculée dans le chapitre réponse dynamique).

$$V_{cr}^{(25)} = \frac{6,00}{0,20 \cdot 4,43} = 6,77 \text{ m/s}$$

La pression du vent à la vitesse critique en $i = 25$ sera égale à :

$$q_{cr}^{(25)} = \frac{(6,77)^2}{16} = 2,86 \text{ Kg/m}^2$$

Etude dans la direction parallèle à celle du vent - Pression et force de traînée :

La force de traînée T par unité de longueur est la composante de la force du vent dans la direction parallèle à celle du vent. Les règles NV65 donnent :

$$T = C_t \beta S q D_e$$

Coefficient C_t :

Le coefficient C_t de traînée $C_t = C_{t0} \gamma_0$, dépendant de l'élanement de la cheminée et de la rugosité de sa surface, est lié aux effets aérodynamiques provoqués par la forme circulaire de la section transversale de la cheminée.

- γ_0 est déterminé avec le tableau de la figure R III 10 des règles NV65.

Selon la catégorie de la construction, pour notre cheminée catégorie I, on lira dans le tableau la valeur correspondant à l'élanement de notre cheminée λ , sa valeur est donnée par :

$$\lambda = \frac{H^2}{S_t} \quad \text{où } H : \text{ hauteur de la cheminée} \\ S_t : \text{ surface du maître-coupe.}$$

$$H = 250 \text{ m}, \quad S_t = \frac{20+15}{2} \times 40 + \frac{15+6}{2} \cdot 2 \times 10 = 2205$$

$$\text{ce qui donne } \lambda = \frac{250^2}{2205} = 21,51$$

$$\lambda = 21,51 \text{ et catégorie I} \Rightarrow \gamma_0 = 1,2575 \text{ (figure R III 10 des NV65)}$$

- C_{t0} est déterminé avec le tableau VIII des NV65

$$\text{catégorie I} \Rightarrow C_{t0} = 0,55$$

$$C_t = \gamma_0 C_{t0} = 1,2575 \cdot 0,55 = 0,6916 \text{ (constant sur toute la hauteur de la cheminée)}$$

Coefficient β

Le coefficient de majoration dynamique $\beta = \begin{cases} \theta(1 + \xi \zeta) \geq 1 & \text{vent normal} \\ (0,5 + \frac{\theta}{2})\theta(1 + \xi \zeta) \geq 1 & \text{vent extrême} \end{cases}$ dépendant de la période propre de vibration de la construction, est lié aux effets de résonance provoqués par les oscillations de la cheminée

θ : coefficient global dépendant du type de construction ($\theta = 1$ dans les 2 cas)
NV65 Art 1,511

ξ : coefficient de réponse, est donné en fonction de la période T_{pr} du mode fondamental d'oscillation et du degré d'amortissement de la cheminée (figure R-III des NV65).

$$T_{pr} = 4,43 \text{ s et ossature B.A} \rightarrow \xi = 2,3$$

ζ : coefficient de pulsation, est déterminé à chaque niveau considéré en fonction de sa cote h au-dessus du sol par l'échelle fonctionnelle de la figure R-III 4 des NV65.

ζ décroît légèrement en passant de la base au sommet de la cheminée.

En conclusion sur β , nous dirons que sa valeur s'accroît légèrement en passant du sommet vers la base de la cheminée.

$$\begin{aligned} \beta(h=250\text{m}) &= 1 \cdot (1 + 2,3 \cdot 0,16) = 1,368 \\ \beta(h=0\text{m}) &= 1 \cdot (1 + 2,3 \cdot 0,36) = 1,828 \end{aligned}$$

Coefficients:

Le coefficient de réduction tenant compte de l'effet des dimensions S est donné par les règles NV65 en fonction de la hauteur de la construction et du niveau pris en considération. (fig R-III-2 des NV65).

Pression du vent q :

Bernoulli nous donne $q = V^2/16$

Cette relation peut être utilisée pour évaluer la pression du vent à la vitesse critique q_c , ainsi que les pressions du vent aux vitesses normale et extrême q_n et q_e dans le cas où l'on possède des relevés météorologiques.

À défaut, les règles NV65 nous donnent les relations ci-dessus pour déterminer directement la pression du vent à la vitesse normale et extrême (comme notre cas).

$$q_n = q_H k_s \text{ et } q_e = 1,75 q_n$$

$$q_H = q_{10} \cdot 2,5 \frac{H+18}{H+60} \quad \left(q_H \text{ peut déterminer directement sur la figure C-III 4 NV65) } \right. \\ \left. \text{pour une région donnée} \right.$$

où H : niveau considéré

q_{10} : pression dynamique de base normale qui s'exerce à une hauteur de 10m au-dessus du sol, pour un site normal, sans effet de masque sur un élément dont la dimension (la plus grande) est égale à 0,50m.

k_s : coefficient de site dépendant de la région et du site (situation géographique locale)

Notre cheminée est placée en région II (Blida) avec un site exposée ($k_s = 1,3$).
($q_{10} = 11,4 \text{ Kg/m}^2$)

Remarque : pour une construction de grande hauteur, il est déconseillé de prendre un site « exposé » protégé, même si les conditions géographiques le permettent.

Pression maximale du vent :

La valeur $q_H \cdot k_s \cdot S$ ne dépassera pas $173,4 \text{ Kg/m}^2$ pour un vent normal et $303,5$ pour un vent extrême, afin de limiter la pression maximale de calcul à la pression maximale réelle relevée par les observations météorologiques (Art 1, 246 des règles NV65).

Pression minimal du vent :

$\min(q_H \cdot k_s \cdot S) = 30,6 \text{ Kg/m}^2$ pour un vent normal et $53,6 \text{ Kg/m}^2$ pour un vent extrême.

Réduction maximale des pressions dynamique de base (Art 1, 245 des Règles NV65) :

Pour les constructions définitives, la totalité des réductions autorisées par l'effet de masque (nul dans notre cas) et l'effet des dimensions ne doit, en aucun cas, dépasser 35%.

Pression de traînée et force de traînée aux vitesses critique, normale et extrême (Résumé)

- $q_e = 1,75 q_n$

Vitesse critique :

- pression critique $q_{cr} = V_{cr}^2 / 16$ (pour chaque section)

- pression de traînée $C_t \beta \delta q_{cr}$ (" ")

- force de traînée $T_{cr} = C_t \beta \delta q_{cr} D_e$ (" ")

Vitesse normale :

- pression $q_n = q_H \cdot k_s$ (pour chaque section)

- pression de traînée $C_t \beta \delta q_n$ (" ")

- force de traînée $C_t \beta \delta q_n D_e$ (" ")

La répartition des forces du vent sur la hauteur de la cheminée dépend des facteurs variables (avec la hauteur) q_n , q_e , β et δ .

Sollicitations parallèles à la direction du vent - Traînée :

Actions statiques (Résumées dans les tableaux ci-dessous) :

Etape A : coefficients de calcul & pressions normales et extrêmes (Tableau I)

Etape B : pression de traînée normales et extrêmes

Etape C : forces de traînée normales et extrêmes (Tableau II)

Actions dynamiques (Résumées dans le tableau ci-dessous) :

Etape A : coefficients de calcul & pressions normales et extrêmes

Etape B : Coefficient pression de traînée normales et extrêmes

Etape C : forces de traînée normales et extrêmes

(Tableau III)

Actions résonnantes (Résumés dans le tableau ci-dessous).

Etape A : coefficients de calcul & pressions critiques

Etape B : pressions de trainée critiques

Etape C : forces de trainée critiques.

(Tableau IV)

($q_{10} = 72.4 \text{ Kg/m}^2$) Tableau (I)

		ETAPE: A Coefficients de calcul & Pressions normales et extrêmes.									
Niveau	Cote H	Vent normal						Vent extrême			
		C_{t0}	γ_0	$C_t = \frac{C_t}{C_{t0} \gamma_0}$	S	k_s	q_{FH}	$q_n = q_{FH} k_s$	$q_{FH} k_s S = q_n^*$	$q_e = 1.75 q_n$	$1.75 q_{FH} k_s S$
	m						Kg/m^2	Kg/m^2	Kg/m^2	Kg/m^2	Kg/m^2
25	250	0,55	1,2575	0,6916	0,9	1,3	154,316	200,611	173,4 *	351,069	303,500 *
24	240	0,55	1,2575	0,6916	0,9	1,3	153,510	199,563	173,4 *	349,235	303,500 *
23	230	0,55	1,2575	0,6916	0,9	1,3	152,648	198,443	173,4 *	347,275	303,500 *
22	220	0,55	1,2575	0,6916	0,9	1,3	151,725	197,243	173,4 *	345,175	303,500 *
21	210	0,55	1,2575	0,6916	0,9	1,3	150,733	195,953	173,4 *	342,918	303,500 *
20	200	0,55	1,2575	0,6916	0,9	1,3	149,665	194,565	173,4 *	340,483	303,500 *
19	190	0,55	1,2575	0,6916	0,9	1,3	148,512	193,066	173,4 *	337,866	303,500 *
18	180	0,55	1,2575	0,6916	0,9	1,3	147,263	191,441	173,4 *	335,022	301,520
17	170	0,55	1,2575	0,6916	0,9	1,3	145,904	189,676	170,708	331,933	298,740
16	160	0,55	1,2575	0,6916	0,9	1,3	144,423	187,570	168,975	328,563	295,706
15	150	0,55	1,2575	0,6916	0,9	1,3	142,800	185,640	167,076	324,870	292,383
14	140	0,55	1,2575	0,6916	0,9	1,3	141,015	183,320	164,988	320,870	288,729
13	130	0,55	1,2575	0,6916	0,9	1,3	139,042	180,755	162,679	316,321	284,689
12	120	0,55	1,2575	0,6916	0,9	1,3	136,850	177,905	160,115	311,334	280,200
11	110	0,55	1,2575	0,6916	0,9	1,3	134,400	174,720	157,248	305,780	275,184
10	100	0,55	1,2575	0,6916	0,9	1,3	131,644	171,137	154,023	299,490	269,541
9	90	0,55	1,2575	0,6916	0,9	1,3	128,520	167,076	150,368	292,383	263,145
8	80	0,55	1,2575	0,6916	0,9	1,3	124,950	162,435	146,192	284,261	255,835
7	70	0,55	1,2575	0,6916	0,9	1,3	120,831	157,070	141,372	274,890	247,401
6	60	0,55	1,2575	0,6916	0,9	1,3	116,025	150,833	135,749	263,958	237,562
5	50	0,55	1,2575	0,6916	0,9	1,3	110,345	143,449	129,104	251,036	225,932
4	40	0,55	1,2575	0,6916	0,8	1,3	103,580	134,589	107,671	235,531	188,425
3	30	0,55	1,2575	0,6916	0,7	1,3	95,200	123,760	86,632	216,580	151,606
2	20	0,55	1,2575	0,6916	0,7	1,3	84,788	110,224	77,157	192,892	135,024
1	10	0,55	1,2575	0,6916	0,7	1,3	71,400	92,820	64,974	162,435	113,705
0	0	0,55	1,2575	0,6916	0,7	1,3	53,55	69,615	48,731	121,826	85,278

Pressions
statiques
normales

Pressions
statiques
extrêmes

ACTIONS STATIQUES PARALLELES A LA DIRECTION DU VENT

- ETAPE A -

Tableau II

Niveau	Cote H	ETAPE: B Pressions de traînée		Diamètres extérieurs	ETAPE: C Forces de traînée	
		Vent Normal	Vent Extrême		Vent Normal	Vent extrême
		$C_t q_n S$	$C_t q_e S$		$T_{n(s)} = C_t q_n S D_e$	$T_{e(s)} = C_t q_e S D_e$
m	Kg/m ²	Kg/m ²	m	Kg/ml	Kg/ml	
25	250	119,923	209,900	6,000	719,541	1259,404
24	240	119,923	209,900	6,428	770,868	1349,241
23	230	119,923	209,900	6,856	822,195	1439,076
22	220	119,923	209,900	7,284	873,522	1528,916
21	210	119,923	209,900	7,712	924,850	1618,753
20	200	119,923	209,900	8,140	976,177	1708,591
19	190	119,923	209,900	8,568	1027,504	1798,428
18	180	119,161	208,531	8,996	1071,969	1875,947
17	170	118,062	206,608	9,424	1112,163	1947,079
16	160	116,863	204,510	9,852	1151,335	2014,835
15	150	115,550	202,212	10,280	1187,852	2078,740
14	140	114,106	199,685	10,708	1221,844	2138,227
13	130	112,509	196,891	11,136	1252,898	2192,577
12	120	110,735	193,736	11,564	1280,546	2240,345
11	110	108,553	190,317	11,992	1304,163	2282,285
10	100	106,522	186,415	12,420	1323,007	2315,269
9	90	103,995	181,991	12,848	1336,121	2338,221
8	80	101,106	176,935	13,276	1342,288	2348,936
7	70	97,773	171,102	13,704	1339,879	2344,789
6	60	93,884	164,298	14,132	1325,924	2321,858
5	50	89,288	156,255	14,560	1300,038	2275,067
4	40	74,465	130,315	15,000	1116,979	1954,721
3	30	59,915	104,851	16,250	973,614	1703,824
2	20	53,362	93,383	17,500	933,831	1634,195
1	10	44,936	78,638	18,750	842,550	1474,470
0	0	33,702	58,978	20,000	674,047	1179,565

Pressions de traînée
statiques normales

Pressions de traînée
statiques extrêmes

Forces de traînée
statiques normales

Forces de traînée
statiques extrêmes

ACTIONS STATIQUES PARALLELES A LA DIRECTION DU VENT

— ETAPE B & C —

Tableau III

Niveau	Cote H	ETAPE:A Coefficient de calcul & pressions normales et extrêmes					ETAPE:B Pressions de trainée Net E		ETAPE:C forces de trainée Net E		
		Vent Normal				Vent Extrême	Vent Normal	Vent Extrême	Vent Normal	Vent Extrême	
		ξ	θ	$\beta = \theta(1+\xi)$	$\beta q_n S$	$\beta q_e S$	$C_t \beta q_n S$	$C_t \beta q_e S$ (0,5-0,8)=1	$T_{nd} = C_t \beta q_n S D_c$	$T_{ed} = C_t \beta q_e S D_c$ (0,5-0,8)=1	
m				Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/ml	Kg/ml		
25	250	0,16	2,3	1	1,368	237,211	415,119	164,055	207,096	984,351	1722,579
24	240	0,164	2,3	1	1,377	238,772	417,051	165,135	208,986	1061,485	1857,599
23	230	0,168	2,3	1	1,386	240,332	420,581	166,214	209,875	1139,562	1994,233
22	220	0,172	2,3	1	1,396	242,066	423,616	167,413	209,973	1219,437	2134,015
21	210	0,176	2,3	1	1,405	243,627	426,347	168,492	209,861	1299,414	2273,975
20	200	0,180	2,3	1	1,414	245,188	429,079	169,572	208,671	1380,314	2415,550
19	190	0,185	2,3	1	1,426	247,268	432,719	171,011	209,269	1465,221	2564,137
18	180	0,190	2,3	1	1,437	247,794	433,634	171,234	209,560	1540,419	2695,733
17	170	0,185	2,3	1	1,449	247,356	432,873	171,071	209,374	1612,176	2821,308
16	160	0,200	2,3	1	1,460	246,703	431,730	170,620	208,585	1680,950	2941,663
15	150	0,205	2,3	1	1,472	245,936	430,388	170,089	207,656	1748,517	3059,905
14	140	0,2125	2,3	1	1,489	245,667	429,917	169,903	207,350	1819,325	3183,819
13	130	0,219	2,3	1	1,504	244,669	428,171	169,213	206,123	1884,359	3297,628
12	120	0,226	2,3	1	1,520	243,375	425,906	168,318	204,557	1946,429	3406,251
11	110	0,232	2,3	1	1,534	241,278	422,132	166,827	201,947	2000,585	3501,024
10	100	0,240	2,3	1	1,552	239,044	418,327	165,323	200,315	2053,307	3593,287
9	90	0,250	2,3	1	1,575	236,830	414,453	163,751	206,634	2014,391	3525,184
8	80	0,260	2,3	1	1,598	235,615	408,826	161,568	202,744	2114,977	3701,210
7	70	0,2705	2,3	1	1,622	229,305	401,184	158,588	207,529	2273,285	3803,249
6	60	0,224	2,3	1	1,653	224,393	392,688	155,190	201,583	2193,149	3838,011
5	50	0,300	2,3	1	1,690	218,186	381,826	150,897	204,070	2197,064	3844,862
4	40	0,315	2,3	1	1,725	185,732	325,031	128,453	224,793	1926,789	3371,881
3	30	0,350	2,3	1	1,759	152,386	266,676	105,390	184,433	1712,587	2997,024
2	20	0,345	2,3	1	1,794	138,420	242,235	95,731	167,293	1675,293	2931,763
1	10	0,360	2,3	1	1,828	118,772	207,851	82,143	143,750	1540,182	2695,319
0	0	0,360	2,3	1	1,828	89,080	155,89	61,608	107,814	1232,358	2156,271

pressions dynamiques normales

pressions dynamiques extrêmes

pressions de trainée dynamiques normales

pressions de trainée dynamiques extrêmes

forces de trainée dynamiques normales

forces de trainée dynamiques extrêmes

ACTIONS DYNAMIQUES PARALLELES A LA DIRECTION DU VENT

- ETAPE A & B & C -

Tableau (IV)

Niveau	Cote H	ETAPE: A Coefficients & Pressions				ETAPE: B pressions de traînée critiques	ETAPE: C forces de traînée critiques
		Vent Critique				Vent critique	Vent critique
		Diamètre extérieur	Nbre de Strouhal $S = f(Re)$	$V_{cr} = D_e / (S T_{pr})$	$q_{cr} = V_{cr}^2 / 16$	$C_t S \beta q_{cr}$	$T_{cr} = C_t S \beta q_{cr} D_e$
m	m		m/s	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/ml	
25	250	6,000	0,20	6,77	2,866	2,440	14,642
24	240	6,428	0,20	7,26	3,290	2,820	18,126
23	230	6,856	0,20	7,74	3,742	3,228	22,133
22	220	7,284	0,20	8,22	4,224	3,670	26,735
21	210	7,712	0,20	8,70	4,735	4,141	31,934
20	200	8,140	0,20	9,19	5,275	4,643	37,781
19	190	8,568	0,20	9,67	5,845	5,188	44,450
18	180	8,996	0,20	10,15	6,443	5,763	51,843
17	170	9,424	0,20	10,64	7,071	6,377	60,101
16	160	9,852	0,20	11,12	7,728	7,023	69,190
15	150	10,280	0,20	11,60	8,414	7,709	79,250
14	140	10,708	0,20	12,09	9,129	8,461	90,599
13	130	11,136	0,20	12,569	9,873	9,243	102,925
12	120	11,564	0,20	13,05	10,647	10,073	116,487
11	110	11,992	0,20	13,53	11,450	10,933	131,105
10	100	12,420	0,20	14,02	12,282	11,865	147,360
9	90	12,848	0,20	14,50	13,143	12,885	165,542
8	80	13,276	0,20	14,98	14,033	13,958	185,307
7	70	13,704	0,20	15,47	14,952	15,095	206,869
6	60	14,132	0,20	15,95	15,900	16,359	231,191
5	50	14,560	0,20	16,43	16,879	17,755	258,519
4	40	15,000	0,20	16,93	17,814	19,097	286,460
3	30	16,250	0,20	18,34	21,024	17,903	290,929
2	20	17,500	0,20	19,75	24,383	21,177	370,596
1	10	18,750	0,20	21,16	27,991	24,771	464,461
0	0	20,000	0,20	22,57	31,847	28,184	563,674

Pressions de traînée critiques forces de traînée critiques.

ACTIONS RESONNANTES PARALLELES
A LA DIRECTION DU VENT

- ETAPE A & B & C -

Etude dans la direction perpendiculaire à celle du vent - Pression et force de dérive

La force de dérive L' par unité de longueur est la composante de la force du vent dans la direction perpendiculaire à celle du vent. Les règles NV65 l'expriment par la relation :

$$L = C_L \beta' \delta' q D e$$

Coefficient C_L :

Les règles NV65 fixent le coefficient de dérive $C_L = 0,2$.

Les dernières recherches montrent une grande dispersion du coefficient C_L , la plage des valeurs trouvées se situant en général en dessous de la valeur conventionnelle $C_L = 0,2$.

Coefficient β' :

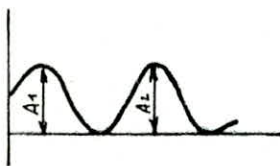
La valeur du coefficient dynamique β' est fournie par la théorie des vibrations pour le cas de la structure en état de résonance. Il est montré que $\beta' = \pi / \Delta$, où Δ est le décrement de logarithmique de l'amortissement visqueux.

La valeur de Δ varie en fonction de nombreux paramètres dont les plus importants sont : l'amortissement intrinsèque propre aux matériaux de construction, l'amortissement aéro-dynamique dû au frottement de l'air, l'énergie dissipée dans les fondations, etc. Théoriquement la valeur de Δ peut varier entre 0 (vibration non amortie) et ∞ (vibration amortie).

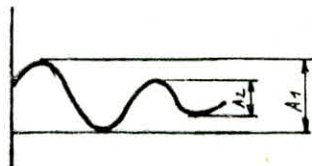
$$\begin{aligned} A_1/A_2 &= 1 \\ \Delta &= \ln(A_1/A_2) = 0 \\ \beta' &= \pi/\Delta = \infty \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_1/A_2 &= \frac{A_1}{A_2} = \dots = e^\Delta \\ \Delta &= \ln(A_1/A_2) \\ \beta' &= \pi/\Delta \end{aligned}$$

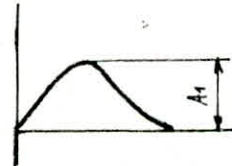
$$\begin{aligned} A_1/A_2 &= 0 \\ \Delta &= \ln(A_1/A_2) = \infty \\ \beta' &= \pi/\Delta = 0 \end{aligned}$$



Vibration non amortie



Vibration amortie



Vibration parfaitement amortie

Les annexes des Règles NV65 recommandent $\Delta = 0,30$ pour les ouvrages en B.A.

Pour les calculs usuels, effectués dans le domaine élastique (notre cas), il est conseillé de ne pas dépasser la valeur de $\Delta = 0,15$, l'adoption d'une valeur supérieure étant nettement au détriment de la sécurité.

$$\text{Pour nos calculs, } \Delta = 0,15 \Rightarrow \beta' = \frac{\pi}{\Delta} = \frac{\pi}{0,15} = 20,944$$

Coefficient δ' :

Les annexes des Règles NV65 recommandent $\delta' = 0,80$ pour toute la hauteur de la construction (tenant compte de l'effet des dimensions).

Pression et force dérive aux vitesses :

- vitesse critique :

pression critique : $q_{cr} = \frac{V_{cr}^2}{16}$, $V_{cr} = \frac{D_e}{T_{pr} \cdot 0,20}$

. V_{cr} est calculée pour chaque section

. T_{pr} : période du mode fondamental, égale à 0,43 s

Force de dérive :

elle vaut au sommet $C_L \beta' S' q_{cr} D_e(\text{sommet})$. et,

à un niveau z : $C_L \beta' S' D_e(\text{sommet}) \cdot \frac{z}{3}$, z : hauteur totale de la cheminée
(répartition triangulaire)

- Vitesse normale :

il n'existe ni pression de dérive ni vitesse de dérive (-car $V_n > 25 \text{ m/s}$)

- Vitesse extrême :

même explication que le cas de la vitesse normale. ($V_e > V_n > 25 \text{ m/s}$).

Sollicitations perpendiculaire au sens du vent (à la vitesse critique).

Actions resonnantes (Résumé dans le tableau ci-dessous).

Etape A : Coefficients et pressions

Etape B : Pressions de dérive (q_{cr})

Etape C : Forces de dérive (T_{cr})

Etape D : Composition géométrique : $F_{cr} = \sqrt{L_{cr}^2 + T_{cr}^2}$

(Tableau V)

Sollicitations d'ensemble

Vitesse normale :

La force de calcul par unité de longueur : $F_n = T_n$
On obtient le moment M_n et l'effort tranchant H_n

Vitesse critique :

F_{cr} étant inférieure à F_n , on calcule pas donc M_{cr} et H_{cr} .

