

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT Genie - Civil.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Bâtiment administratif
à
Ossature métallique
(R+3)

Proposé par :

E.N.C.C

Etudié par :

MEZOUED .K

GHAZLI .Z

Dirigé par : M^{elle}

Djillali-Berkane

Maître assistant

à l'E.N.P

PROMOTION : Juin 1986

Remerciements



Nous tenons à remercier vivement notre promoteur pour toute son attention à l'égard de notre travail, et pour tous les conseils utiles qu'elle nous a donnés.

Nos remerciements vont également à Messieurs :

SAYAD et TOUATI (de l'E.N.C.C.)

Auprès desquels nous avons trouvé toute aide et compréhension, sans oublier M. BENDJEBLA (du BATIMETAL) pour la documentation qu'il nous a fournie.

Nous ne saurions oublier toute l'aide apportée par nos amis : AÏNOUCHE et MORSLI, qu'ils trouvent ici l'expression de toute notre reconnaissance.

A tous mes amis
et collègues, sans exception.
A mes parents, mes frères
et mes cousins.

Faïd

A ma famille
A la mémoire de mes
grands-parents
sans oublier mes amis

Kamal

SOMMAIRE

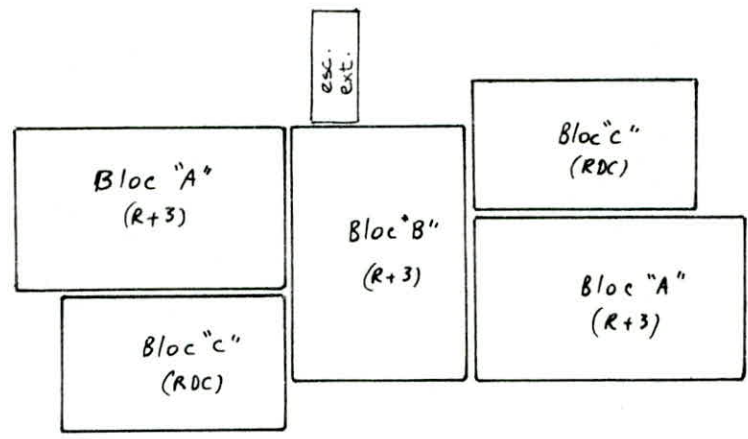
	<u>Pages</u>
1./ INTRODUCTION _____	1
2./ EVALUATION DES CHARGES _____	4
3./ PREDIMENSIONNEMENT _____	5
4./ ESCALIERS _____	10
5./ PLANCHERS _____	19
6./ ETUDE AU VENT _____	25
7./ ETUDE AU SEISME _____	28
8./ REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTALS ENTRE LES PALEES DE STABILITE _____	37
9./ CALCUL DES EFFORTS ET VERIFICATION DES ELEMENTS _____	42
10./ ASSEMBLAGES _____	55
11./ FONDATIONS _____	73
12./ CONCLUSIONS _____	86

1. / INTRODUCTION

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
 المكتبة — BIBLIOTHEQUE
 Ecole Nationale Polytechnique

Objet :

- Ce projet de fin d'étude consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment administratif à ossature métallique comportant trois blocs (R+3) et deux blocs en R.D.C. séparés par des joints de dilatation.
- Il est implanté dans la région d'Oran (zone II de moyenne sismicité).



ECH: 1/500.

- Bloc "A" : 18 m x 10,80 m ; hauteur d'étage 3,30 m, l'acrotère 60 cm.
- Bloc "B" : 16,80 m x 12 m
- Bloc "C" : 15 m x 9 m

Mode de construction :

- Les poteaux sont articulés à la base.
- Les poutres sont articulés aux poteaux.

Une ossature poteaux/poutres dont tous les assemblages (nœuds) sont articulés est instable : un effort horizontal faible provoquerait son effondrement. Pour la rendre stable, il faut la contreventer, c'est-à-dire rendre indéformables un nombre suffisant de panneaux (un panneau est un cadre dont les quatre angles sont articulés). Trois types de procédés permettent de s'opposer à cette déformation

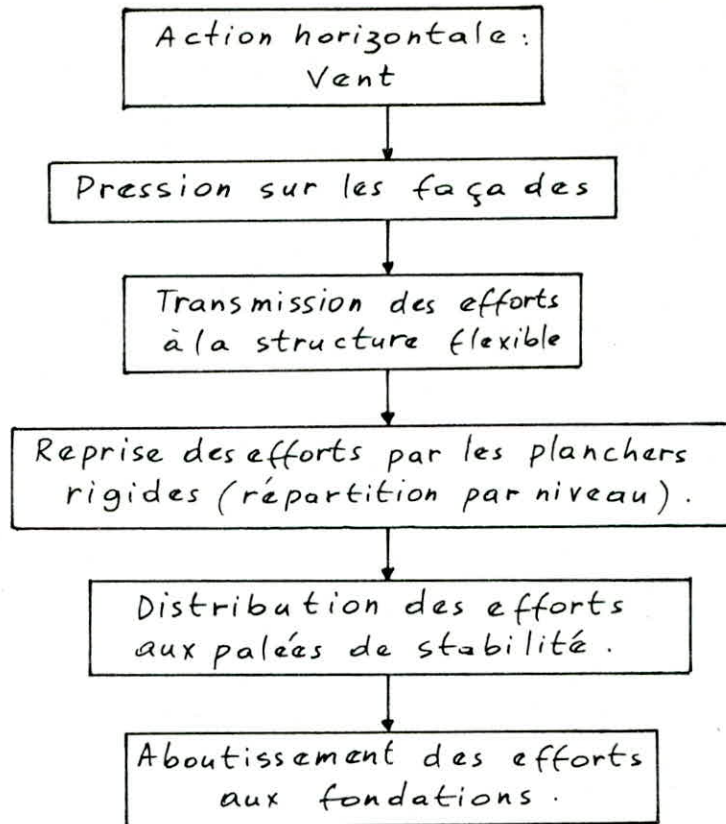
- le remplissage du panneau par un élément rigide dans son plan.
- Une triangulation intérieure du panneau par des barres droites.
- la rigidification d'un ou plusieurs nœuds.

Donc il n'est pas nécessaire d'avoir recours aux encastremets des poutres sur les poteaux.

Système de contreventement :

- Contreventement vertical : assuré par des palées de stabilité, triangulées (en forme de K)
- Contreventement horizontal : assuré par des planchers rigides.

Les palées de stabilité seront dimensionnées sous l'action sismique réglementaire (qui est, comme on le verra plus tard, plus défavorable que le vent). Néanmoins pour illustrer le rôle primordial des palées de stabilité, il est intéressant de donner schématiquement ce qu'on appelle le cheminement des efforts (par exemple sous l'action du vent)



Choix du plancher :

Le plancher est constitué des éléments suivants :

- Solives d'entre-axe 1,50 m.
- Bac d'acier : formé par une tôle nervurée TN40.
- Dalle en béton armé.
- Connecteurs : assurant la liaison parfaite de la dalle au bac d'acier et aux solives.

Ce type de plancher est appelé : plancher mixte collaborant.

Façades :

Sont constituées par des murs en maçonnerie.

Coffrage :

- Coffrage traditionnel pour les fondations.
- Coffrage perdu avec la TN40 pour les planchers.

Escaliers :

Nous avons deux types d'escaliers :

- escalier extérieur en béton armé.
- escalier intérieur en construction métallique.

Infrastructure :

Le bâtiment est fondé sur un sol ferme , et le mode de fondation sera déterminé après examen et exploitation du rapport de sol .

Sollicitations prises en compte :

- Charges permanentes .
- Surcharges d'exploitation .
- charges climatiques (l'effet de température n'est pas pris en compte)
- Effet du Seisme .

Matériaux utilisés :

• Gros œuvre :

Béton : dosé à 350 kg/m³ de ciment CPA325 , non contrôlé .

Contraintes admissibles :

Compression simple : flexion simple : traction (référence) :	$\bar{\sigma}'_b = \begin{cases} 68,5 \text{ kg/cm}^2 & (\text{sous SP}_1) \\ 103 \text{ kg/cm}^2 & (\text{sous SP}_2) \end{cases}$
	$\bar{\sigma}'_b = \begin{cases} 137 \text{ kg/cm}^2 & (\text{SP}_1) \\ 206 \text{ kg/cm}^2 & (\text{SP}_2) \end{cases}$
	$\bar{\sigma}_b = \begin{cases} 5,9 \text{ kg/cm}^2 & (\text{SP}_1) \\ 8,9 \text{ kg/cm}^2 & (\text{SP}_2) \end{cases}$

Module de déformation :

instantané : longue durée :	$E_i = 3,8 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$.
	$E_v = E_i/3 = 1,26 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$.

Aciers de ferrailage :

- barre d'aciers doux Adx de nuance E24 .
- barres d'aciers à haute adhérence HA de nuance E40 , $\phi \leq 20$.
- treillis soudés TS : dimension standard disponible ($\sigma_e = 5300$) ; $\phi \leq 6$.

• Charpente métallique :

Ossature : En profilés laminés produits avec l'acier de nuance E24 , après calcul on choisit le profilé dans la gamme des profilés (catalogue O.T.U.A.)