Tableau V

Niveau	ETAPE A Coefficients et pressions							ETAPE B	ETAPE C	ETAPE D		
	Vent critique							Vent critique	Vent critique	Composition géométrique		
	Diamètre ext	C_L	Δ	$\beta = \frac{B}{\pi \Delta}$	S'	$q_{cr} = \frac{\rho v^2}{16}$	$\frac{z}{Z}$	$C_L \beta^2 q_{cr} \frac{z}{Z}$	$C_L \beta^2 q_{cr} \frac{z}{Z} D_c$ (Lcr)	L_{cr}^2	T_{cr}^2	$F_{cr} = \sqrt{L_{cr}^2 + T_{cr}^2}$
m					Kg/m^2		Kg/m^2	Kg/ml	$(Kg/ml)^2$	$(Kg/ml)^2$	Kg/ml	
25	6,000	0,2	0,15	20,944	0,8	2,866	1	9,604	57,624	3320,6	214,4	59,455
24	6,428	0,2	0,15	20,944	0,8	3,290	0,96	10,584	68,033	4628,5	328,5	70,406
23	6,856	0,20	0,15	20,944	0,8	3,742	0,92	11,536	79,094	6255,8	489,0	82,127
22	7,284	0,20	0,15	20,944	0,8	4,224	0,88	12,456	90,731	8232,1	714,8	94,588
21	7,712	0,20	0,15	20,944	0,8	4,735	0,84	13,328	102,789	10565,5	1019,8	107,635
20	8,140	0,20	0,15	20,944	0,8	5,275	0,80	14,141	115,119	13252,4	1428,2	121,163
19	8,568	0,20	0,15	20,944	0,8	5,845	0,76	14,886	127,743	16267,3	1875,8	135,256
18	8,996	0,20	0,15	20,944	0,8	6,443	0,72	15,545	139,846	19556,9	2687,7	149,146
17	9,424	0,20	0,15	20,944	0,8	7,071	0,68	16,113	151,846	23057,3	3612,1	163,307
16	9,852	0,20	0,15	20,944	0,8	7,728	0,64	16,574	163,287	26662,6	4787,3	177,341
15	10,280	0,20	0,15	20,944	0,8	8,414	0,60	16,917	173,912	30245,0	6280,6	191,118
14	10,708	0,20	0,15	20,944	0,8	9,129	0,56	17,131	183,442	33651,0	8208,2	204,595
13	11,136	0,20	0,15	20,944	0,8	9,873	0,52	17,204	191,585	36704,8	10593,5	217,482
12	11,564	0,20	0,15	20,944	0,8	10,647	0,48	17,126	198,041	39220,4	13569,2	229,760
11	11,992	0,20	0,15	20,944	0,8	11,450	0,44	16,883	202,455	40988,2	17188,5	241,198
10	12,420	0,20	0,15	20,944	0,8	12,282	0,40	16,463	204,470	41808,18	21715,0	252,036
9	12,848	0,20	0,15	20,944	0,8	13,143	0,36	15,855	203,710	41497,7	25404,1	262,492
8	13,276	0,20	0,15	20,944	0,8	14,033	0,32	15,048	199,778	39911,2	34338,7	272,488
7	13,704	0,20	0,15	20,944	0,8	14,952	0,28	14,029	192,258	36963,1	42794,8	282,474
6	14,132	0,20	0,15	20,944	0,8	15,900	0,24	12,788	180,714	32657,5	53449,3	295,440
5	14,560	0,20	0,15	20,944	0,8	16,879	0,20	11,312	164,709	27129,1	66832,1	306,531
4	15,000	0,20	0,15	20,944	0,8	17,894	0,16	9,605	144,073	20757,1	65771,7	294,158
3	16,250	0,20	0,15	20,944	0,8	21,024	0,12	8,454	137,382	18873,8	84639,7	327,735
2	17,500	0,20	0,15	20,944	0,8	24,383	0,08	6,537	114,392	13085,5	13544,4	387,809
1	18,750	0,20	0,15	20,944	0,8	27,991	0,04	3,752	70,349	4949,0	215724,0	469,758
0	20,000	0,20	0,15	20,944	0,8	31,847	0,00	0,000	0,000	0,0	317728,4	563,674

Pressions de dérive critiques forces de dérive critiques

ACTIONS RESONNANTES
PERPENDICULAIRE A LA DIRECTION
DU VENT

ETAPE: A & B & C & D

Vitesse extrême:

La force de calcul par unité de longueur : $F_e = T_e$

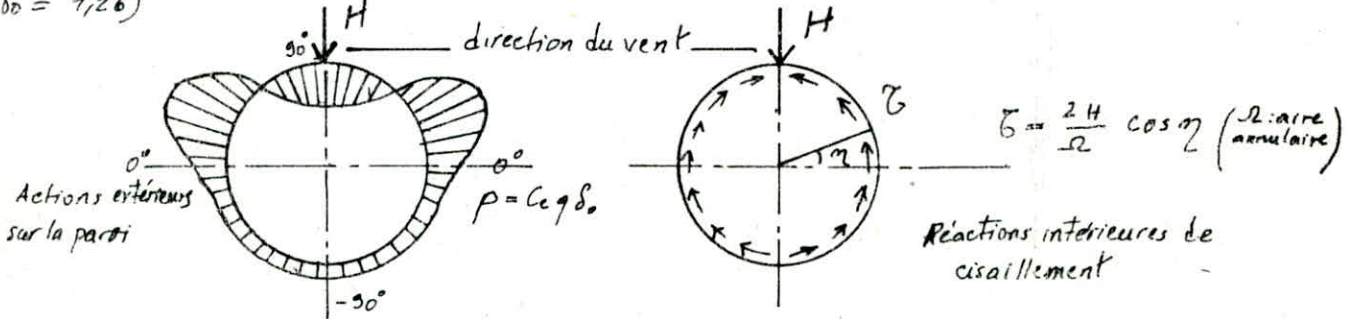
On obtient le moment flechissant M_e et l'effort tranchant t_e .

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous. (Tableaux III et IIII)

ACTION LOCALE:

Pression sur la paroi:

Sur les figures C III 44 et R III 1 (catégorie II) des règles NV65, on représente la variation du coefficient C_e qui donne une idée de la répartition des pressions du vent sur la paroi. L'allure générale de la courbe représentant la variation de C_e est indiquée sur la figure ci-dessous. La valeur de C_e dépend pour le même point, de celle de δ_0 . Les règles NV65 ne donnent que deux courbes C_e pour $\delta_0 = 1$ et $\delta_0 = 1,3$ (proche de notre cas $\delta_0 = 1,26$)



La pression unitaire en chaque point de la paroi est $p = C_e q \delta_0$ où :

q : pression de calcul

δ_0 : coefficient de dimensions de même nature que δ mais relatif à D_e et non plus z (hauteur totale de la cheminée) vu que nous sommes dans le cas de charges localisées (z continuant à être le niveau considéré)

C_e : coefficient de pression, de l'ordre ci-dessus.

Sollicitations locales (Moments d'ovalisation):

Chaque tronçon de section annulaire de la cheminée est en équilibre sous l'action de $p = C_e q \delta_0$ et des cisaillements τ engendrés dans l'épaisseur de la paroi.

L'action conjuguée des efforts p et τ produit des moments flechissants d'ovalisation :

$$M_0 = K q \delta_0 D_m^2$$

Dans ce qui suit, $K = K_e$ si $M_0 = M_{oe}$, $K = K_i$ si $M_0 = M_{oi}$ avec M_{oe} et M_{oi} les moments flechissants qui mettent en traction respectivement les fibres extérieures et intérieures de la paroi annulaire.

$D_m = D_e - h_0$ où h_0 = épaisseur de la paroi - Dm \approx D_e .

Diver Marius donne 1 abaque permettant de calculer K_i et K_e en fonction de l'angle η et ce pour les 2 cas envisagés par les règles $\gamma_0 = 1$ et $\gamma_0 = 1,3$.
 Nous calculerons les Moments M_{oe} et M_{oi} à la depression maximale ($\eta = 0^\circ$) et à la pression maximale ($\eta = 90^\circ$) ie la face laterale

L'interpolation de l'abaque de Diver donne pour notre cas :

$$\gamma_0 = 1,26 : \left\{ \begin{array}{l} K_i = 0,063 \\ \text{fibres interieures tendues} \\ \eta = 90^\circ \text{ face au vent} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} K_e = 0,062 \\ \text{fibres exterieures tendues} \\ \eta = 0^\circ \text{ face laterale} \end{array} \right.$$

On en deduit des calculs re'sumes dans le tableau ci-dessous. (Tableau II)

Deformation d'ensemble dues au vent:

Nous avons calculé les Flèches en différentes sections considérées en utilisant la methode des poutres fictives.

Les résultats sont re'sumes dans le tableau ci-dessous. (Tableau IX)

La flèche à la base est nulle vu que nous avons considéré un encastrement parfait.

Nous constatons que la flèche au sommet est relativement élevée :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sous vent normal } f_{25} = 75,26 \text{ cm} \\ \text{Sous vent extrême } f_{25} = 131,70 \text{ cm} \end{array} \right\} K_s = 1,3$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sous vent normal } f_{25} = 57,89 \text{ cm} \\ \text{Sous vent extrême } f_{25} = 101,31 \text{ cm} \end{array} \right\} K_s = 1$$

Dans ce qui suit, on considèrera, faute de documents officiels, que $K_s = 1$ (site normal) et que toute valeur calculée pour un coefficient de site $K_s = 1,3$ (site exposé) sera divisée par cette même valeur, comme les actions dues au vent où on a considéré $K_s = 1,3$.

Toutefois, l'étude pour $K_s = 1,3$ a été faite, elle peut servir comme étude comparative à celle faite pour $K_s = 1$, où nous avons remarqué l'incidence de ce coefficient dans la détermination des actions, sollicitations et déformations dues au vent.

On dira donc que l'appréciation de ce coefficient est très importante dans l'étude au vent.

Flèche admissible :

Le règlement applicable à la construction des cheminées en B.A (art 2.6), exige que la flèche en tête ne devra pas excéder $H/400$, H représentant la hauteur de la cheminée en mètre.

$$f_{25}(K-N) = 57,89 \text{ cm} < \frac{H}{400} = \frac{250}{400} = 62,5 \text{ mm} \text{ Vérifiée.}$$

$$\{Moi,c = K_{ie} q_H k_s S_o D_m^2\} \text{ Tableau (VI)}$$

Cote H m	Etape A : Coefficients et pressions					Etape B : Moments d'ovalisation				K _s = 1		K _s = 1,3	
	Vent normal					Vent normal		Vent extrême		Vent normal		Vent extrême	
	K _i	K _e	S _o	$k_s = 0,3$ $q_H k_s S_o$	D_m^2	$M_{oc} = D_m^2$ $K_i q_H k_s S_o$	$M_{oe} = D_m^2$ $K_e q_H k_s S_o$	1,75 M _{oi}	1,75 M _{oc}	M _{oi}	M _{oc}	1,75 M _{oi}	1,75 M _{oc}
			kg/m ²	m ²	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	
250	0,069	0,062	0,91	173,4*	36,00	430,73	387,03	753,77	677,50	337,55	297,72	579,72	521,01
240	0,069	0,062	0,905	173,4*	41,32	494,38	444,22	865,14	777,39	380,28	341,72	665,49	598,00
230	0,069	0,062	0,90	173,4*	47,02	562,56	505,49	984,47	884,60	432,74	388,84	757,29	684,46
220	0,069	0,062	0,90	173,4*	53,07	634,98	570,56	1117,21	998,48	488,44	438,39	854,77	768,06
210	0,069	0,062	0,90	173,4*	59,51	711,96	639,73	1245,93	1119,53	547,66	492,10	958,41	867,18
200	0,069	0,062	0,90	173,4*	66,29	793,16	712,69	1388,03	1247,21	610,12	548,22	1067,71	959,40
190	0,069	0,062	0,90	173,4*	73,44	878,74	789,59	1537,79	1387,79	675,95	607,38	1182,52	1067,31
180	0,069	0,062	0,90	172,300	80,98	962,77	865,10	1684,85	1543,92	740,59	665,46	1296,04	1164,55
170	0,069	0,062	0,90	170,711	88,87	1046,78	940,58	1837,87	1646,02	805,22	723,53	1409,75	1266,77
160	0,069	0,062	0,90	168,813	97,14	1131,50	1016,71	1980,13	1779,24	870,33	782,08	1529,18	1368,05
150	0,069	0,062	0,90	167,076	105,76	1219,23	1095,54	2137,66	1917,19	937,87	842,72	1644,28	1474,76
140	0,069	0,062	0,90	164,988	114,75	1306,30	1173,78	2286,02	2054,11	1004,84	902,90	1758,48	1580,08
130	0,069	0,062	0,90	162,679	124,12	1393,25	1251,91	2438,19	2180,83	1071,75	963,00	1875,55	1685,16
120	0,069	0,062	0,90	160,114	133,84	1478,67	1328,66	2587,66	2325,15	1137,43	1024,05	1990,51	1788,58
110	0,069	0,062	0,90	157,248	143,95	1561,89	1403,44	2733,32	2456,07	1201,46	1079,57	2107,55	1889,24
100	0,069	0,062	0,90	154,023	154,40	1640,56	1474,49	2871,68	2580,35	1262,27	1134,22	2209,96	1984,88
90	0,069	0,062	0,90	150,368	165,22	1714,28	1540,57	2999,98	2695,64	1318,67	1184,90	2307,68	2073,57
80	0,069	0,062	0,90	145,868	176,44	1775,83	1585,67	3107,70	2792,43	1366,02	1227,44	2390,54	2148,02
70	0,069	0,062	0,90	141,372	187,99	1833,79	1647,75	3209,14	2883,57	1410,61	1267,50	2448,57	2218,19
60	0,069	0,062	0,90	135,750	199,94	1872,78	1682,79	3277,37	2944,88	1440,60	1294,45	2524,05	2265,29
50	0,069	0,062	0,90	129,104	212,23	1890,55	1698,75	3308,47	2972,82	1454,27	1306,73	2544,94	2286,79
40	0,069	0,062	0,84	121,130	225,00	1880,54	1689,76	3290,55	2957,08	1446,57	1299,82	2537,50	2274,68
30	0,069	0,062	0,805	111,384	264,06	2029,45	1823,56	3551,54	3191,24	1561,12	1402,74	2751,35	2454,80
20	0,069	0,062	0,80	99,202	306,25	2096,26	1883,60	3668,46	3296,29	1612,59	1448,92	2829,89	2531,61
10	0,069	0,062	0,795	83,538	351,56	2026,45	1820,87	3546,29	3186,52	1558,81	1400,67	2729,51	2451,77
0	0,069	0,062	0,79	62,653	400	1729,22	1553,79	3026,14	2719,13	1330,77	1185,22	2327,79	2091,64

ACTIONS ET SOLLICITATIONS LOCALES
MOMENTS D'OVALISATION - Vent normal et Vent extrême -
K_s = 1 et K_s = 1,3

Tableau VII

MOMENTS DUS AU VENT
(en t.m)

I	vent normal		vent extreme	
	Ks=1.3	Ks=1	Ks=1.3	Ks=1
26	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
25	50.5025	38.8480	88.3793	67.9841
24	207.1688	159.3606	362.5453	278.8810
23	477.8213	367.5548	836.1873	643.2209
22	870.4192	669.5532	1523.2336	1171.7181
21	1392.9739	1071.5184	2437.7043	1875.1571
20	2053.6267	1579.7129	3593.8467	2764.4976
19	2860.6399	2200.4922	5006.1196	3850.8613
18	3821.6377	2939.7214	6687.8662	5144.5122
17	4943.8032	3802.9258	8651.6553	6655.1196
16	6234.0435	4795.4185	10909.5762	8391.9814
15	7699.1899	5922.4541	13473.5820	10364.2939
14	9346.1729	7189.3638	16355.8027	12581.3867
13	11181.5420	8601.1865	19567.6992	15052.0762
12	13211.4209	10162.6318	23119.9863	17784.6055
11	15441.3359	11877.9512	27022.3379	20786.4141
10	17875.0527	13750.0410	31281.3418	24062.5703
9	20512.5352	15778.8740	35896.9375	27613.0273
8	23360.8086	17969.8535	40881.4141	31447.2422
7	26425.7754	20327.5195	46245.1055	35573.1602
6	29709.7852	22853.6816	51992.1250	39993.9414
5	33208.9336	25545.3340	58115.6328	44704.3359
4	36901.6953	28385.9199	64577.9688	49675.3594
3	40768.6641	31360.5117	71345.1641	54880.8945
2	44801.5352	34462.7188	78402.6875	60309.7578
1	48985.5391	37681.1836	85724.6953	65942.0703

Tableau VIII

EFFORTS TRANCHANTS DUS AU VENT (EN TONNES)

=====		VENT NORMAL		VENT EXTREME		=====	
!		!		!		!	
1	KS=1.3	KS=1		KS=1.3	KS=1		
20	0.0000	0.0000		0.0000	0.0000		
25	10.2291	7.6685		17.9009	13.7699		
24	21.1343	16.3341		37.1601	29.5847		
23	32.1293	25.4072		57.8013	44.4625		
22	43.2236	35.0951		79.7412	61.4163		
21	54.4282	45.4017		103.2869	79.4530		
20	71.2429	56.3461		128.1873	98.6056		
19	88.2721	67.9062		154.4666	118.8359		
18	104.0411	80.0316		183.0719	140.0553		
17	120.7027	92.6975		210.8267	162.2206		
16	137.7540	105.9977		240.8945	185.3035		
15	155.4932	119.9102		272.1132	209.3179		
14	174.0117	133.5551		304.5204	234.2465		
13	193.1656	148.5589		338.0198	260.0306		
12	212.7007	163.7696		372.5752	286.5971		
11	232.7170	179.3616		408.0477	317.1929		
10	253.2026	195.0066		443.6401	341.2616		
9	274.1555	210.8682		479.7721	369.0554		
8	295.596	227.3121		517.2944	397.9187		
7	317.4250	244.1761		555.9007	427.3082		
6	339.7300	261.0616		593.8100	456.6577		
5	362.9995	275.9225		629.9937	484.6144		
4	387.1961	290.9301		661.3433	509.1102		
3	411.2155	306.1504		691.4472	531.9132		
2	436.2129	317.3176		719.6226	553.5553		
1	462.0744	326.4805		747.8506	573.2155		

Tableau IX

DEFORMATIONS DUES AU VENT
(en cm)

I	VENT NORMAL		VENT EXTREME	
	$K_s=1.3$	$K_s=1$	$K_s=1.3$	$K_s=1$
26	75.2580	57.8908	131.7015	101.3089
25	70.2025	54.0019	122.8544	94.5034
24	65.1589	50.1223	114.0281	87.7140
23	60.1485	46.2681	105.2599	80.9692
22	55.1979	42.4599	96.5963	74.3048
21	50.3360	38.7200	88.0880	67.7600
20	45.5916	35.0704	79.7853	61.3733
19	40.9905	31.5311	71.7333	55.1795
18	36.5572	28.1209	63.9751	49.2116
17	32.3142	24.8571	56.54498	43.4999
16	28.2807	21.7544	49.4912	38.0702
15	24.4760	18.8277	42.8331	32.9485
14	20.9161	16.0893	36.6033	28.1563
13	17.6125	13.5481	30.8219	23.7092
12	14.5772	11.2132	25.5101	19.6231
11	11.8186	9.0912	20.6825	15.9096
10	9.3446	7.1882	16.3531	12.5793
9	7.1617	5.5090	12.5330	9.6408
8	5.2750	4.0577	9.2313	7.1010
7	3.6882	2.8371	6.4543	4.9649
6	2.4050	1.8500	4.2087	3.2375
5	1.4277	1.0982	2.4985	1.9219
4	0.7457	0.5736	1.3050	1.0038
3	0.3096	0.2381	0.5418	0.4168
2	0.0727	0.0559	0.1272	0.0978
1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Deformations locales :

Dans la pratique, on les néglige car elles sont très faibles dans le cas des cheminées.

Nous donnerons quand même les formules qui peuvent être utilisées pour les évaluer.

Pour $\gamma_0 = 1$

Face au vent (90°) fibres intérieures tendues : $f_t = \frac{9,82}{100} \cdot \frac{S_0 D_m^4}{E_i I}$

Face latérale (0°) fibres extérieures tendues : $f_t = \frac{0,41}{100} \cdot \frac{S_0 D_m^4}{E_i I}$

Pour $\gamma_0 = 1,3$

Face au vent (90°) fibres intérieures tendues : $f_t = \frac{9}{100} \cdot \frac{S_0 D_m^4}{E_i I}$

Face latérale (0°) fibres extérieures tendues : $f_t = \frac{0,55}{100} \cdot \frac{S_0 D_m^4}{E_i I}$

I : moment d'inertie de la section annulaire = $\frac{h_0^3}{12}$
 h_0 : épaisseur de la paroi

Pour des valeurs de γ_0 comprises entre 1 et 1,3, on fera une interpolation.

ETUDE DU SEISME

Introduction:

Les tremblements de terre:

On appelle tremblement de terre ou séisme le mouvement d'une partie de la surface de la terre, provoqué par des processus de déformations et ruptures ^{intérieures} de la croûte terrestre. Sous l'influence de réactions physico-chimiques se produisant à l'intérieur de la terre, la croûte est soumise à des mouvements lents et continus. Les contraintes qui s'y développent, ainsi que les concentrations d'énergie de déformation en des points particuliers conduisent à un niveau critique qui engendre une dislocation. Simultanément, l'énergie de déformation est libérée et les vibrations engendrées se propagent dans toutes les directions, provoquant à la surface un tremblement de terre. La zone de dislocation de la croûte terrestre est appelée foyer, hypocentre ou zone hypocentrale.

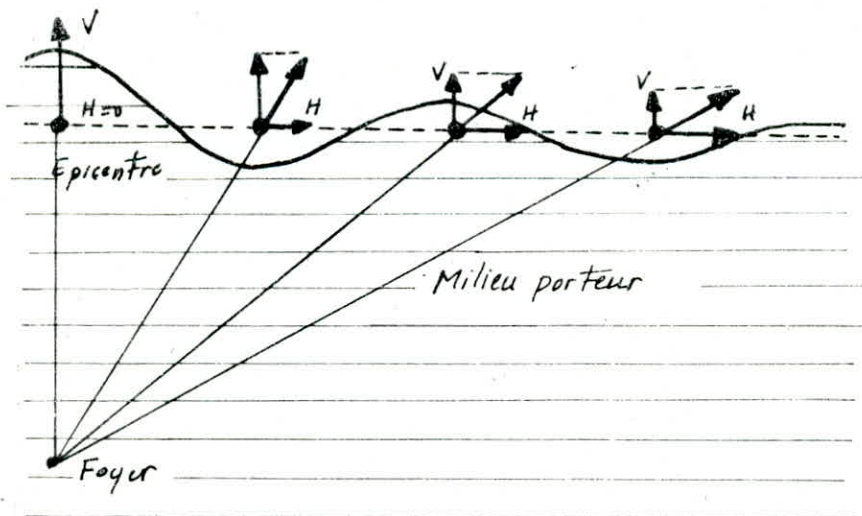
D'après leur origine, les tremblements de terre sont tectoniques, volcaniques, ou dus aux effondrements à l'intérieur de la terre. Ordinairement, les tremblements de terre volcaniques et d'effondrement embrasent des régions limitées. Les séismes tectoniques peuvent se répandre sur d'énormes surfaces, avec une énergie libérée très importante dans certains cas.

Les vibrations, engendrées dans le foyer sont propagées dans toutes les directions sous forme « d'ondes sismiques ». Ces ondes provoquent en général trois sortes de vibrations du milieu porteur. Les ondes longitudinales déplacent les particules du milieu porteur suivant l'axe de propagation. Le milieu porteur est soumis à des contraintes de tension-compression avec variation de volume. Les ondes transversales se caractérisent par un mouvement des particules du milieu porteur perpendiculaire à la direction de propagation. Ces ondes provoquent une déformation du milieu à volume constant. Les ondes superficielles sont engendrées par des ondes de profondeur longitudinales et transversales et se propagent à partir de l'épicentre (point de la surface, situé à la verticale du foyer). Les particules du milieu porteur sollicitées par les ondes superficielles ont des trajectoires complexes.

La vitesse de propagation des ondes de profondeur longitudinales et transversales dépend de la densité et des propriétés élastiques du milieu. La vitesse des ondes longitudinales varie de 7-8 Km/s dans le granite jusqu'à 0,5 Km/s dans les sols de remblais. La vitesse des ondes transversales est de 1/2 à 2 fois inférieure à celle des ondes longitudinales. La vitesse des ondes superficielles est inférieure à celle des ondes transversales.

Chaque point de la surface du sol est sollicité successivement par les trois divers types d'ondes. Par suite de leur vitesse de propagation, ce sont les ondes longitudinales qui arrivent les premières, suivies des ondes transversales, et en dernier lieu des ondes superficielles. Tout point de la surface est aussi sollicité par de nombreux ondes secondaires provenant des réflexions et réfractions des ondes initiales longitudinales et transversales à la surface de la terre et à l'interface des diverses couches géologiques en profondeur. Ce point est ainsi entraîné dans une trajectoire spatiale complexe. C'est la raison pour laquelle le mouvement dû au séisme, est souvent désigné par « mouvement sauvage ».

L'allure générale du mouvement provoqué par un séisme dépend du caractère de l'excitation dans le foyer, de la profondeur du foyer, et de la distance épicentrale. Au voisinage de l'épicentre, surtout si le foyer est à profondeur modérée, les ondes de hautes fréquences prédominent, avec un caractère souvent impulsif. L'amplitude de la composante verticale du vecteur déplacement est également prédominante. Avec l'accroissement de la distance épicentrale, la composante verticale des vibrations diminue et la différence entre les vitesses de propagation des différentes ondes a une plus grande influence sur l'allure des vibrations. Sur les sismogrammes enregistrés à distance modérée de l'épicentre, on peut observer trois parties distinctes : la première partie, qui correspond à l'excitation des ondes longitudinales, se caractérise par des amplitudes et période relativement petites. La partie centrale est influencée essentiellement par des ondes transversales, et se caractérise par une brusque augmentation des amplitudes de déplacements (ainsi que des vitesses et des accélérations). La partie finale est influencée par des ondes superficielles. Dans cette partie, les périodes sont plus grandes, tandis que les amplitudes diminuent et s'amortissent. Pour des observations éloignées de l'épicentre, les sismogrammes ont une allure plus régulière (quasi sinusoïdale) avec des périodes plus grandes du fait de la filtration des ondes sismiques par les diverses couches géologiques. Cette filtration est due à l'amortissement plus rapide des ondes de profondeur que des ondes superficielles, et des vibrations à hautes fréquences par rapport aux basses fréquences.



Caractère des vibrations en fonction de la distance épicentrale

Principe de calcul:

la justification par le calcul de la sécurité de la cheminée vis à vis des efforts d'origine sismique comporte:

- la vérification de sa résistance et de sa stabilité vis à vis des sollicitations d'ensemble.
- La vérification, pour ces mêmes sollicitations, des conditions imposés par les considération de déformation.

Stabilité vis à vis des des sollicitations d'ensemble:

Prescriptions générales:

Masses soumises à l'action sismique:

les forces d'inertie sont engendrées à partir des masses correspondant aux charges:

- Poids propre de béton (l'acier est négligés)
- Poids de cheimisage en brique réfractaire

Évaluation des sollicitations d'origine sismiques:

On peut les évaluer:

- soit par un calcul dynamique direct, auquel cas, il faudrait disposer les accélérogrammes de secousses,
- Soit par application à la construction d'un système de forces dont les effets statiques sont ceux engendrés les mêmes sollicitations maximales que l'action sismique réelle. C'est cette dernière que nous avons utilisé

Justification de résistance:

Lorsque les calculs sont basés sur la notion de contrainte maximale admissible, et sous réserve que le matériau ne soit pas susceptible de rupture fragile, on devra vérifier que les contraintes développées par les sollicitations les plus défavorables n'exèdent pas 150% des contraintes normalement admissibles. Toute fois, dans le cas du béton armé, les contraintes admises ne devront pas dépasser:

- pour la compression du béton:
75% de σ_{cs} mesurée sur éprouvette cylindriques
- pour la traction des aciers:
la limite d'élasticité σ_{el} que nous verrons comment la pénaliser dans le calcul de ferrailage.

Evaluation de la charge sismique de calcul (Horizontale)

(5H)

La méthode statique équivalente du RPA 81 n'est pas applicable pour notre cheminée de 250m de hauteur.

Nous utiliserons, pour l'évaluation des forces sismiques de calcul, une méthode qui tient compte de manière adéquate de la sismicité du site, des caractéristiques dynamiques de la cheminée et des conditions de sol (nous satisfaisons exigences RPA 81).

Conformément aux RCC (Règles de conception et de calcul des ouvrages résistants aux séismes) [Zsutty (T.C.), Shah (H.C.), Recommandation pour l'évaluation des charges sismiques, Centre de génie sismique, John A. Blume, Département de génie civil, Université de Stanford, 1978. & Zsutty (T.C.), Shah (H.C.), Commentaires sur les recommandations sismiques en Algérie, Centre de G.S., J.A. Blume, Dep de G.S., Université de Stanford, 1978.], les forces sismiques de calcul seront déterminées d'après la formule:

$$S_{ik} = A D_i B Q \gamma_{ik} W_k$$

où :

*A est le coefficient d'accélération de zone dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

Pour notre cas d'espèce : groupe d'usage I, zone II (Blida)

$$RPA 81 \Rightarrow A = 0,25$$

*D_i est le facteur d'amplification dynamique moyen correspondant au i^{ème} mode des vibrations propres du système « sol-structure ».

Il caractérise l'effet dynamique de la sollicitation sismique sur les constructions

Pour notre cas d'espèce : sol ferme

$$RPA 81 \Rightarrow 0,77 \leq D_i = 2 \sqrt{\frac{0,3}{T_i}} \leq 2,0 \quad T_i \text{ étant la période propre des vibrations dans le mode } i$$

*B est le facteur de comportement de la structure.

Dépend du type du système de contreventement, des types de structures ainsi que leurs définitions.

Pour notre cas d'espèce : Catégorie B, type de structure : autres structures (cheminée).

$$RPA 81 \Rightarrow B = 1/2$$

* Q est le facteur de la qualité du système de contreventement de la structure. Il est fonction de l'hyperstaticité, de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité de contrôle pendant la construction. La valeur de Q est déterminée par la formule:

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \quad (\text{RPAB1})$$

où P_q est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q

$$\text{RPAB1} \Rightarrow Q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1$$

* η_{ik} est le coefficient du mode de vibration. Il joue le rôle de coefficient de répartition de la charge sismique. Ce coefficient est déterminé par la formule:

$$\eta_{ik} = X_{ik} \frac{\sum_{j=1}^n W_j X_{ij}}{\sum_{j=1}^n W_j X_{ij}^2}$$

où X_{ik} et X_{ij} sont les amplitudes, des $k^{\text{ième}}$ et $j^{\text{ième}}$ points de la construction, correspondant à son $i^{\text{ième}}$ mode des vibrations propres.

W_j est le poids de la masse M_j , considérée comme concentrée au niveau (point) « j » de la construction

* W_k est le poids supposé concentré au niveau k .

Pour notre cas d'espèce W_k représente le poids du tronçon k comprenant le béton et le chemisage (donné dans la partie: étude dynamique)

Finalement, on définit:

* $S_{ik} = A_i B Q \eta_{ik} W_k$ est la force sismique de calcul, appliquée sur le $k^{\text{ième}}$ niveau (point) de la construction et correspondant au $i^{\text{ième}}$ mode des vibrations propres du système « sol-structure »

Nous avons considéré, pour l'évaluation des forces sismiques résultantes, la contribution des trois premiers modes de vibration (PS65 Art 3.114 - 1, considérer les incidences du 2^e et 3^e mode quand la période de mode fondamental est supérieure à 0,75 s, elle est de 4,23 pour notre cheminée)

On a déterminé les charges sismiques correspondants aux trois premiers modes de vibration de la cheminée. A partir de ces charges, on a déterminé les efforts dans les différentes sections de la structure d'après la formule:

$$SM_K = \left(\sum_{i=1}^3 SM_{iK}^2 \right)^{1/2}$$

où SM_K est l'effort (M, T) « total » dans la section considérée K

SM_{iK} est l'effort (M, T) dans la section considérée K , correspondant au $i^{\text{ème}}$ mode de vibrations propres du système « sol-structure »

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux - ci - dessous.

(Tableau I, II, III, IV)

Evaluation de la charge sismique verticale (S_v):

Faute de documents algériens permettant d'évaluer la charge sismique verticale pour les bâtiments, on tient compte de celle-ci dans les combinaisons des efforts, nous avons utilisé les PS69 + compléments algériens.

Les systèmes des forces verticale (S_v) à considérer sont composés de forces élémentaires dont chacune s'exerce sur un élément de la cheminée (trouée), et est appliquée au centre de gravité de ce dernier.

Ces forces verticales sont faites de même sens. Elles peuvent être dirigées soit vers le haut, soit vers le bas.

L'intensité de la force verticale agissant sur un élément donné i est égale à:

$$\pm \sigma_{vi} W_i \quad (\text{PS69 art 3, III-12})$$

où W_i est le poids de l'élément i et σ_{vi} est le coefficient sismique dans la direction verticale au niveau i

Le coefficient sismique vertical est pris égal au plus grand coefficient horizontal correspondant au mode fondamental alors qu'avec le PS69 pour $\alpha > 1$ (α : coefficient d'intensité horizontal) le dit coefficient est en plus divisé par $\sqrt{\alpha}$ (complément algérien).

Evaluation de σ_{vi} : (cas des structures à plusieurs d° de liberté et de faible amortissement)

$$\sigma_{vi} = \alpha_1 \beta_1 \gamma_{i1} S \quad (1: \text{correspondant au mode fondamental})$$

α_1 : coefficient d'intensité horizontal.

Pour notre cas d'espèce, la région Blida est une zone de moyenne sismicité (RPA80), donc correspondant à la zone II des PS69, qui donne $\alpha_1 = 1$ mais, les compléments algériens multiplie α_1 par 1,2 pour les régions II, ce qui donne α_1 :

$$\alpha_1 = 1 \cdot 1,2 = 1,2.$$

β_1 : coefficient de réponse correspondant au mode fondamental.

$$\text{Art 3, III-12} \quad \beta_i = \frac{0,09}{4 \sqrt{T_i^3}} \quad \text{pour } T_i > 0,26 \text{ s avec } \beta_{\text{min}} = 0,06.$$

Les PS69 donne cette formule pour tous les sols autres que sols meubles importants avec spécification, l'amortissement faible (cas de notre cheminée)

Pour notre cas d'espèce : Sol ferme, amortissement faible, $T_1 = 4,43$ s.

$$\beta_1 = \frac{0,09}{\sqrt[4]{(4,43)^3}} = 0,03 < 0,06 = \beta_{min}$$

donc $\beta_1 = 0,06$.

γ_i : Coefficient de distribution dans le premier mode correspondant au niveau i (dépend que de la structure et caractéristique, à l'intérieur de cette dernière, le comportement de la masse à laquelle il se rapporte).

Nous avons pris des masses concentrées \Rightarrow

$$\gamma_{i1} = A_{1i} \frac{\sum_{i=1}^{25} W_i A_{1i}}{\sum_{i=1}^{25} W_i A_{1i}^2}$$

avec A_{1i} amplitudes du $i^{i\text{ème}}$ point de la construction, correspondant à son 1^{er} mode de vibrations propres (calculé dans la partie étude dynamique);

W_i déjà défini, nous précisons qu'il s'agit du poids du béton et du chaînage du tronçon i

δ : coefficient de fondation, indépendant des propriétés dynamiques de la construction, est un facteur correcteur tenant compte de l'incidence des conditions de fondation sur le comportement de l'ouvrage.
(PS69 art 3,112 - 15).

Nous avons pris pour notre cas $\delta = 1,10$ } Terrain de consistance moyenne (B)
Fondation : pieux appuyés à travers le sol (B)

En fait ce qui nous intéresse est $N_{max i}$ et $N_{min i}$, efforts normaux à la section i suite à un séisme et descendant ou ascendant, respectivement selon le cas.

$N_{max i}$ et $M_{min i}$ sont définis comme suit :

$$N_{max i} = \sum_{i=1}^{n=25} W_i + \sum_{i=1}^{n=25} \theta_{vi} W_i$$

(n : nombre de tronçons)

$$N_{min i} = \sum_{i=1}^{n=25} W_i - \sum_{i=1}^{n=25} \theta_{vi} W_i$$

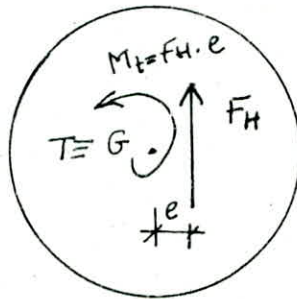
Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous (Tableau II)

Sollicitations sismiques dues à la torsion (ST):

L'article 3.111.13 des PS 69, distingue 2 sortes de torsions:

La torsion normale qui tire son origine de l'excentricité par rapport au centre de torsion T de la section de calcul, de la résultante F_H des forces horizontales conventionnelles. Ceci ne peut être applicable à la cheminée car la section annulaire présente une symétrie multidirectionnelle. (D'où T confondu avec le C.D.G: G)

La torsion accidentelle donnant un moment $F_H \cdot e$ qui résulterait d'une excentricité exceptionnelle e des forces F_H . (e : étant défini par les PS 69)



Nous avons pris les décisions suivantes:

Pour la torsion normale qui ne peut trouver sa raison d'être que dans le cas de l'ouverture des carreaux et de la porte où le centre de torsion devient excentré par rapport au centre de masse, nous admettons que la transmission des forces élastiques dues à l'effort tranchant d'ensemble se fait de manière pratiquement parfaite pour que nous puissions admettre que la section percée soit considérée comme fermée. De plus nous supposons que l'ouverture est assez petite devant le diamètre du même niveau pour que, l'excentricité de T à G qui en résulterait soit suffisamment petite pour n'engendrer aucun moment de torsion d'axe vertical.

Pour la torsion accidentelle, elle est négligeable si les règles d'exécution des cheminées sont satisfaites.

Tableau I

FORCES SISMQUES (en tonnes)			
SEC- TION	PREMIER MODE	DEUXIEME MODE	TROISIEME MODE
26	12.7705402	-10.2427397	5.9817672
25	24.7890491	-16.8406200	7.5936399
24	24.8845406	-13.4162701	3.2013471
23	24.6605206	-9.4355669	-1.2668300
22	24.3082905	-5.1460071	-5.2858992
21	23.6547794	-0.6932361	-8.3573112
20	22.8704109	3.6944399	-10.1781998
19	21.8234692	7.8178759	-10.5391398
18	20.5534992	11.4739799	-9.4695797
17	19.1012402	14.5031500	-7.1764059
16	17.5884991	16.8769398	-4.0208368
15	15.9522495	18.4556399	-0.3623901
14	14.2355900	19.2140408	3.3627360
13	12.5271301	19.2568398	6.7826948
12	10.8002596	18.5539409	9.5554552
11	9.0945578	17.2158394	11.4448299
10	7.4734979	15.4023199	12.3682299
9	5.9361811	13.1932201	12.2752705
8	4.5196862	10.7496204	11.2641201
7	3.2678449	8.2676039	9.5609188
6	2.1916640	5.8702168	7.3781028
5	1.3817480	3.8997710	5.2581239
4	0.8071724	2.3822210	3.3952470
3	0.3828260	1.1724110	1.7442900
2	0.1015771	0.3208795	0.4938477
1	0.0000000	0.0000000	0.0000000

Tableau I

EFFORTS TRANCHANTS DUS AU SEISME (en tonnes)

SEC- TION	PREMIER MODE	DEUXIEME MODE	TROISIEME MODE
26	12.7705402	-10.2427397	5.9817672
25	37.5595894	-27.0833607	13.5754099
24	62.4441299	-40.5016289	16.7767506
23	87.1046524	-49.9371910	15.5099201
22	111.4129028	-55.0831985	10.2240295
21	135.0677032	-55.7764397	1.8667140
20	157.9382019	-52.0820007	-8.3114891
19	179.7615967	-44.2641296	-18.8506908
18	200.3150940	-32.7901497	-28.3202705
17	219.4163971	-18.2870007	-35.4966812
16	237.0048981	-1.4100630	-39.5175095
15	252.9571075	17.0456409	-39.8605009
14	267.1926880	36.2596817	-36.5177689
13	279.7197876	55.5165291	-29.7350693
12	290.5201111	74.0754700	-20.1796207
11	299.6145935	91.2913132	-8.7347918
10	307.0881042	106.6936035	3.6334431
9	313.0242920	119.8868027	15.9087095
8	317.5440063	130.6365051	27.1728401
7	320.8118896	138.9040985	36.7837608
6	323.0035095	144.7743073	44.1118584
5	324.3853149	148.6741028	49.3699799
4	325.1924133	151.0563049	52.7652283
3	325.5751953	152.2286987	54.5095215
2	325.6767883	152.5496063	55.0033684
1	325.6767883	152.5496063	55.0033684

Tableau ②

MOMENTS DUS AU SEIESME
(en tonne.metres)

I	PREMIER MODE	DEUXIEME MODE	TROISIEME MODE
26	0.000000!	0.000000!	0.000000!
25	127.705383!	-102.427376!	59.817669!
24	503.301300!	-373.260986!	195.571747!
23	1127.742554!	-778.277283!	363.339325!
22	1998.789185!	-1277.649292!	518.438599!
21	3112.918701!	-1828.481323!	620.678772!
20	4463.595703!	-2386.245350!	639.346008!
19	6042.977539!	-2907.065430!	556.231140!
18	7840.593750!	-3349.706787!	367.724152!
17	9843.744141!	-3677.608398!	84.521500!
16	12037.909180!	-3860.477783!	-270.445343!
15	14407.955078!	-3874.579102!	-665.620422!
14	16937.527344!	-3704.123047!	-1064.425537!
13	19609.453125!	-3341.525146!	-1429.603516!
12	22406.652344!	-2786.360840!	-1726.954346!
11	25311.851563!	-2045.605957!	-1928.750244!
10	28308.000000!	-1132.692139!	-2016.097900!
9	31378.880859!	-65.757523!	-1979.764160!
8	34509.125000!	1133.111938!	-1920.676514!
7	37684.558594!	2439.477295!	-1548.947998!
6	40892.683594!	3828.517822!	-1181.610962!
5	44122.718750!	5276.261230!	-740.491821!
4	47366.562500!	6763.000977!	-246.792694!
3	50618.496094!	8273.565430!	280.859344!
2	53874.246094!	9795.851563!	625.954468!
1	57131.015625!	11321.346680!	1375.988892!

Tableau (II)

EFFORTS ET DEFORMATIONS RESULTANTS DUS AU SEISME

I	TRANCHANTS(t)	MOMENTS(t.m)	DEFORMATIONS (cm)
26	17.429338	0.000000	119.031143
25	48.254772	174.293396	110.228645
24	76.296204	656.417786	101.465897
23	101.594795	1417.580444	92.806694
22	124.705788	2428.234863	84.323242
21	146.143036	3663.174805	76.086098
20	166.511490	5101.629395	68.156609
19	186.088425	6728.892578	60.582359
18	204.947266	8534.088867	53.402321
17	223.020111	10508.626953	46.846656
16	240.280945	12644.670898	40.336086
15	256.648224	14934.677734	34.489399
14	272.103363	17370.474609	29.117466
13	286.721893	19943.425781	24.221779
12	300.493439	22645.181641	19.804596
11	313.335785	25467.517578	15.861808
10	325.115143	28402.296675	12.388550
9	335.574402	31441.341797	9.377785
8	344.439331	34575.691406	6.821186
7	351.516663	37795.187500	4.708467
6	356.702576	41088.507813	3.030114
5	360.232117	44443.242188	1.774930
4	362.425568	47847.574219	0.915558
3	363.516296	51290.960938	0.575841
2	363.816040	54763.812500	0.387316
1	363.816040	58258.210938	0.200000

Tableau (D)

EFFORTS SISMQUES VERTICAUX
(EN TONNES)

I	SIGMA	PTC	EFV	EFVC	NMAX/I	NMIN/I
25	0.1444	0.0000	15.6033	15.6033	0.0000	0.0000
24	0.1376	276.1597	15.7792	31.3625	257.5422	194.7772
23	0.1287	354.4830	15.7645	47.1670	401.8308	307.4968
22	0.1181	493.1814	15.6213	62.7583	556.6564	431.0798
21	0.1011	644.8354	15.2960	78.0843	722.1697	566.0010
20	0.0917	805.2556	14.9188	92.9031	898.5317	712.7255
19	0.0810	976.1108	14.2026	107.1056	1085.9165	871.7053
18	0.0727	1152.3448	13.4880	120.5676	1284.5126	1043.3773
17	0.0659	1341.3440	12.6160	133.1614	1494.5234	1228.1626
16	0.0595	1541.3410	11.6759	144.8573	1716.1713	1428.4637
15	0.0535	1744.1780	10.6675	155.5243	1949.7128	1673.6632
14	0.0477	1930.7590	9.6090	165.1339	2195.3928	1865.1351
13	0.0421	2070.4854	8.5024	173.6843	2453.5002	2106.1917
12	0.0368	2247.2829	7.4217	181.0759	2724.3389	2362.1870
11	0.0316	2370.2880	6.3331	187.4091	3008.2312	2633.4128
10	0.0264	2412.355	5.2747	192.6836	3305.5198	2920.1521
9	0.0213	2419.119	4.2666	196.9504	3616.5693	3222.6685
8	0.0161	2341.4139	3.3215	200.2789	3941.7627	3541.2051
7	0.0074	4074.7410	2.4798	202.7587	4281.4995	3875.9822
6	0.0047	4451.7061	1.7399	204.4986	4636.8046	4227.2075
5	0.0011	4400.6199	1.1279	205.6265	5006.3164	4595.0635
4	0.0017	5209.1001	0.6990	206.3255	5415.9258	5003.2744
3	0.0013	5964.6260	0.3893	206.7148	5891.3408	5477.9111
2	0.0001	6259.7796	0.1600	206.6748	6436.6540	6022.9048
1	0.0001	6449.750	0.0343	206.9091	7056.7842	6642.9658

SIGMA: COEFF. SISMIQUE EFV : EFFO. VERTICAL SISMIQUE
 PTC : POIDS TOTAL CUMULE EFVC : EFFO. VERTICAL SISMIQUE CUMULE
 NMAX/I : EFFORT NORMAL MAX NMIN/I : EFFORT NORMAL MINIMUM

ETUDE THERMIQUE

Evaluation du gradient thermique :

Hypothèse de calcul : la température des gaz T_i demeure constante :

1° sur toute la hauteur de la cheminée. Autrement dit les pertes de charges sont négligeables.

2° On suppose que le gradient thermique est linéaire dans l'épaisseur de la paroi. Il semble toutefois que les dernières recherches semblent prouver que le gradient suit une loi plus ou moins parabolique et que de plus il dépend de l'état de fissuration du béton.

« Les renseignements qui suivent ont été fournis par M. Grovalet, spécialiste en cheminée de l'E.D.F, membre de la commission des règles, pour la construction des cheminées en BA »

Considérons l'ensemble général formé de plusieurs matériaux (fig ci dessous) :

la quantité de chaleur qui traverse $1m^2$ de paroi pendant l'unité de temps est :

$$\begin{aligned} Q &= k(T_i - T_e) = \frac{1}{\frac{h_1}{c_1}} (t_A - t_B) = \frac{1}{\frac{h_2}{c_2}} (t_B - t_C) \\ \textcircled{1} \quad &= \frac{1}{\frac{h_3}{c_3}} (t_C - t_D) = \frac{1}{1/k_1} (T_i - t_A) = \frac{1}{1/k_2} (t_D - T_e) \end{aligned}$$

où :

T_i = température des gaz ; T_e = température ambiante extérieure
 t_A, t_B, t_C et t_D = les températures des parois A, B, C et D respectivement
 c_i = conductibilité du matériau pris en considération
 pour le béton $c_b = 1,7 \text{ kcal/m/m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C}$
 pour la brique rouge $c_{brique} = 0,75 \text{ kcal/m/m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C} = c_r$

h_i : épaisseur du matériau pris en considération en m

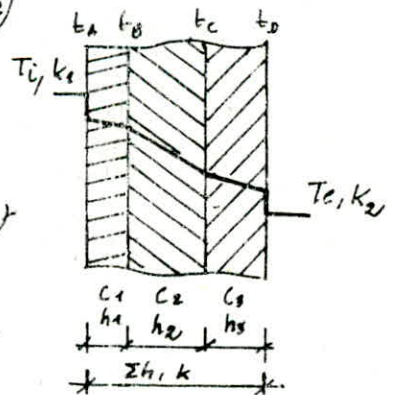
k_1 : coefficient de transmission de la chaleur à la surface intérieure de l'ensemble

$$k_1 = k_{ic} + k_{ir}$$

k_{ic} étant donné par un abaque en fonction de la vitesse des fumées et de leur température

k_{ir} : étant donné par un autre abaque en fonction de la température des fumées et du diamètre intérieur du revêtement

$k_2 = 18 \text{ kcal/m}^2/\text{h} \cdot ^\circ\text{C}$ = coefficient de transmission de la chaleur à la surface extérieure de l'ensemble.



$$k = \frac{1}{\frac{h_1}{C_1} + \frac{h_2}{C_2} + \frac{h_3}{C_3} + \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2}} = \text{conductibilité thermique de l'ensemble}$$

Mais le cas que nous intéressé est une couche d'air faisant partie de l'ensemble. Pour lever la difficulté, on la considère comme un matériau d'épaisseur $h_i = 1\text{m}$ et de conductibilité thermique $C_i = k_v = 0,06 T_i \text{ kcal/m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C}$ quand l'espace est ventilé (notre cas).

Pour les cheminées protégées par un revêtement et ayant un espace d'air ventilé entre le revêtement et le fût, le coefficient de conductibilité thermique du revêtement C_r ainsi que le coefficient k_1 seront affectés d'un coefficient multiplicateur de 0,5 pour tenir compte des effets de la ventilation. Il en résulte pour notre cheminée:

$$k = \frac{1}{\frac{h_0}{C_b} + \frac{h_r}{0,5 C_r} + \frac{1}{k_v} + \frac{1}{0,5 k_1} + \frac{1}{k_2}} \quad (h_r : \text{épaisseur du revêtement})$$

A partir de k de l'ensemble, on peut évaluer la chute de température (gradient thermique) dans chaque matériau, et connaissant les températures intérieur et extérieur, on peut déterminer la température sur chaque paroi intermédiaire. En particulier, le gradient thermique du fût en B.A, peut être évalué par la relation:

$$t = t_i - t_e = k \frac{h_0}{C_b} (T_i - T_e) \quad \text{d'après (1)}$$

C_b : conductibilité thermique du béton = $1,7 \text{ kcal/m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C}$

t_i et t_e : les températures sur les parois intérieure et extérieure du fût

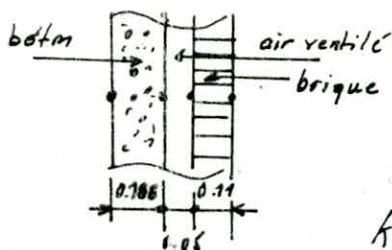
La température sur la face intérieure du fût, dont l'évaluation est nécessaire pour déterminer les contraintes admissibles finales pour les cas de charge "C" que nous verrons plus loin, est:

$$t_i = T_e + (T_i - T_e) k \left(\frac{h_0}{C_b} + \frac{1}{k_2} \right) \quad \text{d'après (1)}$$

Exemple: Soit par exemple la section +180m à considérer.

1°/ Evaluation du coefficient de transmission de la chaleur à la surface intérieure de l'ensemble:

$$k_1 = k_{1c} + k_{1r}, \quad k_v = 0,06 T_i$$



les données du projet : $V = 25 \text{ m/s}$
 $T_i = 300^\circ \text{C}$
 $T_e = -5^\circ \text{C}$

$$k_v = 0,06 T_i = 0,06 \cdot 300 = 18 \text{ Kcal/h.m}^2 \cdot \text{C}$$

$$k_{tc} = f(V=25 \text{ m/s}, T_i=300^\circ \text{C}) = 35 \text{ Kcal/h.m}^2 \cdot \text{C}$$

$$k_{tr} = f(D_{\text{intérieur}} = 0,108 \text{ m}, T_i=300^\circ \text{C}) = 22 \text{ Kcal/h.m}^2 \cdot \text{C}$$

donc $k_1 = 35 + 22 = 57 \text{ kcal/h.m}^2 \cdot \text{C}$

2°/ Evaluation de la conductibilité de l'ensemble :

$$k = \frac{1}{\frac{h_o}{C_b} + \frac{h_r}{0,5 C_r} + \frac{1}{0,5 k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_v}} = \frac{1}{\frac{0,188}{1,7} + \frac{0,11}{0,5 \cdot 0,77} + \frac{1}{0,5 \cdot 57} + \frac{1}{18} + \frac{1}{18}}$$

$$= \frac{1}{0,54717} = 1,827 \text{ Kcal/m/m}^2 \cdot \text{C} \cdot \text{h}$$

3°/ Evaluation du gradient thermique (pour le calcul des contraintes)

$$t = t_i - t_e = \frac{k h_o}{C_b} (T_i - T_e) = \frac{1,827 \cdot 0,188}{1,7} (300 - (-5)) \approx 60^\circ \text{C}$$

4°/ Evaluer la température de la face intérieure qui servira à T_b

$$t_i = T_e + (T_i - T_e) k \left(\frac{h_o}{C_b} + \frac{1}{k_2} \right) = -5 + (300 - (-5)) \left[1,827 \left(\frac{0,188}{1,7} + \frac{1}{18} \right) \right]$$

$$\approx 86^\circ \text{C}$$

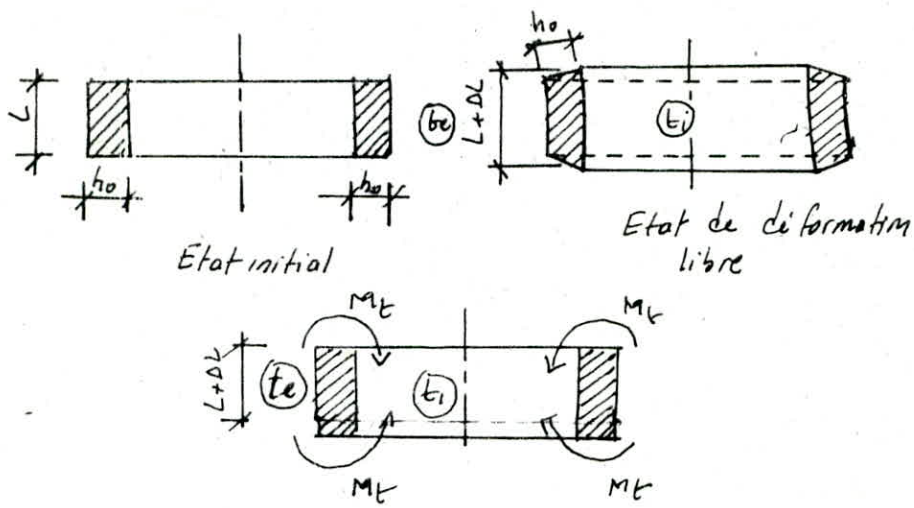
Moment d'origine thermique M_t :

Le moment d'origine thermique est engendré par le gradient du fût en B.A. Il dépend de la pente du diagramme des contraintes d'origine thermique K_f qui pour une température donnée, est considérée comme une caractéristique de la section, et du degré de fissuration du béton (section partiellement, entièrement, ou non fissurée). Dans ce qui suit, on néglige l'effet de poisson.