Assemblages :

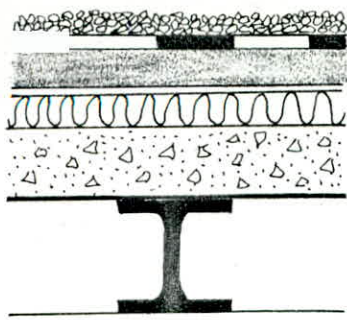
Nous utiliserons deux types d'assemblages :

- boulonnage ordinaire : qui sera effectué sur chantier .
- soudure : qui sera effectuée soigneusement en atelier pour des raisons de sécurité et de performance .

2./ EVALUATION DES CHARGES

A/ CHARGES PERMANENTES

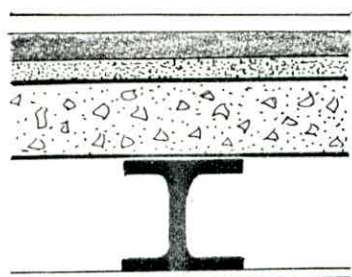
• PLANCHER TERRASSE :



Protection gravillon (15/25, ep: 5cm)	80	daN/m ²
Étanchéité multicouche	10	— " —
Forme de pente (1%)	210	— " —
Isolation, liège (4cm)	16	— " —
Pare vapeur (Polyane) + Papier CRAFT	5	— " —
Dalle béton armé (8cm)	200	— " —
Tôle nervurée TN40	10	— " —
Faux plafond (placo plâtre)	28	— " —

$$\Sigma = 559 \text{ daN/m}^2$$

• PLANCHER COURANT :



Carrelage (2cm)	40	daN/m ²
Mortier de pose (1,5 cm)	35	— " —
Sable stabilisé (3cm)	54	— " —
Dalle béton armé (10cm)	250	— " —
Tôle nervurée (TN40)	10	— " —
Faux Plafond	28	— " —
Cloisons	75	— " —

$$\Sigma = 492 \text{ daN/m}^2$$

B/ SURCHARGES D'EXPLOITATION

Plancher terrasse (inaccessible)	100	daN/m ²
Plancher étage courant (usage bureaux)	250	— " —
Escaliers (— " —)	400	— " —

• Surcharges climatiques

Poids de la neige (Région II)	20	daN/m ²
Vent : Voir partie étude au vent.		

- Murs extérieurs :

Sont des murs de remplissage en briques creuses de 15cm d'épaisseur (enduit 2 faces)

Poids. . . 210 daN/m².

3./

PREDIMENSIONNEMENT

OBJET:

Le prédimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur de chaque élément porteur ou résistant (poutres, poteaux, diagonales de contreventement) afin de pouvoir faire plus tard les vérifications de l'ensemble des portiques soumis aux charges verticales et horizontales.

Remarque :

Le prédimensionnement de certains éléments constitue un dimensionnement final :
 - Solives
 - poutres et poteaux appartenant aux portiques non contreventés.

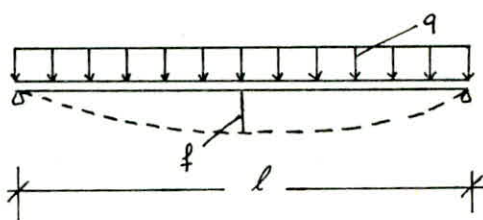
Dimensionnement des Solives :

Il est effectué sur la base du critère de déformabilité (en général plus défavorable que le critère de résistance).

Les solives sont articulées à leurs extrémités (attachées aux âmes des poutres par boulons ordinaires). Elles sont soumises uniquement aux charges et surcharges verticales dues au plancher.

La flèche à mi-travée est donnée par :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EI}$$



La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{l}{300} \quad (\text{CM66}) \quad (\text{Art. 2,252})$$

donc $f \leq \bar{f} \rightarrow I_x \geq \frac{1500}{384} \frac{q l^4}{E} \rightarrow$ choix du profilé (O.T.U.A.)

Avec q : charge totale réelle non-pondérée.

$$(q = q_g + q_p)$$

Vérification à la résistance :

$$\sigma = \frac{q^* \cdot l^2}{8 W_x} \leq \sigma_e \quad \text{Avec } q^* : \text{charge totale pondérée.}$$

$$(q^* = \frac{4}{3} q_g + \frac{3}{2} q_p)$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

où : l : portée de la solive.

l' : entre-axe des solives.

$q_g ; q_p$: charge et surcharge revenant à la solive

	l (m)	l' (m)	solive	q_g (daN/ml)	q_p (daN/ml)	q (daN/ml)	q^* (daN/ml)	Profilé	I_x (cm ⁴)	W_x (cm ³)	σ (daN/cm ²)	obs.
TERRASSE	6,00	1,50	S ₁	870	150	1020	1385	IPE 240	3892	324	1924	résistance vérifiée
BLOCS "A" et "B"	4,80	—	S ₂	865	150	1015	1378	IPE 220	2772	252	1575	
ETAGE COURANT	6,00	1,50	S ₁	774	375	1149	1595	IPE 270	5790	429	1673	rés. Vérif.
BLOCS "A" et "B"	4,80	—	S ₂	764	375	1139	1581	IPE 220	2772	252	1807	
BLOC "C" (R.D.C.)	6,00	1,50	S ₁	870	150	1020	1385	IPE 240	3892	324	1924	rés. Vérif.
	3,00	—	S ₃	852	150	1002	1361	IPE 140	541	77,3	1981	

Prédimensionnement des Poutres :

Les poutres sont articulées et soumises aux charges verticales .