Pente du diagramme des contraintes K_f :

Sens vertical :

Considérons un tronçon de cheminée de hauteur L , limité par 2 plans horizontaux, dont la température initiale a subi un accroissement t_i sur la paroi intérieure et t_e sur la paroi extérieure ($t_i > t_e$). Nous simplifierons le problème sans commettre d'erreur préjudiciable en remplaçant la forme tronconique du tronçon de cheminée par un cylindre de même épaisseur h_o . Le gradient thermique est supposé linéaire.



Etat de déformation empêchée
 (Gradient thermique - feux vertical -)

La variation de température a pour effet de produire dans le feux vertical :
 1° un changement uniforme du tronçon d'amplitude ΔL où :

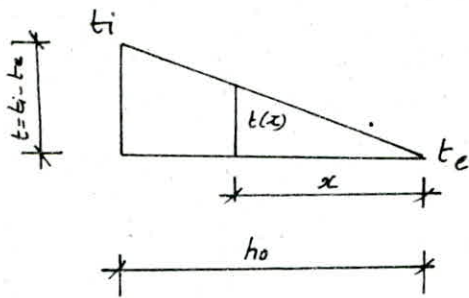
$$\Delta L = \mu \left(\frac{t_i + t_e}{2} \right) \cdot L$$

μ : désignant le module de dilatation linéaire du matériau. Cet allongement n'étant gêné dans le feux vertical, il n'en résulte aucune contrainte dans la coque et la cheminée.

2° Une déformation non uniforme due à la différence de température (gradient thermique) $t = t_e - t_i$.
 Si cette déformation n'était pas gênée par la continuité horizontale (tube circulaire), elle provoquerait un allongement des fibres intérieures de $\mu t L$ et, un raccourcissement des fibres extérieures de $-\mu t L$. L'effet de cette déformation se traduirait par la transformation du tronçon cylindrique en volume de révolution décrit par un secteur de couronne circulaire ayant la concavité tournée vers l'extérieur de la cheminée.
 Pour ramener le tronçon à sa forme initiale compatible avec la forme de l'ensemble de la cheminée, il est nécessaire et suffisant d'appliquer sur son contour des couples M_t dont la valeur sera déterminée selon le degré de fissuration, et que nous analyserons plus loin.

Ainsi, on conclue que ces couples M_t ont pour effet d'annuler l'allongement des fibres intérieures et le raccourcissement des fibres extérieures. Il en résulte une compression sur la fibre intérieures et une traction sur les fibres extérieures.

Pour trouver la pente du diagramme des contraintes provoquées par le gradient thermique t , on examine la variation de température à la distance x de la face extérieure et pour la section considérée, fig si dessous.



4 Variation de la température dans la section :

A la distance x , on a $t(x) = \frac{t \cdot x}{h_0}$ (gradient supposé linéaire).

$$\text{La loi de Hooke} \Rightarrow \frac{\Delta L}{L}(x) = \gamma \frac{t(x)}{h_0} = \frac{\sigma(x)}{E} \Rightarrow \sigma(x) = E \gamma \frac{t(x)}{h_0}$$

l'accroissement de la température est supposé permanent $\Rightarrow E = E_T$, de plus nous verrons plus loin, calcul de ferrailage, que $E_T = f(\text{température})$.

Enfin, la pente du diagramme des contraintes K_t est donnée par :

$$K_t = \frac{d\sigma(x)}{dx} = E_T \frac{\gamma t}{h_0}$$

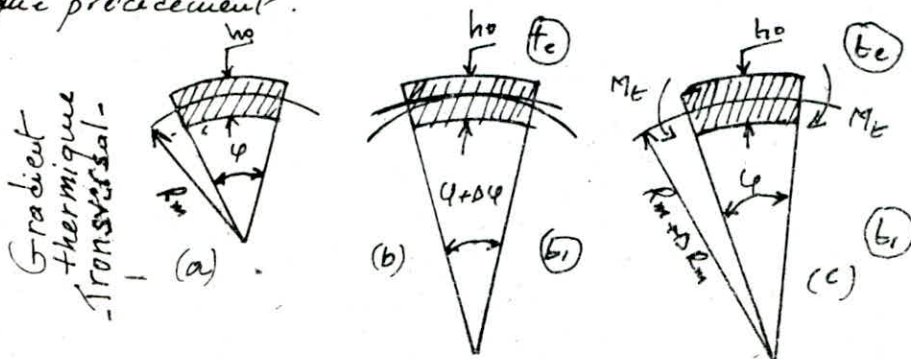
Bien entendu dans tout ça, il a été supposé que la déformation du béton fissuré suivait les mêmes lois que celles du béton non fissuré (hypothèse).
En fait K_t dépend des caractéristiques de la section et résulte de l'application de la loi de Navier. La présence des armatures dans la section n'apporte aucune modification. La contrainte provoquée par le gradient thermique dans l'éventuelle armature située à la distance x étant $n\sigma(x)$.

Sens transversal :

Considérons une bande découpée dans la coque est délimitée par 2 plans verticaux, faisant entre eux l'angle φ (fig: ci dessous). Le rayon moyen est R_m .
Si l'on expose cette bande à des températures différentes sur chacune des faces, les déformations qui en résultent auront le même caractère que dans le cas précédent ie :

- 1° un allongement libre, transformant le rayon R_m en $R_m + \Delta R_m$,
- 2° une déformation non uniforme qui donnera lieu à des moments intérieurs M_t' ramenant la coque à sa forme initiale circulaire.

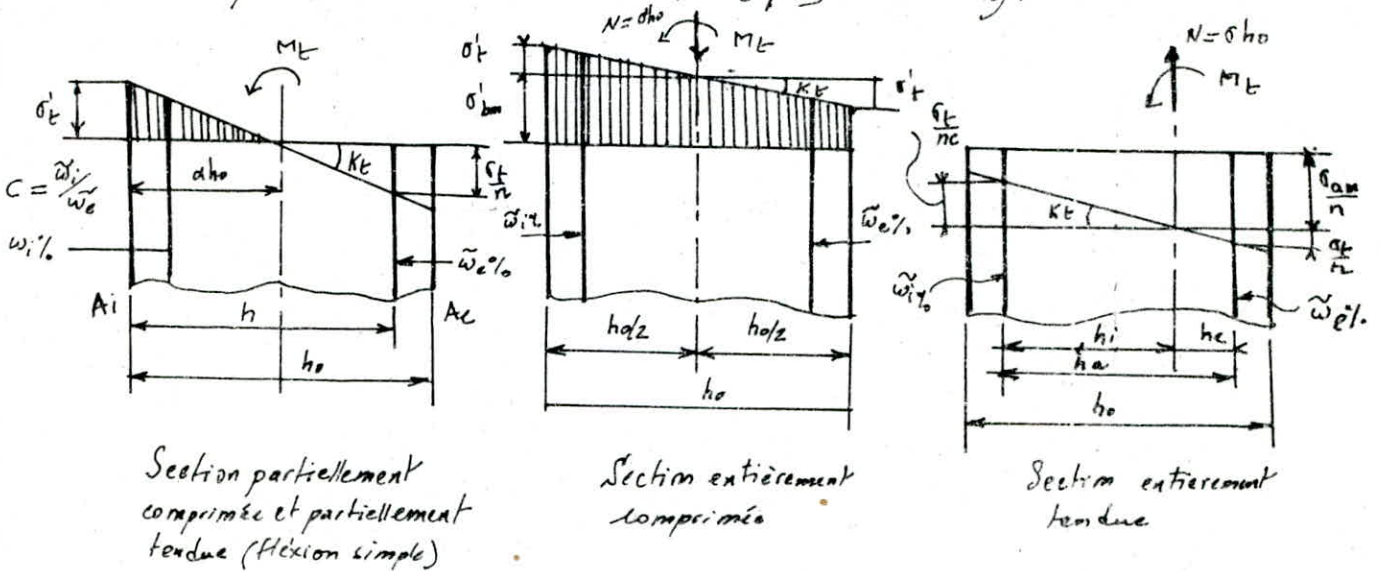
Ainsi, la pente du diagramme des contraintes est déterminée par les mêmes relations que précédemment.



- a : Etat initial
- b : Etat de déformation libre
- c : Etat de déformation encastrée

Expression des moments d'origine thermique:

Supposons une section unitaire verticale ou transversal du fût de la cheminée soumise uniquement à l'action du moment M_T (fig ci-dessous).



La section est armée d'une nappe extérieure et d'une nappe intérieure ayant respectivement un pourcentage d'acier $\tilde{w}_c/100 = \frac{A_c}{\alpha h_o}$ et $\tilde{w}_i = \frac{A_i}{\alpha h_o}$

Le rapport entre les sections (ou les pourcentages) d'acier comprimé et tendu est désigné par C . Dans le cas présent, M_T provoquant des compressions à l'intérieur et des tractions à l'extérieur, $C = \frac{\tilde{w}_i}{\tilde{w}_c} = A_i/A_c$. La somme des pourcentage sera $\Sigma \tilde{w} = \tilde{w}_i + \tilde{w}_c$.

Notons par d_{ho} la distance entre la fibre la plus comprimée (ou la moins tendue) de la section à l'axe neutre, par ξ le rapport $h/h_o = \xi$, et mettons en évidence la pente K_T du diagramme des contraintes provoquées par le gradient thermique.

Ecrivons les équations d'équilibre de la section sous l'action de la sollicitation extérieure M_T et des contraintes intérieures

$$N=0 = K_T h_o^2 \left(\frac{\alpha^2}{2} + \bar{N} \right); \quad \frac{\alpha^2}{2} + \bar{N} = 0 \quad (1)$$

$$\text{avec } \bar{N} = n \frac{\tilde{w}_c}{100} \left[\xi(C-1) + \alpha(C+1) - C \right] \quad (2)$$

$$M_T = n K_T \frac{\tilde{w}_c}{100} h_o^3 \left(\xi - \alpha \right) \left(\xi - \frac{\alpha}{3} \right)$$

La valeur de α peut être obtenue par l'équation (1). On peut également utiliser un abaque (Diver).

Moment d'origine thermique M_T en section entièrement comprimée

$$M_T = K_T \frac{h_o^3}{12}$$

on considère que la section est homogène et que le ferrailage ne déplace pas son C.D.G. situation mi-épaisseur de la paroi.

Le moment M_t ainsi calculé exerce une surcompression de la partie de la section située vers l'intérieur et une décompression de la partie située vers l'extérieur.

Moment d'origine thermique M_t en section entièrement tendue:

On considère que la section du béton est complètement fissurée. Le C.D.G du ferrailage est situé à une distance : $h_e = c h_a / (1+c)$ de la nappe extérieure et à $h_i = h_a / (1+c)$ de la nappe intérieure, où h_a est la distance entre les 2 nappes (fig ci-dessus). Le gradient thermique introduit une surtension dans le ferrailage extérieur et une détente dans le ferrailage intérieur.

Connaissant la pente, on obtient :

$$M_t = \frac{n c \tilde{\omega}_e K_t h_o h_a^2}{100 (1+c)} = \frac{n c A_c K_t h_a^2}{1+c}$$

Remarque : Contrairement à ce que l'on obtient d'habitude dans les études de dimensionnement, l'augmentation de la section d'acier se traduit par l'accroissement du moment M_t et que d'autre part le moment M_t diminue proportionnellement avec la valeur du rapport c .

À la limite $c=0$, $M_t=0$. La section entièrement tendue ferrillée d'une seule nappe d'armatures extérieures ($c=0$) ne peut subir au droit des fissures aucune contrainte d'origine thermique.

Enfin, nous dirons sur moments d'origine thermique :

1°/ Dans la cheminée en service, le moment d'origine thermique M_t engendre toujours des compressions (ou des détensions) sur la face intérieure (la plus chaude) et des tractions (ou des décompressions) sur la face extérieure (la plus froide).

2°/ Le moment thermique M_t provient d'une déformation empêchée. La diminution de la rigidité de la section produit une réduction du moment M_t .

Il en résulte que le moment M_t diminue au fur et à mesure que l'on passe de la section homogène non fissurée à la section partiellement fissurée et puis à la section totalement fissurée.

3°/ Pour le calcul du ferrailage, il n'est pas nécessaire de calculer directement tous les moments. Nous verrons alors comment obtenir les contraintes qui nous intéresseront par introduction de ces moments puis simplification sous la connaissance de K_t sera nécessaire.

Gradient thermique (t):

Tableau ci-dessous.

Cotes	m	180	110	40	0
$k_{1c} = f(\varnothing, T_i)$	kcal/h.m ² .°C	35	35	35	35
Diamètre intérieur du revêtement	m	8,633	11,566	14,499	19,300
$k_{1r} = f(D_{int}, T_i)$	kcal/h.m ² .°C	22	22	22	22
k_{2r}	kcal/h.m ² .°C	18	18	18	18
h_o	m	0,183	0,216	0,224	0,35
h_r	m	0,11	0,11	0,11	0,11
C_b	kcal/h.m ² .°C	1,7	1,7	1,7	1,7
C_r	kcal/h.m ² .°C	0,75	0,75	0,75	0,75
$K = \frac{1}{\frac{h_o}{C_b} + \frac{h_o}{C_r} + \frac{1}{k_{1c}} + \frac{1}{k_{1r}} + \frac{1}{k_{2r}}}$	h.m ² .°C / kcal	1,828	1,765	1,705	1,549
$T = (t_i - t_e) = \frac{k}{h_o C_b} (T_i - T_e)$	°C	60	68	76,47	97,27
t_i	°C	86	93,24	100,56	118,51
$K_v = 0,06 T_i$	kcal/h.m ² .°C	18	18	18	18

Coefficient ψ_b et Module d'élasticité:

Tableau ci dessous :

Cotes	m	180	110	40	0
σ'_{28}	Kg/cm ²	306	306	306	306
t_i	°C	86	93	100	119
$\psi_b = 1 - \frac{t_i - 50}{500}$		0,328	0,914	0,900	0,862
$E_v = 7000 \sqrt{\psi_b \sigma'_{28}}$	Kg/cm ²	117800	117000	116200	113500

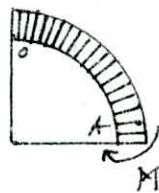
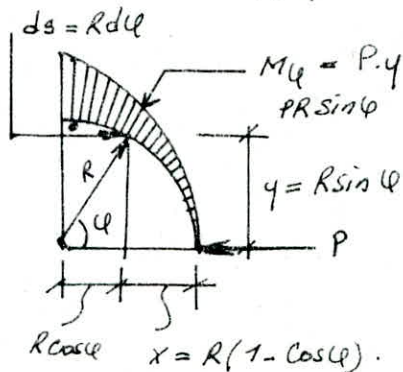
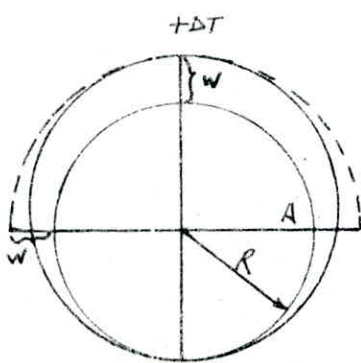
NB: Nous avons considéré un béton dosé à 400 Kg/m³, ciment - classe 325 et granulats silico - calcaires.

ETUDE DE L'ENSOLEILLEMENT

L'action dissymétrique de l'ensoleillement (une face de la cheminée exposée au soleil, l'autre abritée) engendre des moments locaux semblables, en ce qui concerne leurs effets, aux moments d'ovalisation. La différence de températures entre les faces exposées et abritée est prise d'après le règlement applicable aux cheminées en B.A à $30^{\circ}\text{C} = \Delta T$.

Dans ce qui suit, nous allons exprimer les formules de calcul.

Admettons une ΔT intéressant une seule moitié du périmètre (fig: ci-dessous). w étant la déformation maximale du côté chaud, il ya 2 inconnues hyperstatiques P et M



2 inconnues hyperstatiques : P et M

Nous avons en A

$$\varphi_A = 0 \text{ et } \delta_A = \frac{w}{2}$$

P donne en A

$$\varphi_A = \frac{1}{EI} \int M_\varphi ds = \frac{1}{EI} \int_0^{\pi/2} PR^2 \sin \varphi d\varphi = \frac{PR^2}{EI}$$

$$\text{et } \delta_A = \frac{1}{EI} \int M_\varphi y ds = \frac{1}{EI} \int_0^{\pi/2} PR^3 \sin^2 \varphi d\varphi = \frac{\pi PR^3}{4EI}$$

M donne en A :

$$\varphi_A = \frac{1}{EI} \int M_\varphi ds = \frac{1}{EI} \int_0^{\pi/2} MR d\varphi = \frac{MR}{EI}$$

M donne en A :

$$\varphi_A = \frac{1}{EI} \int MR d\varphi = \frac{\pi MR}{2EI}$$

$$M_{\max} = \frac{2,16 \mu EI \Delta T}{R}$$

Comme nous raisonnons pour une hauteur unitaire ; nous avons : $I = \frac{h_0^3}{12}$

h_0 : épaisseur de la paroi en béton.
 et en considérant que $R = R_m = \frac{D_m}{2}$ on aura :

$$M_{\max}^{(s)} = \frac{2,16 \times 2}{D_m} \mu \cdot \frac{E h_0^3}{12} \Delta T \approx \frac{4 \Delta T E h_0^3}{2,75} = M_{ri}$$

Pour comparer aux moments d'ovalisation, calculons $M(\alpha = 90^\circ)$

$$M_{(90)}^{(s)} = 1,23 \cdot \frac{2}{D_m} \mu \cdot E \cdot \frac{h_0^3}{12} \Delta T \approx \frac{4 \Delta T E h_0^3}{5} = M_{re}$$

Dans ce qui suit nous admettrons que :

$$\Delta T = 30^\circ = \Delta T_s \text{ (s: pour ensoleillement).}$$

$E = E_v$ module d'élasticité de longue durée. Nous verrons dans les calculs purement thermiques comment tenir compte de sa variation avec la température.

Nous prendrons dans les calculs l'ensoleillement la valeur constante $1,2 \cdot 10^6$ tonnes/m².

$M_{\max} = M_{ri}$ est le moment qui joue le même rôle que M_{oi} dans le calcul des moments d'ovalisation.

Donc M_{ri} et M_{re} sont les moments d'ensoleillement qui mettent respectivement en traction les fibres intérieures et extérieures de la paroi. Ce sont évidemment des moments locaux.

Calcul pratique :

Il faut utiliser les formules :

$$M_{ri} = \frac{\mu \Delta T_s E_v h_0^3}{D_m \cdot 2,75}$$

$$M_{re} = \frac{\mu \Delta T_s E_v h_0^3}{D_m \cdot 5}$$

$$D_m = \frac{D_{int} + D_{ext}}{2}$$

Les calculs d'ensoleillement obtenus pour notre cas d'espèce sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Moments d'ensoleillement

	$(\text{Epaisseur})^3$ h_0^3	$D_m = \frac{D_{ext} + D_{int}}{2}$	$M_{re} = \frac{4 T_s E_v h_0^3}{5 D_m}$	$M_{ri} = \frac{4 T_s E_v h_0^3}{2,75 D_m}$
	m^3	m	t/m	t/m
25	0,003375	5,85	0,0346	0,0629
24	0,003724	6,273	0,0356	0,0647
23	0,004020	6,697	0,0360	0,0654
22	0,004411	7,121	0,0374	0,0674
21	0,004827	7,545	0,0384	0,0698
20	0,005268	7,968	0,03966	0,0720
19	0,005640	8,482	0,0400	0,0727
18	0,006128	8,816	0,0414	0,0752
17	0,006641	9,239	0,0431	0,0788
16	0,007078	9,663	0,04488	0,0803
15	0,007641	10,087	0,0455	0,0809
14	0,008242	10,510	0,04710	0,0856
13	0,008742	10,937	0,0480	0,0873
12	0,009334	11,358	0,0486	0,0902
11	0,010078	11,782	0,0513	0,0933
10	0,010734	12,205	0,0530	0,0963
9	0,011391	12,629	0,0541	0,0983
8	0,01267	13,053	0,0560	0,1018
7	0,012978	13,476	0,0580	0,1054
6	0,013652	13,900	0,0589	0,1071
5	0,0154127	14,124	0,0617	0,1122
4	0,015438	14,988	0,0617	0,1122
3	0,020797	15,975	0,0781	0,1420
2	0,270000	17,20	0,0942	0,1713
1	0,084328	18,425	0,1180	0,2145
0	0,42870	19,65	0,1370	0,2582

$$E_v = 1,2 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$T_s = 30^\circ\text{C}$$

$$\mu = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

$$\varphi_A = \frac{1}{EI} \int_0^{\pi/2} MR d\varphi = \frac{\pi MR}{2EI}$$

$$\text{et } S_A = \frac{1}{EI} \int_0^{\pi/2} MR^2 \sin\varphi d\varphi = \frac{MR^2}{EI}$$

Or $W = R\gamma\Delta T$

Ecrivons qu'en A : $\varphi_A = 0$ et $S_A = \frac{W}{2} = \frac{R\gamma\Delta T}{2}$

Soit donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{PR^2}{EI} + \frac{\pi MR}{2EI} = 0 \\ \frac{\pi PR^3}{4EI} + \frac{MR^2}{EI} = \frac{R\gamma\Delta T}{2} \end{array} \right.$$

Systèmes de 2 équations à 2 inconnues dont les solutions sont :

$$M = \frac{-2PR}{\pi} \quad \text{et} \quad P = \frac{2\pi EI \gamma \Delta T}{R^2(\pi^2 - 8)}$$

$$\text{d'où } M = \frac{-4\gamma EI \Delta T}{R(\pi^2 - 8)}$$

En un point quelconque : $M_\varphi = M + P\gamma = \frac{-4\gamma EI \Delta T}{R^2(\pi^2 - 8)} + \frac{2\pi EI \gamma \Delta T}{R^2(\pi^2 - 8)} R \sin\varphi$
 $= \frac{2\gamma EI \Delta T (\pi \sin\varphi - 2)}{R(\pi^2 - 8)}$

Si on pose :

$$\frac{2(\pi \sin\varphi - 2)}{(\pi^2 - 8)} = K(\varphi) = 3,39 \sin\varphi - 2,16$$

$$\text{Il viendra } M_\varphi = K(\varphi) \gamma \frac{EI \Delta T}{R}$$

φ	0	15°	30°	45°	60°	75°	90°
K	-2,16	-1,28	-0,41	0,24	0,78	1,13	1,23

On voit que le moment M_φ sera maximal quand $K(\varphi)$ le sera également ce pour $\varphi = 0$ soit en A

ETUDE DES CONSOLES INTERIEURES

- MOMENTS M_c -

Nous donnerons les résultats sans faire de démonstration.

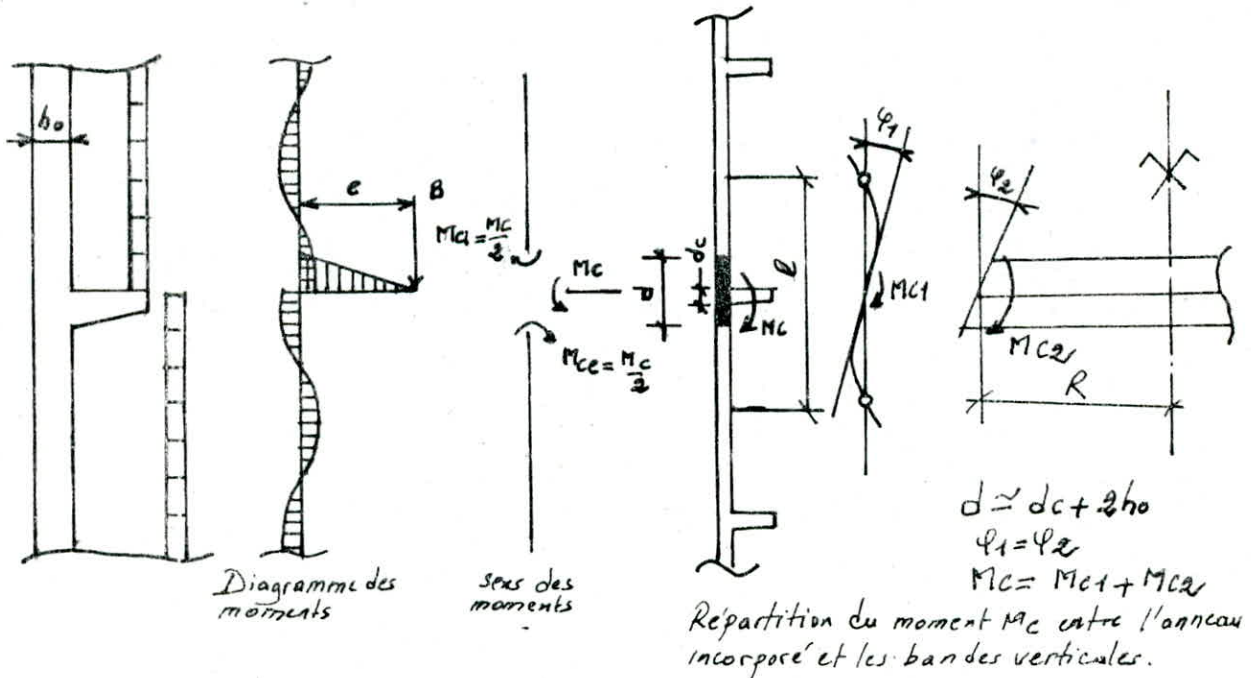
Plus la longueur des consoles intérieures est grande plus les moments engendrés par celles-ci sont importants, qui dans certains cas, peuvent produire des contraintes dans la valeur pourrait représenter jusqu'à 30% des contraintes totales de calcul de la coque.