Procédé de calcul :

(CM66) (Art. 5,251 et 5,252) .

• $f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EI} \leq \bar{f}$

où $\bar{f} = \begin{cases} l/300 & \text{poutres ne recevant pas de poteaux.} \\ l/500 & \text{poutres recevant un poteau ou un mur.} \end{cases}$

⇒ $I_x \rightarrow$ Profilé (o.T.U.A.)

• Vérification à la résistance :

$\sigma = \frac{q^* \cdot l^2}{8 W_x} \leq \sigma_c$

où : $\begin{cases} q = q_g + q_p & \text{— charge totale non pondérée} \\ q^* = \frac{4}{3} q_g + \frac{3}{2} q_p & \text{— " — pondérée.} \\ l : & \text{portée de la poutre.} \end{cases}$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

	Poutre	l (m)	q _g (daN/ml)	q _p (daN/ml)	q (daN/ml)	q* (daN/ml)	Profilé	I _x (cm ⁴)	W _x (cm ³)	σ (daN/cm ²)	Obser.
TERRASSE BLOCS "A" et "B"	P ₁	6,00	611	75	686	927	HEA 200	3692	389	1072	résistance vérifiée
	P ₂	— " —	890	150	1040	1412	HEA 220	5410	515	1234	
	P ₃	— " —	1941	300	2241	3038	HEA 260	10460	836	1635	
	P ₄	— " —	3192	540	3732	5066	HEA 300	18260	1260	1809	
ETAGE COURANT BLOCS "A" et "B"	P ₁	6,00	1130	188	1318	1789	HEA 260	10460	836	963	résistance vérifiée
	P ₂	— " —	789	375	1164	1615	HEA 220	5410	515	1411	
	P ₃	— " —	2340	750	3090	4245	HEB 300	25170	1680	1137	
	P ₄	— " —	2838	1350	4188	5809	HEA 300	18260	1260	2075	
BLOC "C" en (R.D.C.)	P ₁	6,00	611	75	686	927	HEA 200	3692	389	1072	résistance vérifiée.
	P ₂	— " —	890	150	1040	1412	HEA 220	5410	515	1234	
	P ₃	— " —	1941	300	2241	3038	HEA 260	10460	836	1635	
	P ₄	— " —	2657	450	3107	4218	HEA 280	13670	1010	1879	

Remarques :

- Il a été tenu compte du poids propre de la poutre dans le calcul de q_g.
- " " " " des murs pour les poutres de rive - plancher courant.
- " " " " de l'acrotère pour les poutres de rive - plancher terrasse.
- Les charges concentrées dues aux solives sont réparties uniformément sur la poutre.
- On suppose que la surcharge climatique de neige n'agit pas en même temps que la surcharge d'exploitation P=100 daN/m² (vu que la terrasse est inaccessible).

Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont articulés à la base, et à chaque étage les poutres leur sont articulées. La stabilité de l'ensemble est assurée par un contreventement par palées de stabilité, donc les poteaux seront calculés en compression simple.

On vérifie la contrainte pondérée de compression simple σ satisfait à la condition:

$$K\sigma \leq \sigma_e$$

où :

- K : coefficient de flambement.
- $\sigma = N/A$: contrainte pondérée de compression simple.
- N : effort normal à la base du poteau dû à la charge verticale, est obtenu à partir d'une descente des charges.

D'après les (CM66) (Art. 5,112) l'effort normal est majoré de :

5% pour les poteaux intérieurs.
10% ————— n ————— de rive.
15% ————— n ————— d'angle.

Les étapes de calcul :

- a) On effectue la descente des charges.
- b) On détermine l'effort normal selon la combinaison $(\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P)$, puis on le majore suivant l'article indiqué ci-dessus (Art. 5,112).
- c) On choisit un profilé convenable (selon l'o.T.U.A.) avec sa section A et son rayon de giration $i_{\min} = \min(i_x, i_y)$.
- d) On calcule l'élanement $\lambda = l_f / i_{\min}$ et on tire K (CM66) (Annexes 13,411).
- e) On vérifie la condition annoncée ci-dessus : $K\sigma \leq \sigma_e$.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