Le moment engendré par les consoles par unité de longueur de pourtour de la cheminée est :

$$M_c = B \cdot e$$

où B : poids du chemisage / ml
 e : distance entre la gaine et le fût

On suppose que la distribution du moment M_c entre les tronçons situés au dessus et au dessous des consoles s'effectue conformément au diagramme de la fig ci-dessous. Il en résulte deux moments M_{ce} et M_{ci} égaux à $M_c/2$ et de sens contraire produisant des tractions respectivement sur la face intérieure du fût au dessus des consoles et sur la face extérieure du fût au dessous des consoles



Poutre annulaire au niveau des consoles intérieures:

Un calcul plus précis permet de distribuer une partie des moments M_c aux poutres annulaires, incorporées dans le fût situées au niveau des consoles intérieures. La répartition des moments M_c s'effectue en écrivant l'égalité des rotations des éléments suivants, au niveau des consoles intérieures:

1° Une bande verticale de largeur unitaire supposée articulée à la mi-distance entre deux consoles successives (fig: ci dessus).

2° L'anneau incorporé dans le fût, de largeur h_0 et de hauteur d qu'on conseille de prendre égale à $d_c + 2h_0$ (fig: ci dessous).

Le moment M_c peut se décomposer en :

$$M_{c1} = M_c \frac{a}{a+b} \quad ; \quad M_{c2} = M_c \frac{b}{a+b}$$

avec : l : distance entre deux consoles mesurée sur la verticale

$$a = 144 \frac{l^2 R^2}{h_0 d^3} \quad ; \quad b = 24 \frac{l^3}{h_0^3}$$

Le moment M_{c1} remplacera M_c dans le calcul indiqué précédemment. Le moment M_{c2} sera équilibré par l'anneau incorporé soumis à la flexion pure $M = M_{c2} \cdot R$ qui produit des tractions dans les armatures annulaires inférieures.

Calcul pratique :

Preignons comme exemple la section de la cheminée située au niveau 180 m. Les moments engendrés par les consoles intérieures, et à répartir par mètre sur le pourtour de la cheminée seront, puisque l'écartement pris entre consoles, mesuré sur la verticale est 10 m :

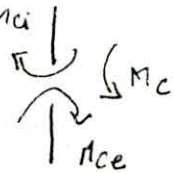
$$M_c = B \cdot e \quad \text{avec } e = 11 \text{ cm (Briques)} + 5 \text{ cm (vide d'air)} = 16 \text{ cm}$$

On prendra $e = 20 \text{ cm}$ pour tenir compte d'éventuels revêtement.

$$\gamma_{\text{briques}} = 1,8 \text{ t/m}^3$$

$$M_c = 1,8 \cdot (0,11 + 0,05 + 0,04) \cdot 10 = 0,40 \text{ t/m/m}$$

$$M_c \text{ est réparti en } M_{c1} = M_{c2} = \frac{M_c}{2} = 0,20 \text{ t/m/m}$$



En considérons la poutre annulaire incorporée au niveau des consoles; il vient en admettant $d_c = 40 \text{ cm}$ et sachant que h_0 à 180 m est égale à $0,183 \text{ cm}$ et le diamètre à la même cote est $D = 8,999 \text{ m}$, R sera égal donc à $R = \frac{D}{2} = 4,499 \text{ m}$:

$$d = \overbrace{0,40}^{d_c} + 2 \cdot \overbrace{0,183}^{h_0} = 0,766 \text{ m}$$

$$a = \frac{144 l^2 R^2}{h_0 d^3} = \frac{144 \cdot 10^2 \cdot \left(\frac{8,999}{2}\right)^2}{0,183 (0,766)^3} = 3,47 \cdot 10^6$$

Le moment équilibré par la bande verticale sera :

$$M_{c1} = \frac{M_{ca}}{a+b} = \frac{M_c \cdot 3,41 \cdot 10^6}{3,41 \cdot 10^6 + \frac{24 \cdot 10^3}{(0,173)^3}} = 0,465 M_c$$

Le moment équilibré par l'anneau incorporé :

$$M_{c2} = (1 - 0,465) M_c = 0,535 M_c$$

Les bandes verticales sont capables d'équilibrer 46,5% de M_c d'ici :

$$M_{cc} = M_{ci} = 0,465 \frac{M_c}{2} = 0,465 \cdot \frac{0,40}{2} = 0,093 \text{ t/m} \text{ seulement, ce qui est dû à la poutre incorporée.}$$

La poutre annulaire est capable d'équilibrer 53,5% de M_c :

$$M_{c2} = 0,535 \cdot 0,40 = 0,214 \text{ t/m.}$$

L'anneau est soumis à une flexion pure $M = M_{c2} \cdot R$

$$M = 0,214 \times \frac{0,999}{2} = 0,107 \text{ t.m.}$$

Il lui correspondra un ferrailage circulaire de :

$$A = \frac{M}{\sigma_a} = \frac{0,107 \cdot 10^7}{\frac{7}{8} (76,6 - 7) \cdot 2000} = 0,73 \text{ cm}^2 \text{ (faible).}$$

d'ici les cerces qui passeront dans l'anneau assureront ce ferrailage (0,73 cm²).

La poutre annulaire incorporée réduit notablement, dans le sens vertical, les moments dus aux consoles intermédiaires d'ici ferrailage négligeable.

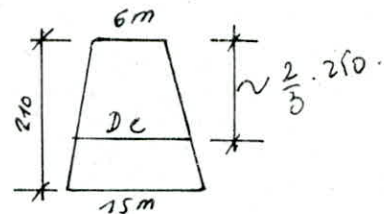
ETUDE DES DEFORMATIONS D'ENSEMBLE ET DES MOMENTS SECONDAIRES

Nous ferons quelques hypothèses qui nous permettront d'évaluer rapidement les rotations, puis les déformations pour pouvoir calculer les moments secondaires dus au vent et à l'ensoliellement.

Dans ce qui suit, nous nous référons à l'ouvrage de M. Diver. Les formules ci-dessous sont valables pour un ouvrage cylindrique et restent encore valables pour une tour tronconique ayant au sommet la même flèche qu'une tour cylindrique équivalente. Une première approximation peut être donnée par une tour cylindrique de section constante égale à la section de la tour réelle au tiers de sa hauteur à compter de la base.

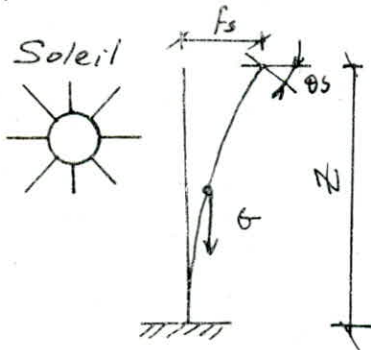
Ce qui donne pour notre cheminée le diamètre équivalent :

$$D_e = \frac{15.6}{210} \times \frac{2.250 \times 2 + 6}{3} = 13,143 \text{ m.}$$



Ensoliellement:

a/ La valeur de la rotation θ_s due à l'ensoliellement est égale à :



$$\theta_s = \frac{4 T Z}{D_e}$$

où γ : module de dilatation linéaire : 10^{-5}
 D_e : diamètre extérieur supposé constant sur toute la hauteur.
 T : différence de température entre la paroi abritée et la paroi exposée au soleil
 (Règles cheminées : à défaut d'indication, on pourra admettre $T = 30^\circ \text{C}$).

Pour notre cheminée :

$$\theta_s = \frac{10^{-5} \cdot 30 \cdot 250}{13,145} = 5,7 \cdot 10^{-3} \text{ rad.}$$

b/ flèche au sommet :

elle est donnée approximativement par $f_s = \frac{Z \theta_s}{2}$

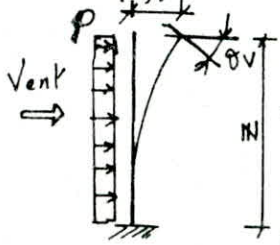
Pour notre cheminée : $f_s = \frac{250 \cdot 5,7 \cdot 10^{-3}}{2} = 0,71 \text{ m}$.

La flèche au sommet due à l'enfouissement est relativement grande, ce qui est courant pour les cheminées de grande hauteur.

Vent :

a) La valeur de la rotation au sommet est donnée par l'ordre de grandeur suivant :

$$\theta_V = p \cdot \frac{z^3 De}{6 E_i I} \quad \text{où :}$$



I : moment d'inertie en section homogénéisée de la tour supposée de section constante sur toute sa hauteur

E_i : module d'élasticité instantané du B.A.

p : la pression du vent supposée constante sur toute la hauteur la cheminée (vent normal).

$$I_{\text{betm}} = \pi h o k m^3 = \pi \cdot 0,229 \left(\frac{13,143 - 0,229}{2} \right)^3 = 193,68 \text{ m}^4$$

$$I = I_{\text{betm}} + n I_{\text{acier}} \approx 1,15 I_{\text{betm}} = 222,73 \text{ m}^4, \quad (\text{Bureau d'étude}),$$

↑
L'inconnu

pour : $p = 0,164 \text{ t/m}^2$ (pression de trainée au sommet - vent normal)
- $K_s = 1,3$.

On aura donc pour notre cheminée :

$$\theta_V = 0,164 \frac{(250)^3 \cdot 13,143}{6 \cdot 3,45 \cdot 10^6 \cdot 222,73} = 7,30 \cdot 10^{-3} \text{ rad.}$$

b) flèche au sommet :

un ordre de grandeur est donné par : $f_V = \frac{3}{4} z \theta_V$.

$$\text{Pour notre cheminée : } f_V = \frac{3}{4} \cdot 250 \cdot 7,30 \cdot 10^{-3} = 1,37 \text{ m}$$

16) Nous constatons que les hypothèses faites depuis le début de ce chapitre sont sécuritaires puisque la flèche réelle au sommet de la cheminée (due au vent normal en site exposé, à $K_s = 1,3$) est de 75,26 cm.

Malgré ce qui a été dit ci-dessus, nous utiliserons celles-ci pour l'évaluation des moments secondaires, sachant bien qu'il s'agit de valeurs sécuritaires.

Moments secondaires - Evaluation.

L'étude des déformations est importante pour les cheminées élancées (notre cas) où le rapport entre le diamètre à la base et la hauteur de l'ouvrage atteint un ordre de $1/12$ à $1/20$ ($1/13$ pour notre cheminée). car celles-ci engendrent dans ce cas des moments secondaires dus à l'excentrement du poids propre, qui peuvent parfois apporter un supplément de sollicitation non négligeable.

Evaluation des moments secondaires dus à l'ensemblement.

Le moment M'_s d'ensemblement à la base engendré par la déformation due à l'ensemblement a la valeur approchée :

$$M'_s = G C_s \quad \text{ou} \quad C_s = f_s \left(\frac{z}{z} \right)^2$$

où z : Altitude du C.D.G. de la tour cylindrique équivalente

G : poids total de l'ouvrage (6849,87 t pour notre cheminée).

z : hauteur de l'ouvrage.

$$M'_s = 6849,87 \cdot 0,171 \left(\frac{125}{250} \right)^2 = 1215,85 \text{ tm.}$$

Ce moment interviendra lors du dimensionnement pour chaque section à calculer.

Evaluation des moments secondaires dus au vent:

Une valeur approchée du moment secondaire est donnée ci-dessous. Le moment secondaire final a été évalué en prenant en considération la limite de la série constituée par les moments secondaires successifs engendrant des déformations, qui à leur tour, produisent d'autres moments secondaires. M & Diver donne la formule suivante :

$$M'_v = M (C_v C_r - 1) \quad \text{où :$$

M'_v : moment secondaire, compte tenu des déformations dues au vent

M : moment d'ensemble initial (déjà calculé),

$C_v = 1/1-a$: coefficient tenant compte de la déformation de la cheminée provoquée par le vent, en supposant le sol parfaitement rigide et la tour élastique.

$C_r = 1/1-b$: coefficient tenant compte de la rotation de la cheminée provoquée par le vent, en supposant le sol élastique et la tour parfaitement rigide

$$a = G z^2 / 4 E I \quad , \quad b = G z / I_F C \quad \text{où :$$

Z : cote du C.D.G de la tour cylindrique équivalente
 I : moment d'inertie en section homogénéisée de la tour équivalente
 I_f : moment d'inertie de la fondation dans le sens de l'action du vent
 C : module de tassement du sol.

Pour notre éclairni, m aura :

$$C_v = \frac{1}{1-a}, \quad a = \frac{GZ^2}{4EI} = \frac{6849,875 \cdot 12^2}{4 \cdot 3,45 \cdot 10^6 \cdot 222,73} = 0,035.$$

$$C_w = \frac{1}{1-a} = 1,036.$$

$$C_f = \frac{1}{1-b}, \quad b = \frac{GZ}{I_f \cdot C}$$

C est donné en fonction du taux admissible de travail du sol $\approx 6000 \text{ t/m}^2$
 Nous verrons plus, partie fondation, que nous serons obligés de fonder sur pieux si I_f très grand ce qui donne un b pratiquement nul.

Nous nous plaçons en sécurité en imaginons que l'inertie de notre fondation équivaille à une semelle de 25m de diamètre seulement, dans le cas :

$$b = \frac{6849,875 \cdot 12}{\frac{\pi \cdot 25^4}{64} \cdot 6000} = 0,007$$

$$M'_v \text{ sera égal donc à : } M'_v = M(1,036 \cdot 1,007 - 1) = 0,043 M.$$

$$M'_v = 0,043 M.$$

Nous calculerons les moments M'_v uniquement pour les sections à dimensionner.

Nb: Nous pouvons voir que le calcul de $(C_v C_f - 1)$ n'a pas nécessité l'utilisation de la pression du vent; ainsi, une estimation rapide des moments secondaires dus au séisme peut être donnée par :

$$M'_{\text{séisme}} = 0,043 M_{\text{séisme}}$$

Il est conseillé à défaut d'angle admissible $\bar{\theta}$ pour les rotations de s'imposer $9/1000$ de rad.
 Les angles dus à l'ensoleillement ne sont pas cumulables avec ceux obtenus par le vent

$$\text{par notre cas } \theta = \max \left\{ \begin{array}{l} \theta_s = 57 \cdot 10^{-3} \\ \theta_v = 7,3 \cdot 10^{-3} \end{array} \right. = 7,3 \cdot 10^{-3} \text{ rad} < 9 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

soit $\theta = 0,43^\circ$ pour une hauteur de 250m.

Déjà la tour Ochen Kopf : $\theta = 0,58^\circ$ pour une hauteur de 161m.

CALCUL DE FERRAILLAGE

- CAS DE CHARGE -

Actions réglementaires de calcul,

Forces extérieures ou déformations imposées, prises dans leurs sens les plus généraux, dont les effets qui peuvent être multiples sont les sollicitations d'ensembles ou locales. Les sollicitations sont donc les éléments de réduction M, T, N .

Vérification de la sécurité à l'égard des actions extérieures.

Classement des cheminées en deux catégories

On appelle cheminée de catégorie A, une cheminée remplissant l'une ou au moins des trois conditions suivantes :

- hauteur totale supérieure à 120m;
- rapport h/d supérieur à 20 pour toute section.
 h : hauteur au-dessus de la section considérée
 d : diamètre de la circonférence de rayon moyen de la section considérée.
- définie comme telle par le maître d'œuvre.

A partiellement à la catégorie B, les cheminées n'entrant pas dans la catégorie A.

Notre cheminée est de catégorie A (Hauteur totale = 250m > 120m).
Donc, en ce qui nous concerne, nous appliquerons les règles applicables aux cheminées de catégorie A.

Les différents cas de charge (selon les règles).

Cas de charge (A) :

Ce cas de charge correspond aux sollicitations d'ensemble :

$M, M'_s, M'_v, G, P, H, M_{\text{séisme}}, M'_{\text{séisme}}, N_{\text{max}}, N_{\text{min}}$.

H : effort tranchant final dû au vent ou au séisme selon le genre à considérer

P : Poids du chemisage

G : poids propre du fût

M'_v : moments secondaires dus au vent

M'_s : moments secondaires dus à l'ensoleillement.

M : moments dus au vent normal
 M_{seisme} : moments dus au séisme.
 N_{max} : Effort normal dû au séisme descendant
 N_{min} : Effort normal dû au séisme ascendant.

Cas de charge (B):

Ce cas de charge correspond aux sollicitations locales: M_t, M_o, M_r, M_c

M_t : Moments dus au gradient thermique
 M_o : Moments dus à l'action locale du vent - oréalisation.
 M_r : Moments d'ensoleillement
 M_c : Moments dus aux consoles intérieures.

De plus, le cas de charge B est divisé en trois sous cas: B1, B2 et B3

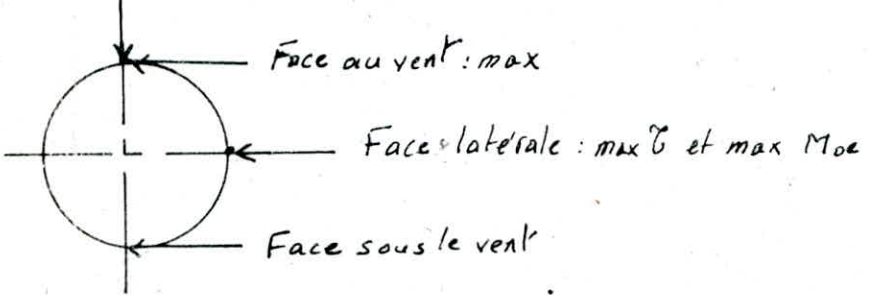
- Cas de charge B1: M_t
- Cas de charge B2: M_o, M_r, M_c
- Cas de charge B3: M_t, M_o, M_r, M_c

Cas de charge (C):

Le cas correspond aux sollicitations l'ensemble et locales.

Les cas de charges, les sollicitations respectives, la face étudiée, la paroi étudiée et les contraintes admissibles dans le béton et dans l'acier et ceci pour les sollicitations du 1^{er} et 2^{ème} genre sont résumés dans les tableaux ci-dessus. (La notation des règles a été respectée).

Les cas de charges relatifs aux armatures transversales nécessitent quelques réflexions.



Etude du ferrailage horizontal (annulaire).

L'effort tranchant H est pris en compte au droit des faces latérales de la cheminée, où se situent les cisaillements G maxima.

Le moment maximal M_{0i} est situé au droit de la face au vent.
 La température engendre des tractions sur la paroi extérieure (plus froide) et des compressions sur la paroi intérieure (plus chaude). Il en résulte les remarques suivantes pour le cas de charge C :

Armatures extérieures (S_1^3) et (S_2^3) : Effort tranchant + moment M_{0c} + température - calcul au droit des faces latérales.

Armatures intérieures (S_1^4) : moment M_{0i} - calcul au droit de la face au vent.

A ces sollicitations, on peut ajouter les moments provenant de l'ensoleillement M_{re} , pour le calcul des armatures extérieures, et, M_{ri} pour le calcul des armatures intérieures. Nous avons tenu compte.

- Les règles considèrent qu'en raison de leur faible importance pratique les calculs des armatures intérieures, que ce soit verticales ou transversales, pour les sollicitations du 2^{ème} genre ne sont pas à envisager.
- Le coefficient 0,8 qui affecte les sollicitations dues à l'ensoleillement tient compte de la faible probabilité de superposition du vent maximal et du fort rayonnement solaire.
- Le coefficient 0,8 qui affecte les sollicitations du 2^{ème} genre provoqués par le vent provient de la multiplication de 1,1 par 0,72 où 1,1 correspond au coefficient sur des règles CCBA68.
- Le coefficient 1,1 et 0,8 qui affectent les sollicitations de 2^{ème} genre dues au poids propre du fût-p ou du revêtement & tiennent compte des possibilités de majoration des efforts dans le béton ou l'acier provoqués par une densité réelle des matériaux différente que celle admise dans les calculs ainsi que des tolérances d'exécution.

Contraintes admissibles:

Elles dépendent de la température t_i sur la face intérieure du béton.
 Les coefficients ψ_a , ψ_b affectent respectivement les contraintes admissibles du béton et de l'acier sont indiqués des tableaux ci-dessous.
 Il faut noter que si l'on connaît pas la nature des granulats, il est préférable d'opter pour les granulats silico-calcaires, de loin les plus fréquents.

Béton de granulats silico-calcaires		Béton de granulats autres que silico-calcaires	
$t_i \leq 50$	$50 < t_i \leq 250$	$t_i \leq 100$	$100 < t_i \leq 250$
$\psi_b = 1$	$\psi_b = 1 - \frac{t_i - 50}{500}$	$\psi_b = 1$	$\psi_b = 1 - \frac{t_i - 100}{200}$

Coefficient minorateur (pour le béton.)

$t_i \leq 200^\circ\text{C}$	$200^\circ\text{C} < t_i \leq 250^\circ\text{C}$
$\psi_a = 1$	$\psi_a = 1 - \frac{t_i - 200}{500}$

Coefficient minorateur (pour l'acier.)

Les valeurs σ_2 à ne pas dépasser, dans les aciers calculés sous l'action des sollicitations du 1^{er} genre sont : $\sigma_2 = 2,14 \sqrt{\frac{\eta K \bar{\sigma}_b}{\phi}}$ imposées par la limite de la largeur des fissures

$K = 10^6$ (fissuration préjudiciable)

$\bar{\sigma}_b = 7,65 \text{ Kgf/cm}^2$ (béton dosé à 400 Kg/m^3 de ciment CPA3M).

$\eta = 1,6$ pour nos aciers H.A.

ϕ : diamètre des barres en mm.

L'évaluation des contraintes admissibles du béton sous l'effet de sollicitations S_1^1 et S_2^2 demande un calcul assez laborieux pour les cheminées de catégorie A (comme notre cas). En général on peut simplifier les calculs en utilisant les tableaux qui donnent α_1 et α_2 .

$\frac{M_{c,ei}}{h_0^3} \text{ ou } \frac{M_{c,es}}{h_0^3}$ \n t (°C)	0	20	40	60	80	100	120	140
0	0,300	0,315	0,330	0,345	0,360	0,375	0,390	0,405
2	0,310	0,320	0,340	0,350	0,370	0,380	0,400	0,410
4	0,325	0,330	0,345	0,360	0,375	0,390	0,405	0,420

Valeur du coefficient α_1 (unité : Kg/m/cm^2)
 $\frac{M_{c,ei}}{h_0^3}$

$\frac{M_{c,ei}}{h_0^3} \text{ ou } \frac{M_{c,es}}{h_0^3}$ \n t (°C)	0	20	40	60	80	100	120	140
0	0,450	0,465	0,480	0,495	0,510	0,525	0,540	0,555
2	0,457	0,472	0,487	0,502	0,517	0,532	0,547	0,562
4	0,465	0,480	0,495	0,510	0,525	0,540	0,555	0,570

Valeur du coefficient α_2 (unité de $\frac{M_{c,ei}}{h_0^3}$: Kg/m/cm^2).

La contrainte admissible du béton sera affectée du coefficient $(1 + 0,005t)$ où t est le gradient thermique (commission des règles, le 23 mars 1972).
Les bornes $0,60 \leq \sigma_2 \leq 0,90$ restent toujours sans changement.

SOLLICITATIONS - 1^{er} GENRE

			Cas de charges A				Cas de charge B			Cas de charge c					
			Combinai- son	Face étudiée	Solllicitat- ions d'ensembles	Contraints admissibles	Paroi Etudiée	Solllicitations locales			Combinai- son	ensem+local	Contraintes admissible		
								B ₁	B ₂	B ₃ = B ₁ + B ₂		A + B ₃			
Sens vertical	Béton	S ₁ ¹	Sous le Vent	M 0,8 M _s M _v , G, P	$\bar{\sigma}_b' =$ 0,306 $\frac{G}{\sigma_2}$	Intérieure	t	M _{ce}	t, M _{ce}	S ₁ ³	M, 0,8 M _s M _v , G, P t, M _{ce}	$\bar{\sigma}_b' = 2,4 \frac{G}{\sigma_2}$ ou 0,6 $\frac{G}{\sigma_2}$			
			Ferrailage Nappes Int	Extérieur	S ₁ ¹	Au Vent	M, 0,8 M _s M _v G, P	-	Extérieure	t	M _{ce}	t, M _{ce}	S ₁ ³	M, 0,8 M _s M _v , G, P t, M _{ce}	$\bar{\sigma}_a = \begin{cases} 2,4 \frac{G}{\sigma_2} \\ 3 \frac{G}{\sigma_2} \end{cases}$
									Int	-	M _{ce}	M _{ce}	S ₁ ⁴	M, 0,8 M _s M _v , G, P, M _{ce}	$\bar{\sigma}_a = \begin{cases} 2,3 \frac{G}{\sigma_2} \\ \sigma_2 \end{cases}$
Sens horizontal	Béton	S ₁ ¹	Au vent	-	-	Ext	-	M _{oc} 0,8 M _{xi}	M _{oc} 0,8 M _{xi}	S ₁ ^{3*}	M _{oc} 0,8 M _{xi}	$\bar{\sigma}_a = 0,6 \frac{G}{\sigma_2}$			
			Ferrailage Nappes Int	Ext.	S ₁ ¹	Laterale	H	Ext	t	M _{oc} 0,8 M _{re}	t, M _{oc} 0,8 M _{xi}	S ₁ ³	H, t, M _{oc} 0,8 M _{xi}	$\bar{\sigma}_a = \begin{cases} 2,3 \frac{G}{\sigma_2} \\ \sigma_2 \end{cases}$	
									Int	-	M _{oc} 0,8 M _{xi}	M _{oc} 0,8 M _{xi}	S ₁ ⁴	M _{oc} 0,8 M _{xi}	$\bar{\sigma}_a = \begin{cases} 2,3 \frac{G}{\sigma_2} \\ \sigma_2 \end{cases}$

SOLLICITATIONS - 2^{ème} Genre

		- Cas de charge A				- Cas de charge B			- Cas de charge c			
		Combinaisons	Face Etudiée	Solllicitations d'ensem-les	Contraint-es Admissib	Paroi Etudiée	Solllicitations local			Regles	Ens+ local A+ B ₃	Contraintes Admissibles
							B ₁	B ₂	B ₃ = B ₁ +B ₂			
Sens Vertical	Béton	S ₂ ¹	Sous le vent	1,925 M 1,925 M _v 1,1G, 1,1P	$\bar{\sigma}'_b = 0,45628$	Int	t	1,1 Mce	t ₁ 1,1 Mce	S ₂ ⁴	1,925 M 1,925 M' 1,1G, 1,1P t ₁ , 1,1 Mce	$\bar{\sigma}'_b = \begin{cases} 0,24628 \\ 0,94628 \end{cases}$
	Ferrillage NAPPES	S ₂	Au vent	1,925 M 1,925 M' 0,9G 0,9 P	$\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}'_{en}$	Ext	t	0,9 Mce	t 0,9 Mce	S ₂ ⁵	1,925 M 1,925 M' 0,9G, 0,9 P t ₁ , 0,9 Mce	$\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}'_{en}$
	Int · EXT			—								
Sens transversal	Béton	S ₂ ¹	Au vent	—	—	Ext	—	1,925 M _{oi}	1,925 M _{oi}	S ₂ ^{4*}	1,925 M _{bi}	$\bar{\sigma}'_b = 0,9628$
	Ferrillage NAPPES	S ₂	Laterale	1,925 H	—	Ext	t	1,925 M _{oi}	1,925 Mce + t	S ₂ ⁵	1,925 H t ₁ , 1,925 Mce	$\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}'_{en}$
	Int EXT	S ₂	Au vent	—	—	—	—	—	—	—	—	—

* verification exceptionnelle.

FERRAILLAGE

Hypothèse de calcul:

a/ Sollicitation d'ensemble:

Il est supposé que sous l'effet des sollicitations d'ensemble la cheminée peut être considérée comme une console et calculée en théorie des poutres. De plus on suppose que le rapport h_0/b est suffisamment faible pour pouvoir théoriquement concentrer le béton et l'acier dans la surface moyenne afin de calculer les contraintes moyennes σ_{am} et σ_{bm} .

b/ Sollicitations locales:

Il est supposé qu'une section entièrement comprimée (ou tendue) ou partiellement comprimée, reste entièrement comprimée (ou tendue) ou partiellement comprimée après l'intervention des sollicitations locales.

c/ Il est supposé que la superposition des sollicitations d'ensemble et locales produit une flexion composée dans l'épaisseur de la paroi (flexion + compression ou flexion + traction).

Cas de charge A - Sollicitation d'ensemble -

Évaluer les contraintes σ_{bm} et σ_{am} engendrées par les sollicitations d'ensemble. La structure réelle est remplacée par une structure fictive constituée par la surface (moyenne de la coque (hyp a))

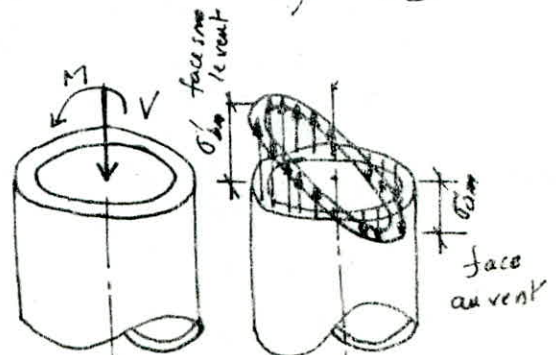
Sollicitation d'ensemble conformément aux règles: $S_1^1, S_1^2, S_2^1, S_2^2$

Sens vertical:

Nous désignerons par $V = G + P$, la charge verticale d'ensemble. Le moment d'ensemble M et la charge verticale V sont équilibrés par les efforts normaux répartis sur le pourtour de la coque (fig: ci-dessous).

Il existe plusieurs méthodes:

- méthode de l'Américaine
- méthode de Chambaud et Lebel
- méthode de l'abaque de Saliger
- méthode de Diver.



Sollicitations
extérieures
 M et V

Contraintes normales.
Cas de charge A (Sens vertical).

En ce qui nous concerne, nous avons utilisé la méthode de l'abaque Saliger.

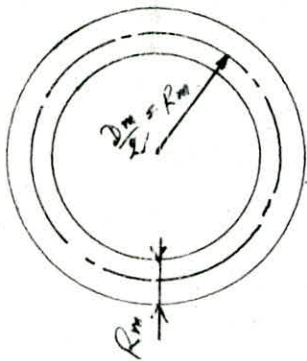
Lorsque la section peut être entièrement comprimée, la contrainte maximale dans le béton est calculée d'après la formule :

$$(A) \quad \sigma'_{bm} = \frac{V}{S} \pm \frac{M \sigma}{I} \quad \text{où} \quad I = \pi R_m^2 h_0$$

$$V = R_m$$

S et I sont respectivement l'aire et le moment d'inertie de la section annulaire du béton homogénéisé.

Noyau central :



$$\sigma = \frac{M \sigma}{I} \pm \frac{V}{S} = \frac{M \cdot D_m / e}{h_0 \pi R_m^3} \pm \frac{V}{\pi h_0 D_m} = \frac{M D_m / 2}{h_0 \pi D_m \frac{D_m}{8}} \pm \frac{V}{\pi h_0 D_m}$$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{4e}{D_m} \right) \quad \text{avec} \quad e = \frac{M}{V}$$

la cote du noyau central est donnée par :

$$\frac{4e}{D_m} = 1 \quad \text{de telle sorte que} \quad \sigma = 0, \quad \text{ou} \quad V = \frac{2N}{S}$$

1^{er} cas : $e < \frac{D_m}{4}$ et V : effort de compression, alors :

$$\sigma'_1 = \frac{V}{S} \left(1 + \frac{4e}{D_m} \right) > 0$$

$$\sigma'_2 = \frac{V}{S} \left(1 - \frac{4e}{D_m} \right) > 0$$

section entièrement comprimée.

2^{ème} cas : $e = \frac{D_m}{4}$ et V : effort de compression, alors :

$$\sigma'_1 = \frac{V}{S} \left(1 + \frac{4e}{D_m} \right) > 0$$

$$\sigma'_2 = \frac{V}{S} \left(1 - \frac{4e}{D_m} \right) = 0$$

section entièrement comprimée.

3^{ème} cas : $e > \frac{D_m}{4}$ et V : effort de compression.

$$\sigma'_1 = \frac{V}{S} \left(1 + \frac{4e}{D_m} \right) > 0$$

$$\sigma'_2 = \frac{V}{S} \left(1 - \frac{4e}{D_m} \right) < 0$$

Section partiellement comprimée et partiellement tendue.

Nb : Si la section est partiellement comprimée, on utilisera l'abaque de Saliger pour la détermination des aciers et de la contrainte ; si la section est entièrement comprimée, on utilisera la formule A ci-dessus.

PREMIER GENRE

Côtes (m)	180	110	40	0
Sections N°	19	12	5	1
M (t.m) - V.N - ks = 1 -	2200,4922	10162,6318	25545,3340	37681,1836
V = G + P (t)	978,8109	2543,2629	4800,6904	6849,8750
Dext (m)	8,999	11,998	15,000	20,000
Epaisseurs ho (m)	0,183	0,216	0,250	0,350
$\frac{Dm}{4}$ (m)	2,204	2,9305	3,68825	4,9125
M' _V	94,6212	436,9932	1098,4493	1620,2910
0,8 M's	972,68	972,68	972,68	972,68
M _T = M + M' _V + 0,8 M's	3267,7934	11572,305	27676,4533	40274,1545
e = $\frac{M_T}{V}$ (m)	3,338	4,550	5,753	5,880
Remarques.	Section partie- llement comprimée et partiellement tendue.	même chose	même chose	même chose.

DEUXIEME GENRE Vent Extrême -

Cotes (m)	180	110	40	0
Sections N ^o	19	12	5	1
1,925 M -VE - ks=1 -	4235,9475	19563,0662	49174,7680	72536,2784
1,1V	1076,692	2797,589	5280,760	7534,862
Dext (m)	8,998	11,998	15,000	20,000
Epaisseur h ₀ (m)	0,183	0,216	0,250	0,350
D _{m/4}	2,204	2,9305	3,68825	4,9125
1,925 M'V (E.m)	482,1458	841,2119	2114,5149	3119,0602
M _E = 1,925(M + M'V) (E.m)	4418,0933	20404,2781	51289,2829	75655,3386
$e = \frac{M_E}{1,1V}$ (m)	4,102	7,293	9,712	10,041
$e = \frac{M_E}{0,9V}$ (m)	5,014	8,914	11,871	12,272
Remarques -	Section partiellement comprimée et partiellement tendue	à chose	à chose	à chose

DEUXIEME GENRE - SEISME.

Côtes (m)	180	110	40	0
Sections N ^o	19	12	5	1
M _{seisme} (t.m)	6728,893	22645,18	44443,24	58258,21
N _{max} (t)	1085,916	2724,339	5006,316	7056,784
N _{min} (t)	871,705	2362,187	4595,063	6642,966
D _{ext} (m)	8,999	11,998	15,000	20,000
Epaisseurs h ₀ (m)	0,183	0,216	0,250	0,350
D _{m/4} (m) (m)	2,204	2,9305	3,68825	4,9125
M' _{seisme} (t.m)	289,342	973,743	1911,059	2505,103
M _t = M _{seisme} + M' _{seisme} (t.m)	7018,235	23618,923	46354,299	60763,313
$e = \frac{M_t}{N_{max}}$ (m)	6,463	8,669	9,259	8,611
$e = \frac{M_t}{N_{min}}$ (m)	8,051	9,998	10,087	9,147

S.P.C.T

S.P.C.T

S.P.C.T

S.P.C.T

Ferraillage de la section 19 (côte 180 m)

Dispositions constructives du ferraillage « Règles - cheminée » :

Tableau - ci-dessous - (Espacement - diamètre - pourcentages)

Armatures	Sens vertical	Sens horizontal
Pourcentage total minimal (%)	0,25	0,25
Pourcentage total maximal (%)	2	1,5
Diamètre minimal (mm)	8	8
Espacement maximal entre axes (cm)	2,5	1,5 h ₀ avec un maximum de 25 cm.

h_0 : épaisseur du fût en béton (en cm).

Le pourcentage maximal peut être dépassé localement au droit des ouvertures où il peut augmenter de 50%. Il ne vise pas non plus les zones de recouvrement.

Enrobage :

Il doit être égal à la plus grande des 3 valeurs :

- 3 cm
- 1,25 fois de diamètre d'une barre principale
- 1,5 fois le calibre maximal du granulat.

Dans notre cas, on a pris 4 cm.

(Cas de charge A)

Ferraillage - Sens vertical - 1^{er} Genre -

Recherche du pourcentage d'acier : $\Sigma \tilde{w} = \tilde{w}_i + \tilde{w}_e$

$$\text{On a } h_0 = 0,183 \text{ m}, e = 3,338 \text{ m}, S = \pi h_0^2 m = 5,068 \text{ m}^2$$

$$= \pi \cdot 0,183 \cdot 8,816$$

$$V = 978,8109 \text{ t}$$

On se fixe $\sigma'_{bm} = 70 \text{ bars}$, puis on calcule A et B avec :

$$a = \frac{M}{VR_m} = \frac{e}{Dm/2} = \frac{3,338}{4,408} = 0,757$$

$$B = \frac{V}{S\sigma'_{bm}} = \frac{978,8109}{5,058 \cdot 700} = 0,275.$$

On lit sur l'abaque de Saliger avec a et B, on trouve un pourcentage inférieur à 0,25, donc on prend le pourcentage minimal :

$$\tilde{\omega}_i + \tilde{\omega}_e \geq 0,25$$

On prend $A_e = 7710/m$ et $A_i = 778/m$ ce qui correspond à :

$$\tilde{\omega}_i + \tilde{\omega}_e = \frac{3,51}{18,3} + \frac{5,49}{18,3} = 0,49\% > 0,25\%$$

Calcul des contraintes :

Avec $\Sigma \tilde{\omega} = 0,49\%$ et $a = 0,757$, on rentre dans l'abaque de Saliger, on aura $A = 8,23$ et $B = 0,38$.

$$\text{d'où } \sigma'_{bm} = \frac{V}{SB} = \frac{978,8109 \cdot 10^{-3}}{5,068 \cdot 10^{-4} \cdot 0,38} = 50,8 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{am} = A \sigma'_{bm} = 8,23 \cdot 50,8 = 418,08 \text{ Kg/cm}^2.$$

Ferraillage - sous horizontal - 1^{er} Genre :

$$\text{la contrainte de cisaillement est } \tau = \frac{H}{b_3} \approx \frac{H}{1,6 D m h_0}$$

La contrainte de traction de traction dans les cerces s'exprime par :

$$\sigma_{am} = \frac{100 \tau}{\Sigma \tilde{\omega}} = \frac{100 H}{1,6 D m \Sigma \tilde{\omega} h_0}$$

$$H = 67,906 \text{ t}$$

$$\text{On prend: } A_e = 6710/m = 4,71 \text{ cm}^2/m$$

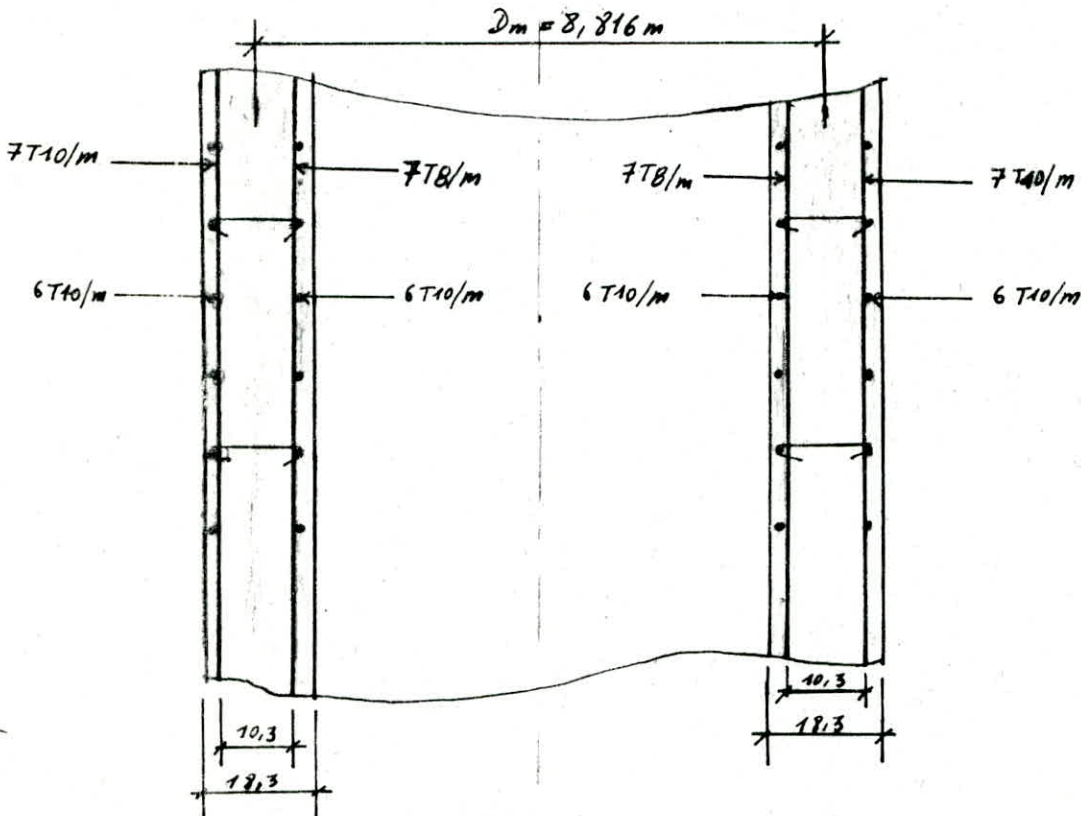
$$A_i = 6710/m = 4,71 \text{ cm}^2/m$$

$$\Sigma \tilde{\omega} = \tilde{\omega}_i + \tilde{\omega}_e = \frac{4,71 + 4,71}{18,3} = 0,51\% > 0,25\%$$

Calcul de la contrainte dans les cerces.

$$\sigma_{am} = \frac{100 \cdot 67,906 \cdot 10^3}{1,6 \cdot 8,816 \cdot 0,51 \cdot 0,183 \cdot 10^3} = 515,82 \text{ Kg/cm}^2.$$

Schema de ferrailage (Section 180 m):



q - Cas de charge (B)

Dans ce cas, on calculera les contraintes $\sigma_t, \sigma_c, \sigma_0$ engendrées respectivement par les sollicitations locales M_t, M_c, M_0

Cas de charge (B1) : Gradient thermique

- Sens vertical:

a/ Face sous vent - Entièrement comprimée:

La contrainte apportée par M_t : $\sigma'_t = \frac{M_t \nu}{I} = \frac{K_t h_0^3 \nu}{12 I}$

d'où avec $\nu = \frac{h_0}{2}$, $\sigma'_t = \frac{K_t h_0}{2}$

$K_t = \frac{E \nu \mu_t}{h_0} = \frac{11700 \cdot 10^5 \cdot 60}{18,3} = 3,862$

ce qui donne $\sigma'_t = \frac{3,862 \cdot 18,3}{2} = 35,34 \text{ Kg/cm}^2$

E : module d'élasticité longitudinal longue durée
 ν : coefficient de dilatation linéaire du béton
 K_t : pente du diagramme des contraintes thermique

} déjà calculés dans les parties précédentes.

b/ face au vent - Section entièrement tendue:

La contrainte de traction apportée par M_t au droit des aciers extérieurs :

$$\sigma_t = \frac{m c K_t h_a}{1 + c}, \quad c = \frac{A_i}{A_e} = \frac{3,51}{5,48} = 0,64,$$

$$h_a = h_0 - 2 \cdot f = 18,5 - 2 \cdot 4 = 10,5 \text{ cm.}$$

$$\sigma_t = \frac{15 \cdot 0,64 \cdot 3,862 \cdot 10,5}{1 + 0,64} = 232,85 \text{ Kg/cm}^2$$

- Sens horizontal.

On considère qu'il s'agit d'une section partiellement comprimée et partiellement tendue soumise à la flexion simple.

Les accroissements de contrainte sont :

$$\sigma'_t = K_t \alpha h_0 \quad \text{au droit des fibres intérieures}$$

$$\sigma'_t = n K_t h_0 (\xi - \alpha) \quad \text{au droit des aciers extérieurs.}$$

On a :

$$-c = \frac{4,71}{4,71} = 1, \quad \tilde{w}_i = \tilde{w}_e = 0,25$$

avec ces valeurs, on lit dans le tableau des valeurs de α :
(Diver page 177)

$$\alpha = 0,209$$

$$\text{d'où } \sigma'_t = 3,862 \cdot 0,209 \cdot 18,5 = 14,77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = 15 \cdot 3,862 \cdot 18,5 \left(\frac{18,5 - 4}{18,5} - 0,209 \right) = 606,85 \text{ Kg/cm}^2$$

Cas de charge (B2)

- Sens vertical

a/ Sous le vent - Section entièrement comprimée.

$$\sigma_{ci} = \frac{6 M_{ce}}{h_0^2} \quad (\text{au droit des fibres intérieures})$$

Au vent - Section entièrement tendue.

$$\sigma_{ce} = \frac{M_{ce}}{h_a A_e} \quad (\text{au droit des aciers extérieurs}).$$

$$\sigma_{ci} = \frac{M_{ci}}{I} \quad (\text{au droit des aciers intérieurs}).$$

On a vu dans l'étude des consoles intérieures que $M_{ce} = M_{ci} = \frac{Mc}{2} = 200 \text{ Kg/m}$

$$\sigma'_{ci} = \frac{6 \cdot 200}{(18,3)^2} = 358 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ce} = \frac{200}{10,3 \cdot 5,49} = 3537 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ci} = \frac{200}{10,3 \cdot 3,51} = 5532 \text{ Kg/cm}^2$$

- Sens transversal:

Dans le sens transversal agit le moment d'ovalisation dont les contraintes sont calculées, connaissant la position de l'axe neutre, par :

$$\sigma_0 = \frac{M_0}{h_0 \left(\xi - \alpha/3 \right) \cdot A}$$

Aux effets d'ovalisation s'ajoute l'effet d'ensoleillement et, qui produisent les contraintes suivantes:

- Traction dans les aciers extérieurs:

$$\sigma_{oe} = \frac{M_{oe}}{h_0 \left(\xi - \alpha/3 \right) A_e}, \quad \sigma_{re} = \frac{M_{re}}{h_0 \left(\xi - \alpha/3 \right) A_e}$$

$$\sigma_{oe} = \frac{665,46 \cdot 100}{18,3 \left(\frac{18,3-4}{18,3} - \frac{0,209}{3} \right) \cdot 4,71} = 1084,725 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0,8 \cdot \sigma_{re} = \frac{4140 \cdot 0,8}{18,3 \left(\frac{18,3-4}{18,3} - \frac{0,209}{3} \right) \cdot 4,71} = 53,987 \text{ Kg/cm}^2$$

- Traction dans les aciers intérieurs:

$$\sigma_{oi} = \frac{M_{oi}}{h_0 \left(\xi - \alpha/3 \right) A_i} = \frac{740,59 \cdot 10^2}{18,3 \left(\frac{18,3-4}{18,3} - \frac{0,209}{3} \right) \cdot 4,71} = 1207,151 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0,8 \sigma_{ri} = \frac{M_{ri} \cdot 0,8}{h_0 \left(\xi - \alpha/3 \right) A_i} = \frac{0,0752 \cdot 10^5 \cdot 0,8}{18,3 \left(\frac{18,3-4}{18,3} - \frac{0,209}{3} \right) \cdot 4,71} = 94,803 \text{ Kg/cm}^2$$

- Cas de charge (B₃):

Conformément à l'hypothèse (B), on fait dans ce cas de charge un cumul arithmétique des contraintes engendrées par le gradient thermique et des moments locaux: -100-

(Cas de charge (C))

Dans ce cas de charge, on évalue les contraintes finales σ'_b et σ'_a sous l'action des sollicitations d'ensemble et locales conformément aux règles : $S_1^3, S_1^4, S_2^4, S_2^5$

La superposition des contraintes fournit les relations suivantes :

$$\sigma'_b = \sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_c + \sigma'_o$$

$$\sigma'_a = \sigma'_{am} + \sigma'_t + \sigma'_e + \sigma'_o$$

Il faut évidemment retenir pour chaque calcul les contraintes réellement existantes.

Contraintes 2ème Gene - Section 180 m -

Cas de charge S1a1 à S1a2 Solicitation d'ensemble		Unité :		Cas de charge A Solicitation d'ensemble		Cas de charge B Solicitations locales			Cas de charge C S1a1 + B3 / S1a2 + B3		
S1a1 avec V=Nmax	S1a2 avec V=Nmin	Kg/cm ²		Solicitation d'ensemble		B1	B2	B3 = B1 + B2	A + B3	S1a1 + B3	S1a2 + B3
$\sigma'_{bm} = \frac{N_{max}}{85} = 115,93$	$\sigma'_{bm} = \frac{N_{min}}{85} = 96,172$	Béton		$\sigma'_{bm} = \frac{11V}{85} = 68,60$	$\sigma'_t = 35,34$	$\sigma'_{ci} = \frac{41.6.M_{ci}}{h_0^2} = 3,938$	$\sigma'_t + \sigma'_{ci} = 39,28$	$\sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_{ci} = 108,18$	$\sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_{ci} = 155,21$	$\sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_{ci} = 136,00$	
$\sigma_{om} = 980,95$	$\sigma_{om} = 825,02$	Sens vertical		$\sigma_{om} = 1250,21$	$\sigma'_t = \frac{MK_t h_0}{1+c} = 232,85$	$\sigma'_{ce} = \frac{0,9 M_{ce}}{A_c h_0} = 318,33$	$\sigma'_t + \sigma'_{ce} = 551,18$	$1801,39$	$1532,13$	$1376,2$	
—	—	Sens transversal		—	—	—	—	—	—	—	
$\sigma_{om} = \frac{100H}{h_0 \cdot 1,6 \cdot D_{m,55}} = 1413,53$	$\sigma_{om} = 1413,53$	Ferrailage		$\sigma_{om} = \frac{100H \cdot 4925}{h_0 \cdot 1,6 \cdot D_{m,55}} = 1737,66$	$\sigma'_t = NK_t h_0 (5-a) = 606,83$	$\sigma'_{oe} = 1734,96$	$\sigma'_t + \sigma'_{oe} = 2381,70$	$4149,36$	$3195,23$	$3795,23$	
—	—	Ferrailage		—	—	—	—	—	—	—	
		Nappes int 6T10/m		Nappes ext 6T10/m		Nappes int 7T8/m		Nappes ext 7T10/m			

Toutes les contraintes sont inférieures aux contraintes admissibles

Section a 110m - 1^{er} Genre

Unité kg/cm ²	Cas de Charge A		Cas de Charge B			Cas de Charge C
	Soll. D'ensembl	B ₁ Grad. therm	B ₂ Moments. locaux	B ₃ = B ₁ + B ₂	A + B ₃	
Béton	G _{bm} ' = $\frac{V}{5B}$ = 64,57	G _t ' = $k_b \frac{h_0^2}{2}$ = 39,78	G _{ca} ' = $\frac{e M_{ca}}{h_0^2}$ = 1,92	G _t ' + G _{ca} ' = 41,7	G _b ' = G _{bm} ' + G _t ' + G _{ca} ' = 106,27	
						G _a = G _{am} + G _t + G _{ca} = 793,22
Ferrailage 6T14/m	G _m = A G _{bm} = 483,75	G _t = $\frac{n c k_t M_u}{1+c}$ = 238,7 c = 0,5	G _{ca} = $\frac{M_{ca}}{A_i h_a}$ = 144,78	G _t + G _{ca} = 383,47	G _a = G _{am} + G _t = 628,5	
						G _a = G _{am} + G _t = 628,5
Ferrailage 6T12/m	G _m = $\frac{100 H}{4,6 \Delta n \Delta i h_0}$ = 642,99	G _t ' = $n k_t h_0 (\gamma - \alpha/3)$ = 698	G _{ca} = $\frac{M_{ca}}{A_e h_0 (\frac{2}{3})}$ = 863,15 G _{ca} = 39,44	G _t ' + G _{ca} = 1699,5	G _m = 0,85 (G _{am} + G _t ' + G _{ca}) = 1907,05	
						G _a = G _{am} + G _t ' + G _{ca} = 1907,05
Ferrailage 6T12/m	Nappe Int	Nappe Ext	G _{oi} = 970,9 G _{ri} = 74,66	G _{oi} + G _{ri} = 1042,56	G _a = G _{oi} + 0,85 G _{ri} = 1042,56	
						—
Sens transversal	Sens vertical					

Toutes les contraintes sont inférieures aux contraintes admissibles

Contraintes 2^{ème} Genre - Section 110M -

Cas de charge A (Seis) Solicitations d'ensemble		Seisme ① V = N _{max}		Seisme ② V = N _{min}		Unité Kg/cm ²	Matériau	Cas de charge Solicitations d'ensemble	Cas de charge B Solicitations locales			Cas de charge C	Cas de charge C			
									B ₁	B ₂	B ₃ = B ₁ +B ₂		A+B ₃	Seis ① + B ₃	Seis ② + B ₃	
Sens transversal				Sens vertical				Ferrailage	Nappes int 6T12/m	Nappes ext 6T12/m	Nappes int 6T14/m	Nappes ext 6T20/m				
Ferrailage				Ferrailage												
120,272	121,03	120,272	121,03	120,272	121,03	Béton	Béton	92,98	39,78	2,11	41,88	134,76	162,152	162,91		
2585	2986	2585	2986	2585	2986			2844,56	238,7	63,9	302,39	3116,75	2887,33	3238,33		
1056,385	1056,385	1056,385	1056,385	1056,385	1056,385			1237,76	698	1661,56	2359,56	3597,82	3415,95	3415,95		
—	—	—	—	—	—			—	—	—	—	—	—	—		

Toutes les contraintes sont inférieures aux contraintes admissibles.