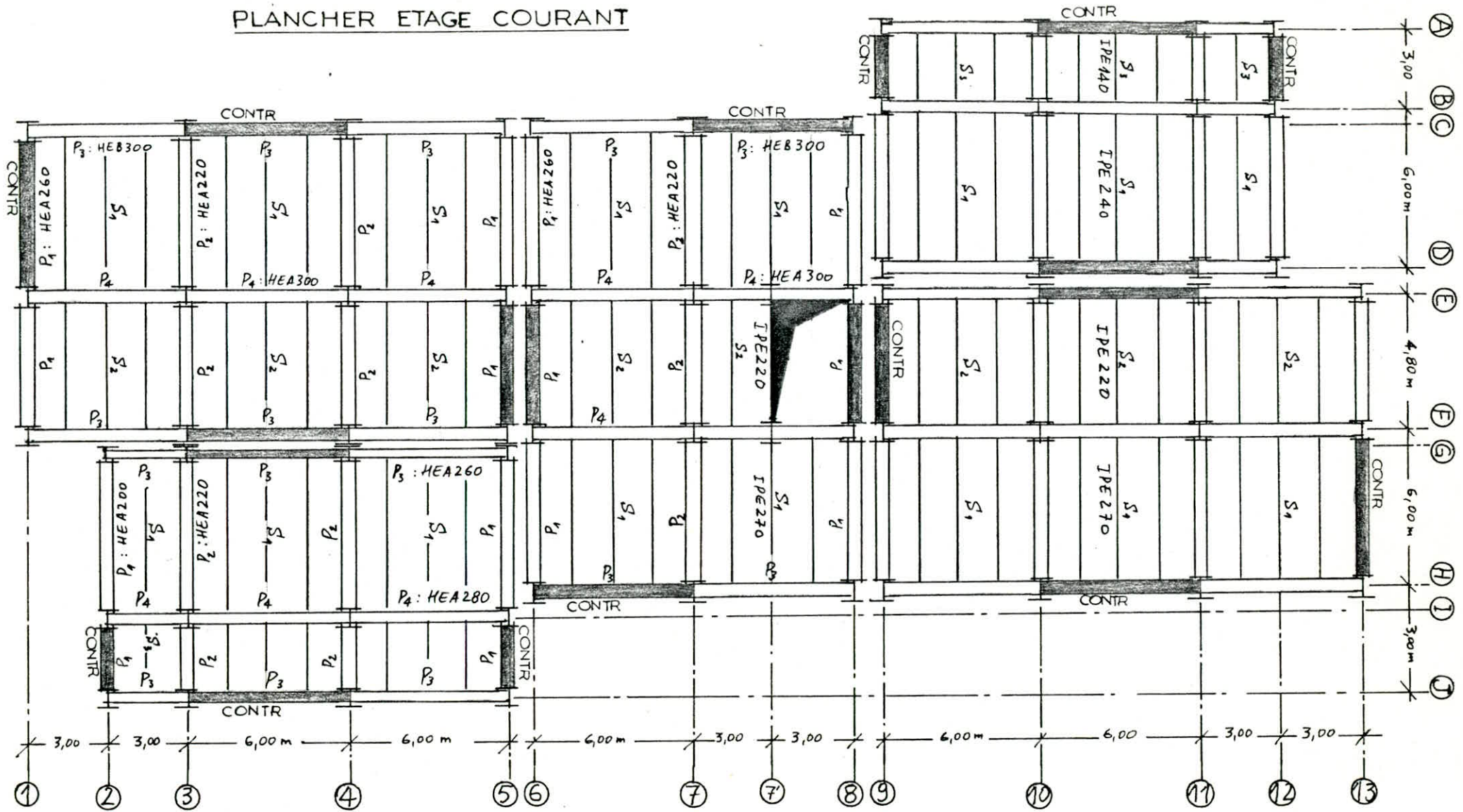
η : coefficient de majoration, indiqué ci-dessus.
 S : Section revenant au poteau considéré.
 N_G : Poids revenant au poteau, dû aux charges permanentes.
 N_P : ————— n ————— Surcharges.
 $N^* = \frac{4}{3}N_G + \frac{3}{2}N_P$.

	Poteau	η	S (m ²)	N_G (daN)	N_P (daN)	N^* (daN)	$N = \eta N^*$ (daN)
BLOCS "A" et "B"	Pot. d'angle - Pa -	1,15	9	37870	7650	61968	71263
	Pot. de rive - Pr -	1,10	18	57283	15300	99327	109260
	Pot. central - Pc -	1,05	32,4	69144	27540	133502	140177.
BLOC "C"	Pot. d'angle - Pa -	1,15	9	6263	900	9701	11156
	Pot. de rive - Pr -	1,10	18	11439	1800	17861	19747.
	Pot. central - Pc -	1,05	27	15779	2700	25089	26343.

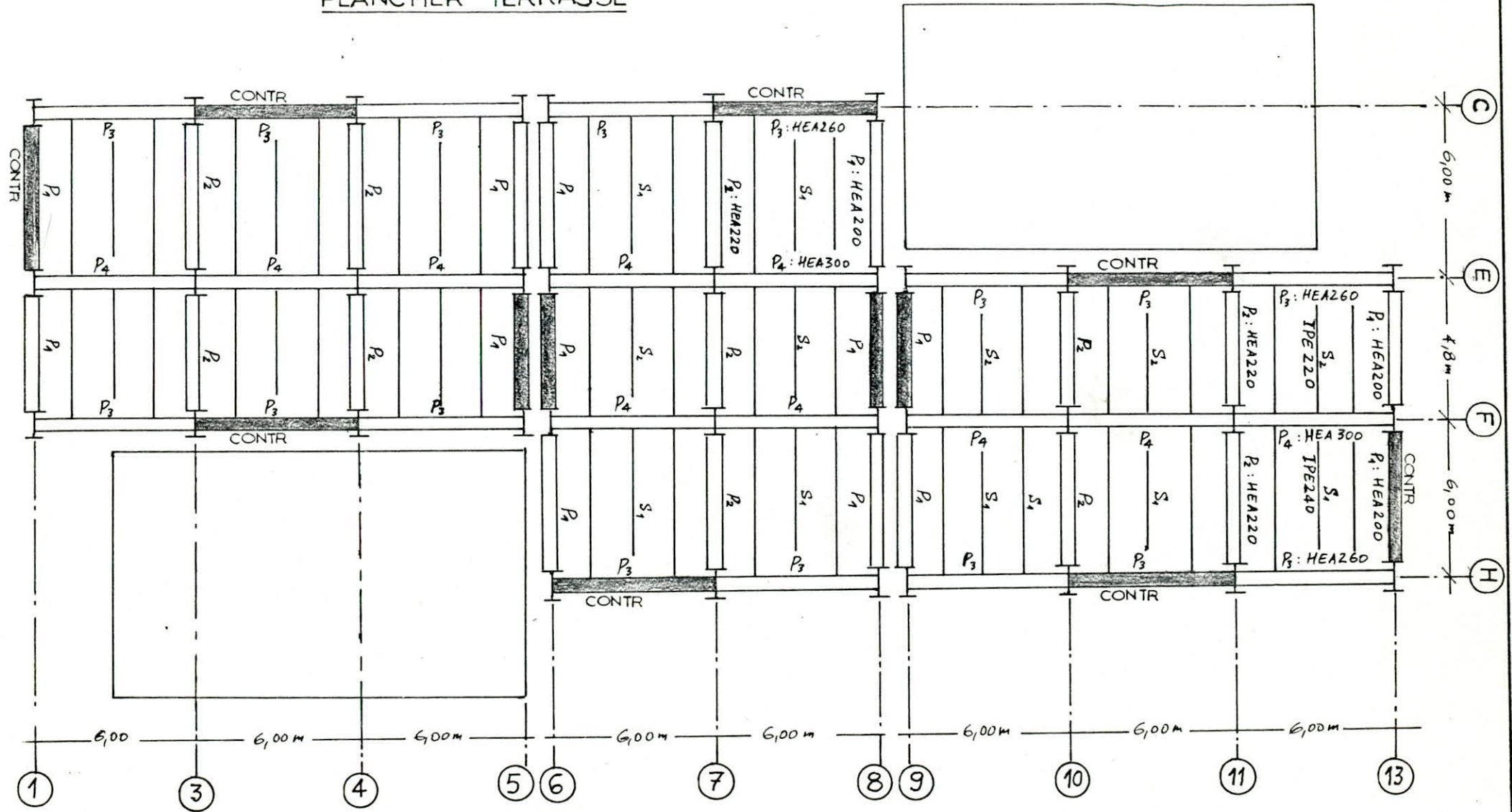
Conclusion :

On choisit un HEA 300 pour tous les poteaux.