1^{er} GENRE - Section a 40m.

Sens transversal		Sens vertical		Unités kg/cm ²	Cas de charge A Soll. d'incl.	Cas de charge B (soll. vert. livrées)		Cas de charge C A+B ₃
Ferrailage NAPPES		Ferrailage NAPPES				B ₁ Grad. Harmoniq	B ₂ Moments. locaux	
INT 6712/m	EXT 6712/m	INT 7120/m	EXT 7116/m	Béton = 70	$\sigma_{bm}' = \frac{V}{S_B}$ = 70	$\sigma_{ci}' = \frac{6M_{ci}}{h_0^2}$ = 1	$\sigma_{ci}' = \frac{6M_{ci}}{h_0^2}$ = 45,415	$\sigma_{bm}' + \sigma_{ci}' + \sigma_{ce}$ $\sigma_{ci}' = 115,415$
—	$\sigma_{am} = 867,9$ $\sigma_{am} = \frac{100H}{4160m \cdot 50h}$	= 525	$\sigma_{am} = A \sigma_{ci}'$		$\sigma_{ci}' = \frac{V}{S_B}$ = 44,415	$\sigma_{ci}' = \frac{6M_{ci}}{h_0^2}$ = 1	$\sigma_{ci}' = \frac{6M_{ci}}{h_0^2}$ = 45,415	$\sigma_{bm}' + \sigma_{ci}' + \sigma_{ce}$ $\sigma_{ci}' = 115,415$
—	$\sigma_{ci}' = n k t h (1-x)$ $\sigma_{ci}' = 889,74$	—	$\sigma_{ci}' = \frac{n k t h a}{1+x}$ = 371,41		$\sigma_{ci}' = \frac{6M_{ci}}{h_0^2}$ = 1	$\sigma_{ci}' = \frac{6M_{ci}}{h_0^2}$ = 1	$\sigma_{ci}' + \sigma_{ci}'$ = 45,415	$\sigma_{bm}' + \sigma_{ci}' + \sigma_{ce}$ $\sigma_{ci}' = 115,415$
	$\sigma_{ce} = \frac{M_{0c}}{h_0(1-x/3)k_e}$ = 642,53 0,86ce = 32,26	$\sigma_{ci} = \frac{M_{ci}}{A_i \cdot k_a}$ = 56,86	$\sigma_{ce} = \frac{M_{ce}}{A_e \cdot k_a}$ = 36,38		$\sigma_{ci}' = \frac{6M_{ci}}{h_0^2}$ = 1	$\sigma_{ci}' = \frac{6M_{ci}}{h_0^2}$ = 1	$\sigma_{ci}' + \sigma_{ci}'$ = 45,415	$\sigma_{bm}' + \sigma_{ci}' + \sigma_{ce}$ $\sigma_{ci}' = 115,415$
	$\sigma_{ci}' = \frac{M_{0i}}{h_0(1-x/3)k_i}$ = 751,51 0,86ci = 58,67	$\sigma_{ci} = \frac{M_{ci}}{A_i \cdot k_a}$ = 56,86	$\sigma_{ce} = \frac{M_{ce}}{A_e \cdot k_a}$ = 36,38		$\sigma_{ci}' = \frac{6M_{ci}}{h_0^2}$ = 1	$\sigma_{ci}' = \frac{6M_{ci}}{h_0^2}$ = 1	$\sigma_{ci}' + \sigma_{ci}'$ = 45,415	$\sigma_{bm}' + \sigma_{ci}' + \sigma_{ce}$ $\sigma_{ci}' = 115,415$
	$\sigma_{ci}' + 0,86ci$ = 774,18	$\sigma_{ci} = 56,86$	$\sigma_{ce} = 36,38$		$\sigma_{ci}' = \frac{6M_{ci}}{h_0^2}$ = 1	$\sigma_{ci}' = \frac{6M_{ci}}{h_0^2}$ = 1	$\sigma_{ci}' + \sigma_{ci}'$ = 45,415	$\sigma_{bm}' + \sigma_{ci}' + \sigma_{ce}$ $\sigma_{ci}' = 115,415$
	$\sigma_{ci}' + 0,86ci$ = 774,18	$\sigma_{ci} = 56,86$	$\sigma_{ce} = 36,38$		$\sigma_{ci}' = \frac{6M_{ci}}{h_0^2}$ = 1	$\sigma_{ci}' = \frac{6M_{ci}}{h_0^2}$ = 1	$\sigma_{ci}' + \sigma_{ci}'$ = 45,415	$\sigma_{bm}' + \sigma_{ci}' + \sigma_{ce}$ $\sigma_{ci}' = 115,415$

Toutes les contraintes sont inférieures aux contraintes admissibles.

Contraintes 2^{ème} Genre - Section 40 m -

Cas de charge A Séis Séismes ① d'ensemble V = N/Max		Séisme ② V = N/Min		Unité: kg/m ²	Cas de charge A Séismes d'ensemble	Cas de charge B Séismes locaux			Cas de charge C A+B ₃	Cas de charge C			
Sens transversal		Sens vertical				B ₁	B ₂	B ₃ = B ₁ +B ₂		Séisme ① + B ₃	Séisme ② + B ₃		
ferraillage		ferraillage		Nappes int 6T12/m	Nappes exte 6T12/m	Nappes int 7T16/m	Nappes exte 7T20/m	371,41	32,74	404,15	3951,88	2203,57	2325,12
105,83	102,1	Béton	Béton										
1399,22	1390,97			3547,73	371,41	32,74	404,15	3951,88	2203,57	2325,12			
—	—			—	—	—	—	—	—	—			
1322,63	1329,63			1670,15	888,74	1236,87	2125,6	3796,11	3508,25	3608,35			
—	—			—	—	—	—	—	—	—			

Toutes les contraintes sont inférieures aux contraintes admissibles.

Contraintes 2^{ème} Genre - Section 40 m -

Cas de charge A séis Sollicitations d'ensemble		Unité: kg/cm ²	Cas de charge A Sollicitations d'ensemble	Cas de charge B Sollicitations locales			Cas de charge C	Cas de charge C	
Séisme ① V = N _{max}	Séisme ② V = N _{min}			B ₁	B ₂	B ₃ = B ₁ + B ₂	A + B ₃	Séisme ① + B ₃	Séisme ② + B ₃
105,83	102,1	Béton	134,68	44,42	1,1	45,52	180,135	151,345	147,611
1799,22	1990,98	Sens vertical Ferrailage	3547,73	371,41	32,74	404,15	3951,88	2203,37	2395,12
—	—			Nappes exte 7120/m	—	—	—	—	—
1392,63	1382,63	Sens transversal Ferrailage	1670,15	888,74	1236,87	2125,6	3796,11	3508,23	3508,35
—	—			Nappes exte 6712/m	—	—	—	—	—
—	—								

Toutes les contraintes sont inférieures aux contraintes admissibles.

Contraintes 1^{er} Genre - Section +0,00

Unités kj/cm ²	Cas de Charge A	Cas de charge B (solicit. locales)			Cas de charge C A + B3		
		B ₁ Gradient thet	B ₂ Moments. locaux	B ₃ = B ₁ + B ₂			
Sens Vertical	Béton	$\sigma'_{bm} = \frac{V}{SB}$ 65,7	$\sigma'_t = k_t \frac{h_0}{2}$ = 55,19	$\sigma'_{ce} = \frac{6Mci}{h_0}$ = 1	$\sigma'_b = \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 56,19	$\sigma'_b = \sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 121,89	
	Ferrailage NAPPES	$\sigma'_{om} = A66m$ = 164,25	EXE	$\sigma_c = \frac{n_c k_t h_0}{1+C}$ = 462,03	$\sigma'_{ce} = \frac{Mce}{A_c h_0}$ = 66,33	$\sigma_c + \sigma_c$ = 492,306	$\sigma'_a = \sigma'_{am} + \sigma_c + \sigma_c$ = 656,61
			INL	—	$\sigma_{ci} = \frac{6Mci}{d_i h_0}$ = 117,92	$\sigma_{ci} = 117,82$	$\sigma_a = \sigma_{am} + \sigma_{ci}$ = 282,07
Sens transver	Ferrailage NAPPES	EXE	$\sigma'_{am} = \frac{100H}{2,60m^2 \cdot 50h_0}$ = 768,94	$\sigma'_t = n k_t h_0 (F_u)$ = 1104,45	$\sigma'_{ce} = \frac{Moc}{h_0 (1 - \frac{1}{3}) A_c}$ 5551,63 0,86ex = 66,68	$\sigma_t + \sigma_{ce} + 0,86\sigma_c$ = 1726,74	$\sigma_a = 0,85(\sigma_t + \sigma_{am} + \sigma_{ce} + 0,86\sigma_c)$ = 2121,32
		INL	—	—	$\sigma_{ci} = 618,74$ 0,86ri = 121,17	$\sigma_{ci} + 0,86\sigma_{ri}$ = 739,91	$\sigma_a = \sigma_{ri} + 0,86\sigma_{ri}$ = 739,91

Toutes les contraintes sont inférieures aux contraintes admissibles.

Contraintes 2^{ème} Genre - Section 0 m -

Cas de charge A seïs Solicitations d'ensemble		Unité: Kg/cm ²	Cas de charge A Solicitations d'ensemble	Cas de charge B Solicitations locales			Cas de charge C	Cas de charge C			
Seïsme ① V=N _{max}	Seïsme ② V=N _{min}			B ₁	B ₂	B ₃ = B ₁ +B ₂	A+B ₃	Seïsme ① + B ₃	Seïsme ② + B ₃		
89,278	92,76	Béton	124,14	55,19	1,1	56,29	180,43	145,568	149,05		
982,07	1252,30	Sens vertical	Ferrailage	Nappes Exté 6T16/m	3338,5	426,03	59,7	485,73	3824,25	1467,46	1438,03
—	—					Nappes Inté 6T12/m	—	—	—	—	—
1136,37	1136,37	Sens transversal	Ferrailage	Nappes exté 6T12/m	1480,21	1104,59	1069,59	2174,04	3654,25	3310,41	3310,41
—	—					Nappes Inté 6T12/m	—	—	—	—	—

Toutes les contraintes sont inférieures aux contraintes admissibles.

Contraintes admissibles Pour le cas de charge A

Sections Genre	↓ +180 m		↓ +110 m		↓ +40 m		↓ +0,00 m	
	Sous Vent	au Vent	Sous Vent	au Vent	Sous Vent	au Vent	Sous Vent	au Vent
1 ^{er} Genre	$\bar{\sigma}'_b = 0,3628 = 91,8$	—	$\bar{\sigma}'_b = 0,3628 = 91,8$	↑	$\bar{\sigma}'_b = 0,3628 = 91,8$	—	$\bar{\sigma}'_b = 0,3628 = 91,8$	—
2 ^{ème} Genre	$\bar{\sigma}'_b = 0,45628 = 137,7$	$\bar{\sigma}_a = 600 = 4200$	$\bar{\sigma}'_b = 0,45628 = 137,7$	$\bar{\sigma}_a = 600 = 4200$	$\bar{\sigma}'_b = 0,45628 = 137,7$	$\bar{\sigma}_a = 4200$	$\bar{\sigma}'_b = 0,45628 = 137,7$	$\bar{\sigma}_a = 600 = 4200$

(Unités : kg/cm²)

Contraintes admissibles - Cas de charge C

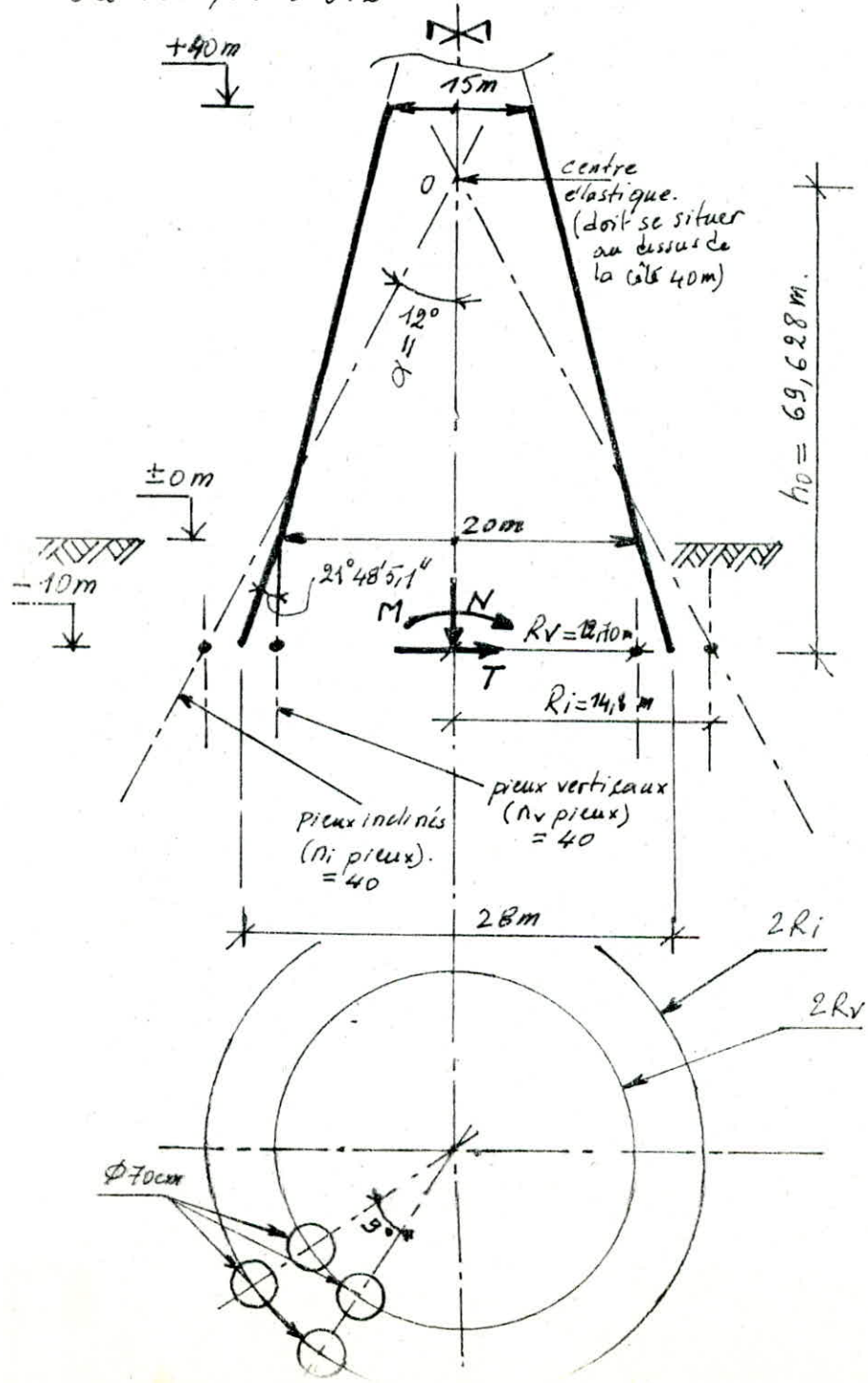
Sections		↓ +180 m		↓ +110 m		↓ +40 m		↓ 0,00			
1 ^{er} Genre	Limites kg/cm ²	Faces	Sous vent	au vent	Sous Vent	au Vent	Sous Vent	au Vent	Sous Vent	au Vent	
		Béton	$\bar{\sigma}_b = 98,54$	—	$\bar{\sigma}_b = 99,29$	—	$\bar{\sigma}_b = 98,32$	—	$\bar{\sigma}_b = 98,91$	—	
	Ferrailage	Vertical	EXT	—	$\bar{\sigma}_a = 2628,67$	—	1858,285	—	1858,28	—	2079,66
			INT	—	2800	—	2222,26	—	2079,66	—	2398,44
		faces	Lateral	au vent	lateral	au vent	lateral	au vent	lateral	au vent	lateral
		Transver	EXT	2628,67	—	2398,44	—	2398,44	—	2398,44	—
	INT		—	2628,67	—	2398,44	—	2398,44	—	2398,44	
	2 ^{eme} Genre		Face	Sous Vent	au Vent	Sous Vent	au Vent	Sous Vent	au Vent	Sous Vent	au Vent
			Béton	141,98	—	139,84	—	138,00	—	138,5	—
		Ferrailage Transversal	faces	au vent	lateral	au vent	lateral	au vent	lateral	au vent	lateral
EXT			4200	—	4200	—	4200	—	4200	—	
EXT			—	4200	—	4200	—	4200	—	4200	

ETUDE DES FONDATIONS

Après une étude sur les possibilités de fonder sur un radier général, nous déduisons que la fondation sur pieux s'impose.

Pour le calcul des pieux, nous utilisons la théorie du centre élastique.

Pour la solution ci-dessous, montrons qu'il n'y a pas de traction dans les pieux sous les sollicitations du premier genre, ceci est imposé par le règlement du cheminée, art 2.512.



$$- N = N(\text{niveau : 0}) \times 1,1 = 6849,875 \times 1,1 = 7534,8625 \text{ t} \approx 7535 \text{ t}$$

└ pour tenir compte du poids des fondations.

$$- M = M(\text{niveau : 0}) + 10 \cdot T = 40274,1545 + 10 \cdot 326,9805 = 43543,96 \text{ t.m}$$

$$\approx 43544 \text{ t.m}$$

$$- T = T(\text{niveau : 0}) = 326,9805 \text{ t} \approx 327 \text{ t}$$

Calcul des efforts dans les pieux :

$$\text{Pieux verticaux : } F_V = \frac{N}{n_V + n_i \cos^3 \alpha} \pm \frac{2 \cdot T \cdot \Delta H}{R_V n_V}$$

$$\text{avec } \Delta H = h_1 - h_0 = \frac{M}{T} - h_0$$

$$F_V = \frac{7535}{40(1 + \cos^3 12^\circ)} \pm \frac{2 \cdot 327 \cdot \left(\frac{43544}{327} - 69,628 \right)}{12,70 \cdot 40}$$

$$F_V = 97,31 \pm 85,73 \text{ t}$$

$$F_{V \max} = 183,04 \text{ t} \rightarrow \text{compression}$$

$$F_{V \min} = 11,58 \text{ t} \rightarrow \text{compression}$$

$$\text{Pieux inclinés : } F_i = \frac{N \cos^2 \alpha}{n_V + n_i \cos^3 \alpha} \pm \frac{2T}{n_i \sin \alpha}$$

$$F_i = \frac{7535 \cdot \cos^2 12^\circ}{40(1 + \cos^3 12^\circ)} \pm \frac{2 \cdot 327}{40 \cdot \sin 12^\circ} = 93,10 \pm 78,64$$

$$F_{i \max} = 171,74 \text{ t} \rightarrow \text{compression}$$

$$F_{i \min} = 14,46 \text{ t} \rightarrow \text{compression}$$

D'où, pour cette solution, nous n'avons pas de tractions dans les pieux (1^{er} cas)

On a vu dans l'étude des consoles intérieures que $M_{ce} = M_{ci} = \frac{Mc}{2} = 200 \text{ Kg/m}$

$$\sigma'_{ci} = \frac{6 \cdot 200}{(18,3)^2} = 358 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ce} = \frac{200}{10,3 \cdot 5,49} = 353,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ci} = \frac{200}{10,3 \cdot 3,51} = 553,2 \text{ Kg/cm}^2$$

- Sens transversal:

Dans le sens transversal agit le moment d'ovalisation dont les contraintes sont calculées, connaissant la position de l'axe neutre, par :

$$\sigma_0 = \frac{M_0}{h_0 \left(\frac{\xi}{3} - \alpha/3 \right) \cdot A}$$

Aux effets d'ovalisation s'ajoute l'effet d'ensoleillement et, qui produisent les contraintes suivantes:

- Traction dans les aciers extérieurs:

$$\sigma_{oe} = \frac{M_{oe}}{h_0 \left(\frac{\xi}{3} - \alpha/3 \right) A_e}, \quad \sigma_{re} = \frac{M_{re}}{h_0 \left(\frac{\xi}{3} - \alpha/3 \right) A_e}$$

$$\sigma_{oe} = \frac{665,46 \cdot 100}{18,3 \left(\frac{18,3-4}{18,3} - \frac{0,209}{3} \right) \cdot 4,71} = 1084,725 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0,8 \cdot \sigma_{re} = \frac{4140 \cdot 0,8}{18,3 \left(\frac{18,3-4}{18,3} - \frac{0,209}{3} \right) \cdot 4,71} = 53,987 \text{ Kg/cm}^2$$

- Traction dans les aciers intérieurs:

$$\sigma_{oi} = \frac{M_{oi}}{h_0 \left(\frac{\xi}{3} - \alpha/3 \right) A_i} = \frac{740,59 \cdot 10^2}{18,3 \left(\frac{18,3-4}{18,3} - \frac{0,209}{3} \right) \cdot 4,71} = 1207,131 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0,8 \sigma_{ri} = \frac{M_{ri} \cdot 0,8}{h_0 \left(\frac{\xi}{3} - \alpha/3 \right) A_i} = \frac{0,0752 \cdot 10^5 \cdot 0,8}{18,3 \left(\frac{18,3-4}{18,3} - \frac{0,209}{3} \right) \cdot 4,71} = 94,803 \text{ Kg/cm}^2$$

Cas de charge (B3):

Conformément à l'hypothèse (B), on fait dans ce cas de charge un cumul arithmétique des contraintes engendrées par le gradient thermique et des moments locaux: -100-

(Cas de charge (C))

Dans ce cas de charge, on évalue les contraintes finales σ'_b et σ'_a sous l'action des sollicitations d'ensemble et locales conformément aux règles : $S_1^3, S_1^4, S_2^4, S_2^5$

La superposition des contraintes fournit les relations suivantes :

$$\sigma'_b = \sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_c + \sigma'_o$$

$$\sigma'_a = \sigma'_{am} + \sigma'_t + \sigma'_e + \sigma'_o$$

Il faut évidemment retenir pour chaque calcul les contraintes réellement existantes.

Contraintes 1^{er} Genre - Section 180 m -

Unité : Kg/cm ²		Cas de charge A Solicitations d'ensemble	Cas de charge B Solicitations locales.			Cas de charge C Solicitations d'ensemble + locales	
			B1 gradient thermique	B2 Moments locaux	B3 = B1 + B2		
Sens Vertical	Béton	$\sigma'_{bm} = \frac{V}{Sb}$ = 50,8	$\sigma'_t = K_t h_0 / 2$ = 35,34 $K_t = \frac{E_v \mu t}{h_0}$	$\sigma'_{ci} = \frac{6 M_{ci}}{h_0^2}$ = 358	$\sigma'_t + \sigma'_{ci}$ = 38,92	$\sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_{ci} =$ 89,72	
	Ferrailage	$\sigma_{am} = A \sigma'_{bm}$ = 418,08	Nappes extérieures (FT10)/m	$\sigma'_t = \frac{n c K_t h_0}{1+c}$ = 232,85	$\sigma'_{ce} = \frac{M_{ce}}{\phi_c h_0}$ = 353,7	$\sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 586,55	$\sigma'_t + \sigma'_{ce} + \sigma_{am}$ = 1004,63
			Nappes inférieures (FTB)/m	—	$\sigma'_{ci} = \frac{M_{ci}}{\phi_i h_0}$ = 553,2	$0 + \sigma'_{ci} =$ 553,2	$\sigma'_{ci} + \sigma_{am} =$ 971,28
	Sens transversal	Ferrailage	Nappes extérieures (BT10)/m	$\sigma_{am} = \frac{100 H}{1,6 D m \Sigma \omega \cdot h_0}$ = 515,82	$\sigma'_t = n K_t h_0 (E-a)$ = 606,83	$\sigma'_{oe} = \frac{M_{oe}}{\phi_o h_0 (5-\frac{n}{3})}$ = 1084,72 $\sigma'_{re} \cdot 0,8 = 53,98$	$\sigma'_t + \sigma'_{oe} + 4,86 \sigma'_{re}$ = 1745,53
Nappes intérieures (BT10)/m			—	—	$\sigma'_{oi} = 1207,191$ $0,8 \sigma'_{ri} = 94,80$	$\sigma'_{oi} + 0,8 \sigma'_{ri} =$ 1301,99	$\sigma'_{oi} + 0,8 \sigma'_{ri} =$ 1301,99

toutes les contraintes sont inférieures aux contraintes admissibles.