PLANCHER ETAGE COURANT



PLANCHER TERRASSE



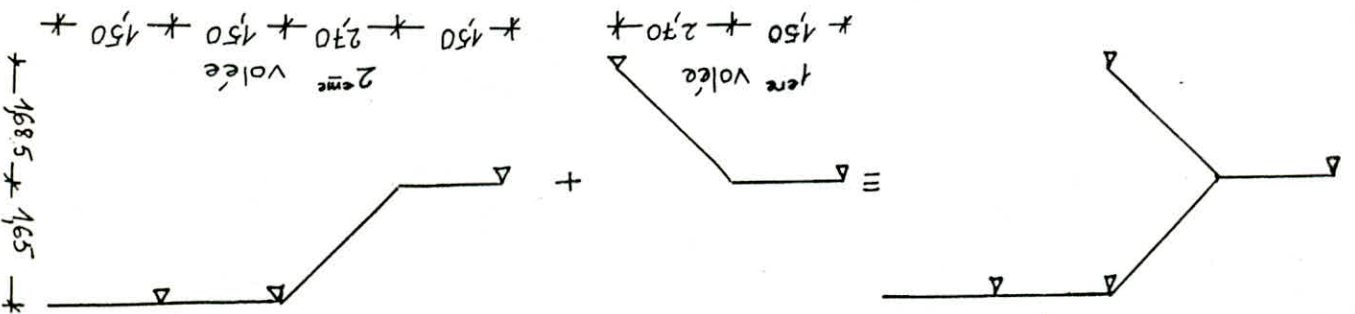
ESCALIERS

4./

On a deux types d'escaliers, chacun possède deux volées avec palissades adjacentes.

Escalier extérieur en B.A. (séparé du bâtiment par un joint).
Escalier intérieur en C.H.

A Escalier extérieur (en B.A.)



1ère Volée - 1-

$$\alpha = \text{Arc tg}(1685/270) \approx 32^\circ$$

$$n-1 = 9 \text{ marches ou } n = 10 \text{ contre-marches}$$

$$\text{giron : } g = L/(n-1) = 270/9 = 30 \text{ cm}$$

$$\text{hauteur d'une marche : } h = 1685/10 = 168,5 \text{ cm}$$

$$\text{Vérification de la condition de BLONDEL : } g+2h = 63,7 \text{ cm}$$

$$\rightarrow 60 \leq g+2h \leq 64 \text{ (Vérifiée)}$$

Dimensionnement de la palisse :

La palisse et le palier auront la même épaisseur et ceci pour une raison d'exécution. $l/30 \leq e_p \leq l/20$

$$l = L/\cos \alpha = 9.30 / 0.848 = 348 \text{ cm} \text{ ; on prendra } e_p = 15 \text{ cm}$$

Evaluation des charges :

Palisse :	
pds propre	$2500 \cdot e_p$
cos	$2200h$
pds des marches	$\frac{2200h}{2}$
pds du revêtement	2
Garde corps en acier	50
"	84
"	187
G	442 daN/m ²
<hr/>	
Palier :	
pds propre	$2500 \cdot e_p$
Revêtement	84
G	459 daN/m ²

Surcharge d'exploitation : $P = 400 \text{ daN/m}^2$

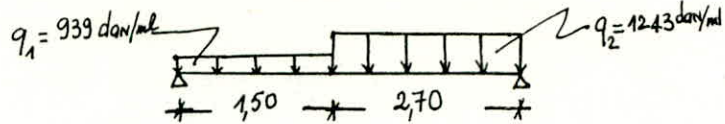
Soient q_1 et q_2 les charges totales revenant respectivement au palier et à la palisse. (q_1 et q_2 sont pondérées).

$$q_1 = G + 1/2 P = 939 \text{ daN/m}^2$$

$$q_2 = G + 1/2 P = 1243 \text{ daN/m}^2$$

Détermination des efforts :

Schéma statique :



Efforts max. isostatiques :

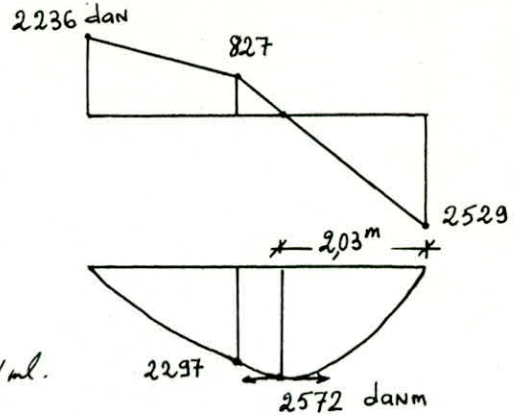
$$\begin{cases} M_{\text{isos.}}^{\text{max}} = 2572 \text{ daN.m/ml.} \\ T_{\text{isos.}}^{\text{max}} = 2529 \text{ daN/ml.} \end{cases}$$

Détermination des moments hyperstatiques :

En tenant compte des semis-encastres aux appuis, on prendra :

$$\begin{cases} \text{En travée} & M_t = 0,8 M_{\text{isos.}}^{\text{max}} = 2187 \text{ daN.m/ml.} \\ \text{En appui} & M_a = 0,3 M_{\text{isos.}}^{\text{max}} = 772 \text{ daN.m/ml.} \end{cases}$$

Ceci en vérifiant $M_t + \frac{|M_w + M_e|}{2} \geq 1,15 M_o$.