Contraintes 2^{ème} Genre - Section 180 m -

Cas de charge Sismi A Solicitation d'ensemble		Unité : Kg/cm ²	Cas de charge A Solicitation d'ensemble	Cas de charge B Solicitations locales			Cas de charge C A + B ₃	Cas de charge C	
Seisme ① avec V = N _{max}	Seisme ② avec V = N _{min}			B ₁	B ₂	B ₃ = B ₁ + B ₂		Seisme ① + B ₃	Seisme ② + B ₃
$\sigma'_{bm} = \frac{N_{max}}{BS}$ = 115,93	$\sigma'_{bm} = \frac{N_{min}}{BS}$ = 96,42	Béton	$\sigma'_{bm} = \frac{1.1V}{BS}$ = 68,60	$\sigma'_t =$ 35,34	$\sigma'_{ci} = \frac{1.6.M_{ci}}{h_0^2}$ = 3,938	$\sigma'_t + \sigma'_{ci} =$ 39,28	$\sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_{ci}$ = 108,18	$\sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_{ci}$ = 155,21	$\sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_{ci}$ = 136,00
$\sigma_{am} =$ 980,95	$\sigma_{am} =$ 825,02		Sens vertical Ferrailage Nappes ext 7.78/m	$\sigma_{am} =$ 1250,21	$\sigma'_t = \frac{nK_t h_a}{1+C}$ = 232,85	$\sigma'_{cc} = \frac{0,9 M_{cc}}{A_c h_a}$ = 318,33	$\sigma'_t + \sigma'_{cc} =$ 551,18	1907,39	1532,13
—	—	—			—	—	—	—	—
$\sigma_{am} = \frac{100H}{h_0 \cdot 1,6 \cdot D_m \cdot S_{Dm}}$ = 1413,53	$\sigma_{am} =$ 1413,53	Sens transversal Ferrailage Nappes ext 6.710/m	$\sigma_{am} = \frac{100H \cdot 4925}{h_0 \cdot 1,6 \cdot D_m \cdot S_{Dm}}$ = 1737,66	$\sigma'_t = nK_t h_0 (\xi - \alpha)$ = 606,83	$\sigma'_{oe} = 1774,96$	$\sigma'_t + \sigma'_{oe} =$ 2381,70	4119,36	3195,23	3795,23
—	—		Nappes int 6.710/m	—	—	—	—	—	—

Toutes les contraintes sont inférieures aux contraintes admissibles

Section a 110m - 1^{er} Genre

Unité kg/cm ²	Cas de Charge A Soll. d'ensem	- Cas de charge B			Cas de Charge C A+B3	
		B1 Grad. therm	B2 Moments. locaux	B3 = B1+B2		
Béton	$\sigma_{bm} = \frac{V}{SB}$ = 64,57	$\sigma'_t = \frac{k_t h_0}{2}$ = 39,78	$\sigma_{ce} = \frac{6 M a_i}{h_0^2}$ = 1,92	$\sigma'_t + \sigma_{ci}$ = 41,7	$\sigma'_b = \sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_{ci}$ = 105,27	
	Ferraillage 6T20/1m Nappe EXT	$\sigma_{am} = A \sigma_{bm}$ = 483,75	$\sigma_t = \frac{n c k_t h a}{1+c}$ = 238,7 c = 0,5	$\sigma_{ce} = \frac{M c e}{A_e h a}$ = 70,77	$\sigma_t + \sigma_{ce}$ = 309,47	$\sigma_a = \sigma_{am} + \sigma_t + \sigma_{ce}$ = 793,22
6T14/1m Nappe INT			—	$\sigma_{ci} = \frac{M a_i}{A_i h a}$ = 144,75	$\sigma_{ci} = 144,75$	$\sigma_a = \sigma_{am} + \sigma_{ci}$ = 628,5
Sens transversal	Ferraillage 6T12/1m Nappe EXT	$\sigma_{am} = \frac{100 H}{4,68 n \Sigma i h}$ = 642,99	$\sigma'_t = n k_t h_0 \left(\frac{1}{5} - \alpha/3 \right)$ = 698	$\sigma_{ce} = \frac{M o e}{A_e h_0 \left(\frac{1}{3} \right)}$ = 863,15 $\sigma_{ce} = 39,44$	$\sigma'_t + \sigma_{ce} + \sigma_{ci}$ = 1609,5	$\sigma_{am} = 0,85 (\sigma_{am} + 0,86 \sigma_t + 6 \sigma_{ce})$ = 1907,05
		6T12/1m Nappe INT	—	—	$\sigma_{ci} = 370,9$ $\sigma_{ci} = 71,66$	$\sigma_{ci} + \sigma_{ci}$ = 1042,56

Toutes les contraintes sont inférieures aux contraintes admissibles

Contraintes 2^{ème} Genre - Section 110m -

Cas de charge A (seis) Solicitations d'ensemble		Unité: Kg/cm ²	Cas de charge A Solicitations d'ensemble	Cas de charge B Solicitations locales			Cas de charge C	Cas de charge C	
Séisme ① V = Nmax	Séisme ② V = Nmin			B ₁	B ₂	B ₃ = B ₁ + B ₂	A + B ₃	Séis ① + B ₃	Séis ② + B ₃
120,272	121,03	Béton	92,98	39,78	2,11	41,88	134,76	162,152	162,91
2585	2996		Sens vertical Ferrailage	2814,56	238,7	63,9	302,39	3116,75	2887,33
—	—	Nappes exte 6T20/m							
1056,385	1056,385	Sens transversal Ferrailage	1237,76	698	1661,56	2359,56	3597,82	3415,95	3415,95
—	—								
—	—								

Toutes les contraintes sont inférieures aux contraintes admissibles.

1^{er} GENRE - SECTION d' 40m.

Unités kg/cm ²		Cas de charge A soll. d'asbl	Cas de charge B (solliet. locales)			CAS de charge C A+B ₃	
			B ₁ Grad. thermiq	B ₂ Moments. locaux	B ₃ = B ₁ +B ₂		
Sens vertical	Béton	$\sigma'_m = \frac{V}{S_B}$ = 70	$\sigma'_t = k_t \frac{h_0}{2}$ = 44,415	$\sigma'_{ci} = \frac{6 M u_i}{h_0^2}$ = 1	$\sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 45,415	$\sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ $\sigma'_b = 115,415$	
	Ferrailage NAPPES	EXT 7716/m	$\sigma'_{am} = A \sigma'_{bi}$ = 525	$\sigma'_t = \frac{n k_t h_0}{1+c}$ = 371,41	$\sigma'_{ce} = \frac{M_{ce}}{A_c \cdot h_a}$ = 36,38	$\sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 407,79	$\sigma'_{am} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 932,79
		INT 7120/m	—	—	$\sigma'_{ci} = \frac{M u_i}{A_i \cdot h_a}$ = 56,86	$\sigma'_{ci} = 56,86$	$\sigma'_a = \sigma'_{am} + \sigma'_{ci}$ = 581,86
	Sens transversal	Ferrailage NAPPES	EXT 6772/m	$\sigma'_{am} = 867,8$ $\sigma'_{am} = \frac{100 H}{4160 m^2 \cdot h_0}$	$\sigma'_t = n k_t h_0 (1-\gamma)$ $\sigma'_t = 889,74$	$\sigma'_{ce} = \frac{M_{ce}}{h_0 (1-\frac{1}{3}) A_c}$ = 642,53 $0,86 c_c = 321,26$	$\sigma'_t + \sigma'_{ce} + 0,86 c_c$ = 1563,53
INT 6772/m			—	—	$\sigma'_{ci} = \frac{M u_i}{h_0 (1-\frac{1}{3}) A_i}$ = 751,51 $0,86 c_i = 581,67$	$\sigma'_{ci} + 0,86 c_i$ = 774,18	$\sigma'_a = \sigma'_{ci} + 0,86 c_i$ = 774,18

Toutes les contraintes sont inférieures aux contraintes admissibles.

Armatures :

1/ Armatures longitudinales : $1 < \tilde{\omega}_L < 2\%$ d'après 'pieux et Fondation' Davidian.

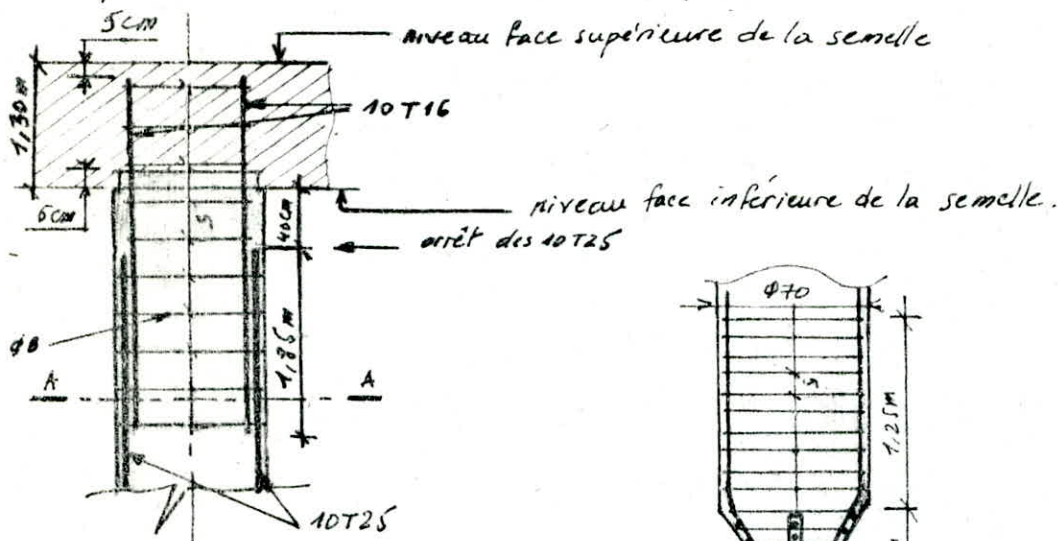
nous prenons $\tilde{\omega}_L = 1,2\%$. (il sera vérifié par la suite).

$$A_L = \frac{\pi \cdot 70^2}{4} \cdot \frac{1,2}{100} = 46,18 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 10 \text{ T25 (} 49,09 \text{ cm}^2 \text{) FeE40A}$$

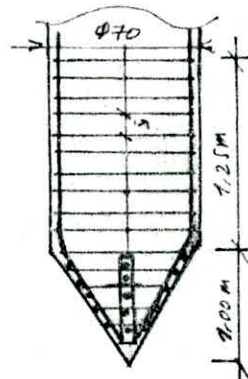
2/ Armatures transversales (frettage) :

$$A_T = \phi 8 \text{ en FeE24}$$

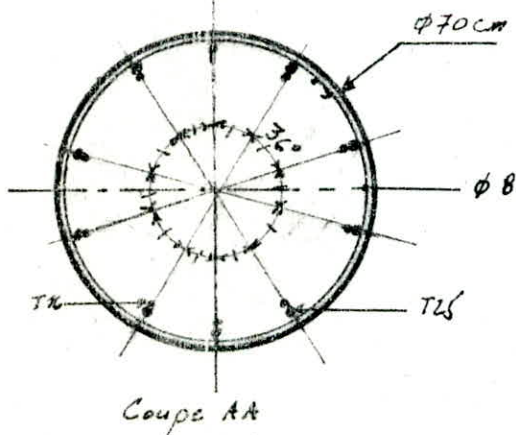
Espacement de 5 cm à la tête et à la pointe et, 10-15 cm ailleurs.



Ferraillage - tête de pieu -



Ferraillage - sabot -



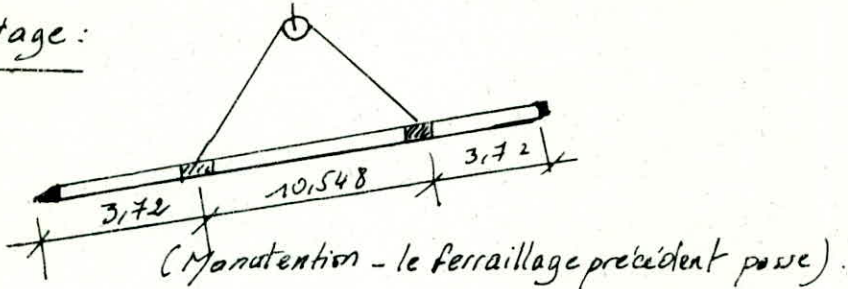
Coupe AA

* Caractéristiques des pieux - résumé :

- diamètre du corps : 70 cm.
- diamètre tête de pieu : 80 cm.
- Sabot : armé de pointe en acier sur 1,00 m de longueur.
- longueur : 18,50 m de corps (19,20 m hors tout).
- Armatures : $A_L = 10 \text{ T25}$, $A_T = \phi 8$
pas de 5 cm pour tête et pointe
pas 10-15 cm zone courante.

Moulage: Le béton utilisé pour les pieux sera dosé à 400 Kg/m^3 de ciment
de laitier de clinker 250. 355. ($\sigma'_b = 75 \text{ Kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_b = 11,4 \text{ Kg/cm}^2$).

Bardage et battage:



Battage vertical pour la couronne intérieure de 40 pieux
Battage incliné (12°) pour la couronne extérieure de 40 pieux.

Vérification des contraintes

1^{er} Genre:

$$A_v = a_i = \frac{\pi 70^2}{4} + 15.49,09 = 4584,801 \text{ cm}^2 = 0,4585 \text{ m}^2 \text{ (section homogénéisée des pieux)}$$

- pieux verticaux:

$$\sigma'_b = \frac{7535.}{40(1 + \cos 12^\circ) \cdot 0,4585} \pm \frac{2.327 \left(\frac{43564}{327} - 69,628 \right)}{12,7.40.0,4585}$$

$$\sigma'_b = 212,2 \pm 178,4$$

$$\sigma'_{b \max} = 390,6 \text{ t/m}^2 = 39,1 \text{ Kg/cm}^2 < 75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b \min} > 0.$$

- pieux inclinés:

$$\sigma'_b = \frac{7535. \cos^2 12^\circ}{40(1 + \cos 12^\circ) \cdot 0,4585} \pm \frac{2.327}{40 \cdot 0,4585 \cdot \sin 12^\circ}$$

$$= 203 \pm 171,5$$

$$\sigma'_{b \max} = 374,5 \text{ t/m}^2 = 37,5 \text{ Kg/cm}^2 < 75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b \min} > 0.$$

2^{ème} Genre - Vent extrême -

$$N = 1,1.7535 = 8288,5 \text{ t.}$$

$$T = 1,925.512,2 = 985,4 \text{ t}$$

$$M = 7655,3 + 10.1128,4 = 86939,3 \text{ tm.}$$

Pieux verticaux

$$\sigma'_b = \frac{8288,5}{40(1 + \cos^2 12^\circ) \cdot 0,4585} \pm \frac{2 \cdot 1128,4 \left(\frac{86939,3}{1128,4} - 69,627 \right)}{12,7 \cdot 40 \cdot 0,4585} = 233,45 \pm 71,9 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_{b \max} = 30,5 \text{ Kg/cm}^2 < 75 \text{ Kg/cm}^2, \quad \sigma'_{b \min} > 0.$$

2^{ème} Genre Séisme avec Nmax -

$$N = 7056,9 + 0,1 \cdot 6849,9 = 7742 \text{ t.}$$

$$T = 363,13 \text{ t}$$

$$M = 60763,313 \neq 10 \cdot 363 = 64396,3 \text{ t.m.}$$

Pieux verticaux

$$\sigma'_b = \frac{7742}{40(1 + \cos^2 12^\circ) \cdot 0,4585} \pm \frac{2 \cdot 363,13 \left(\frac{64396,3}{363,13} - 69,627 \right)}{12,7 \cdot 40 \cdot 0,4585} = 218,1 \pm 335,1 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_{b \max} = 55,4 \text{ Kg/cm}^2 < 75 \text{ Kg/cm}^2, \quad \sigma'_{b \min} = -11 \text{ Kg/cm}^2 < 11,4 \text{ Kg/cm}^2.$$

Pieux inclinés

$$\sigma'_b = \frac{7742 \cdot \cos^2 12^\circ}{40(1 + \cos^2 12^\circ) \cdot 0,4585} \pm \frac{2 \cdot 363,13}{40 \cdot 0,4585 \cdot 8 \sin^2 12^\circ} = 208,8 \pm 190,5 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_{b \max} = 40,0 \text{ Kg/cm}^2 < 75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b \min} = 2 \text{ Kg/cm}^2 > 0. \quad (\bar{\sigma}'_b = 75 \text{ Kg/cm}^2)$$

2^{ème} Genre Séisme avec Nmin.

$$N = 6642,966 \text{ t}$$

$$T = 363,13 \text{ t}$$

$$M = 64396,3 \text{ t.m.}$$

Pieux inclinée

$$\sigma'_b = 179 \pm 190 \text{ t/m}^2 \quad \sigma'_{b \max} = 36,9 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$
$$\sigma'_{b \min} = -11 \text{ Kg/cm}^2 (\bar{\sigma}'_b = 11,4 \text{ Kg/cm}^2).$$

Pieux verticaux.

$$\sigma'_b = 187,1 \pm 190,5 \text{ t/m}^2, \quad \sigma'_{b \max} = 37,8 \text{ Kg/cm}^2 < 75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b \min} = -0,4 \text{ Kg/cm}^2 < 0 \quad (\bar{\sigma}'_b = 11,4).$$

2^{ème} Genre Vent extrême

Pieux inclinée

$$\sigma'_b = \frac{8288,5 \cdot \cos^2 12^\circ}{40(1 + \cos^2 12^\circ) \cdot 0,4585} \pm \frac{2 \cdot 512,12}{40 \cdot 0,4585 \cdot 8 \sin^2 12^\circ} = 223,4 \pm 300,1 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_{b \max} = 52,3 \text{ Kg/cm}^2 < 75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b \min} = -7,8 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\bar{\sigma}'_b = 11,4 \text{ Kg/cm}^2)$$

Calcul de la semelle annulaire :

La semelle annulaire, considérée comme rigide repose sur 2 couronnes de pieux, verticaux et inclinés.

1/ Caractéristiques de la semelle.

Les pieux sont implantés de telle sorte qu'ils soient considérés comme des points d'appui uniformément répartis. Le dimensionnement sera conduit par :
(Pieux et Fondation - DAYIDIAN -).

- écartement entre les pieux : $e = \sqrt{\frac{2 \cdot SC}{100}}$ c : effort normal agissant sur les pieux. (en tonnes)

$$C = 55,4 \times 0,4585 (m^2) = 254009 \text{ Kg} = 254,009 \text{ t}$$

Kg/cm^2

$$e = 2,52 \text{ m} \quad \left(\begin{array}{l} \text{on a déjà pris } e = 2,1 \text{ m} = 14,8 - 12,7 \text{ m} \\ * \text{Guerrin recommande } e \geq 3\phi = 3 \cdot 70 = 2,10 \text{ m} \end{array} \right)$$

on prend $e = 2,40 \text{ m}$

- hauteur de la semelle : h

$$\text{Guerrin} \Rightarrow h \geq \frac{e}{2} = \frac{2,40}{2} = 1,20 \text{ m}$$

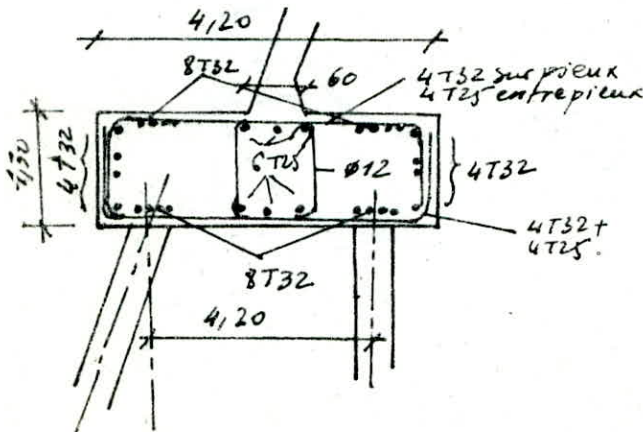
Le bureau sécurité donne $h \geq 0,33(e\sqrt{3} - 0,90a)$ pour éviter le poinçonnement de la semelle (a , épaisseur de la paroi au dessus de la semelle).
 $= 60 \text{ cm}$

$$h \geq 0,33(2,40 \cdot \sqrt{3} - 0,90 \cdot 0,60) = 1,19 \text{ m}$$

On prendra une hauteur $h = 1,30 \text{ m}$ (ie celle de départ).

2/ Calcul des armatures de la semelle

étant limitée par le volume (nbre de pages), nous donnerons seulement les résultats obtenus sur un schéma :



STABILITE AU RENVERSEMENT

Les règles applicables aux cheminées désignent par :

M_r : le moment de renversement au C.D.G de la face inférieure de la semelle.

P : l'effort normal résultant au C.D.G de la face inférieure de la semelle ;

d_1 : diamètre extérieur de la fondation. (= 33,9 m)

d_2 : diamètre intérieur de la fondation. (= 25,5 m).

Le rapport M_r/Pd_1 doit satisfaire les relations suivantes :

Sollicitation 1^{er} genre : $\frac{M_r}{Pd_1} = \frac{40274,156 + 10.529,9305}{1,1.6849,875.33,9} = 0,17 \leq \frac{1}{8} \left[1 + \left(\frac{d_2}{d_1} \right)^2 \right] = \frac{1}{8} \left[1 + \left(\frac{25,5}{33,9} \right)^2 \right] = 0,20$

Vérifiée.

Sollicitation du 2^{ème} genre :

* Vent extrême : $\frac{M_r}{Pd_1} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \left[1 + \left(\frac{d_2}{d_1} \right)^2 \right] = 0,3 \left[1 + \left(\frac{25,5}{33,9} \right)^2 \right] = 0,47 \\ 0,375 \end{array} \right.$

- Face au vent (M_r : majoré de 1,925
 P : majoré de 1,1)

$$\frac{M_r}{Pd_1} = \frac{0,17 \cdot 1,925}{1,1} = 0,2975 \leq \min(0,47, 0,375) = 0,375$$

Vérifiée.

- Face sans vent (M_r : majoré de 1,925
 P : minoré par 0,9)

$$\frac{M_r}{Pd_1} = \frac{0,17 \cdot 1,925}{0,9} = 0,364 \leq \min(0,47, 0,375) = 0,375$$

Vérifiée.

* Séisme :

- avec N_{max} : $\frac{M_r}{Pd_1} = \frac{60763,313 + 10.363,82}{7056,784.33,9} = 0,269 \leq \min(0,47, 0,375) = 0,375$

Vérifiée.

- avec N_{min} : $\frac{M_r}{Pd_1} = \frac{60763,313 + 10.363,82}{6642,966.33,9} = 0,286 \leq \min(0,47, 0,375) = 0,375$

Vérifiée.

Conclusion : Il n'y a pas risque de renversement.

ANNEXE

DEPREMIES POUR LE COMPTÉ INVESTI CONSTANT (en MODES)

1	2	3	4	5	6
1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
1.0147	0.9977	0.9957	0.9947	1.0052	1.0090
1.0312	0.9840	0.9820	0.9810	0.9187	1.0200
1.0475	0.9618	0.9607	0.9607	0.8590	0.9700
1.1077	0.8251	0.7770	0.4810	0.1304	-0.8423
1.1577	0.6716	0.5751	0.1150	-0.3541	-1.2500
1.1677	0.6004	0.5297	-0.1589	-0.7071	-1.3750
1.1843	0.7114	0.1637	-0.4410	-0.7279	-0.6672
1.1910	0.8000	-0.0070	-0.6289	-0.6117	0.0408
1.1977	0.4343	-0.2077	-0.5000	-0.3300	0.9350
1.1740	0.9517	-0.4707	-0.6200	0.1307	1.3978
1.1475	0.3098	-0.6082	-0.4275	0.5500	1.2170
1.1175	0.0618	-0.6700	-0.1500	0.0000	0.4790
1.0875	-0.1874	-0.7000	0.1000	0.0000	-0.4000
1.0575	-0.3361	-0.7000	0.2000	0.5500	-1.2077
1.0275	-0.5798	-0.4740	0.3000	0.1000	-1.3077
0.9975	-0.8051	-0.2000	0.3000	-0.2000	-0.9077
1.0075	-0.6026	-0.0000	0.4000	-0.6000	-0.0400
1.0071	-0.7240	0.1070	0.4000	-0.7000	0.1000
1.0140	-0.8000	0.1000	0.1000	-0.7000	1.3000
1.0170	-0.8750	0.0000	-0.1000	-0.3000	1.3000
1.0230	-0.9244	0.7700	-0.1000	0.1000	-1.4000
1.0260	-0.9564	0.8942	-0.7370	0.0000	-0.9000
1.0270	-0.9740	0.9662	-0.9000	0.0000	-1.0000
1.0277	-0.9810	0.9800	-0.9000	1.1000	-1.0000

BIBLIOGRAPHIE

- Annales I.T.B.T.P " Règles de calcul et de construction des cheminées en béton armé "
- Calcul des tours en béton armé (Marius Diver)
- Eléments de construction à l'usage de l'ingénieur (G. Lemasson et A.L. Tourancheau)
- Conception et calcul des structures soumises aux séismes (M. Douadi, M. Rili et A. Sahli)
- Calcul des constructions parasismiques (Bonneville)
- Pieux et Fondation (Davidian)
- Traité de béton armé - tome 11 - (A. Guerrin)
- Règles parasismiques Algériennes 81
- Règles parasismiques Françaises 69 + Compléments Algériens
- Règles neiges et vents 65
- Calcul dynamique des structures (Penzin et Clough)