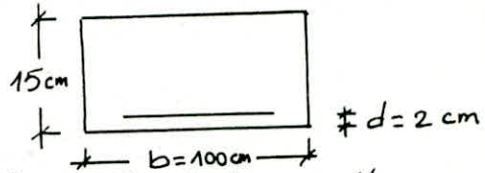


Ferraillage :

le ferraillage sera fait par la méthode (P. CHARON) :

Entravée :

$$\begin{cases} \mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,10693 \\ \xi = 0,8920 ; k = 31,3. \end{cases}$$



$$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / k = \frac{2800}{31,3} = 89,46 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A_t = \frac{M_t}{\xi h \bar{\sigma}_a} = 6,74 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

En appui :

$$\begin{cases} \mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0244 \\ \xi = 0,9320 ; k = 58,5. \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / k = \frac{2800}{58,5} = 47,86 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

$$A_a = \frac{M_a}{\xi h \bar{\sigma}_a} = 2,28 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Choix des Armatures :

$$\begin{cases} \text{En travée} & : 6T12 / \text{ml} ; A_t = 6,78 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{espacement} = 15 \text{ cm.} \\ \text{En appui} & : 7T8 / \text{ml} ; A_a = 3,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{espacement} = 15 \text{ cm.} \end{cases}$$

Vérifications :

• Condition de non-fragilité :

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}'_b}{\sigma_e} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{cases} A_t = 6,78 \text{ cm}^2 > 1,26 \text{ cm}^2 \\ A_a = 3,51 \text{ cm}^2 > 1,26 \text{ cm}^2 \end{cases} \right\} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Condition de non fissuration :

$$\left. \begin{cases} \text{En travée} : \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2899 \text{ daN/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ daN/cm}^2 \\ \text{En appui} : \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193 \text{ daN/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \end{cases} \right\} \rightarrow \text{cond. Vérifiée}$$

Condition aux appuis (cisaillement d'appui) :

$$\left. \begin{array}{l} T_a = 2529 \text{ daN/ml} \\ M_a = -772 \text{ daN.m/ml} \end{array} \right\} ; \quad \delta = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 13 = 11,37 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow \frac{T + M/\delta}{\sigma_a} < A_a = 3,51 \text{ cm}^2, \text{ donc le cisaillement est vérifié.}$$

Armatures transversales éventuelles :

$$\sigma_b = \frac{T_{\max}}{b \delta} = 2,22 \text{ daN/cm}^2 < 1,75 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ daN/cm}^2.$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, mais on adoptera des armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_e}{4} = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

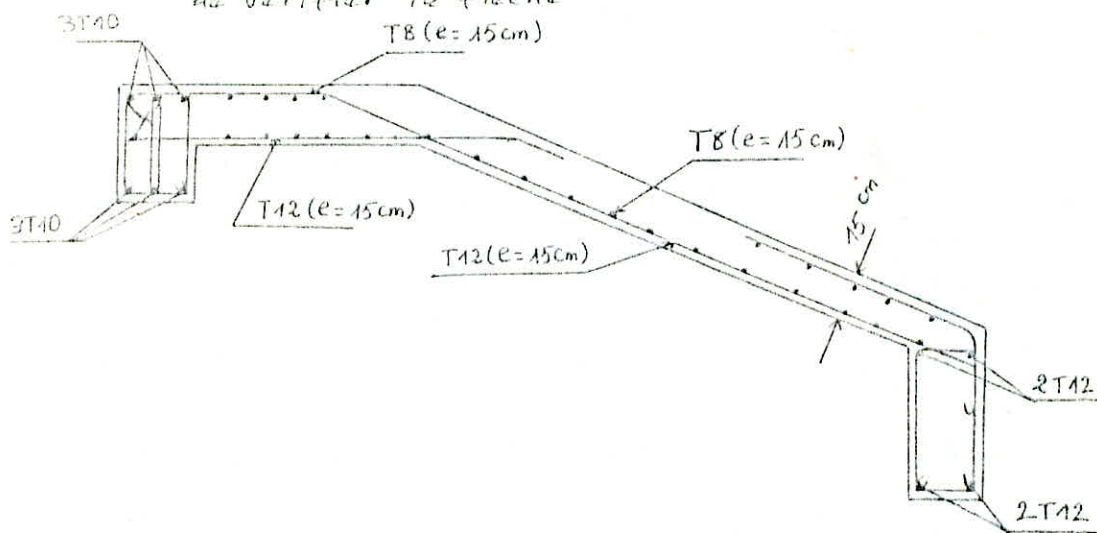
On adoptera pour cela une section de 4TB (2,01 cm²/ml) -
espacement = 20 cm.

Flèche :

$$A_f = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_e}{bh} = \frac{6,78}{100 \cdot 13} = 5,22 \cdot 10^{-3} \\ \frac{43}{\sigma_c} = 1,02 \cdot 10^{-2} \end{array} \right\} \rightarrow \frac{A_e}{bh} < \frac{43}{\sigma_c} \text{ Vérifiée}$$

Puisque cette condition est vérifiée, donc il est inutile de vérifier la flèche



2/- Volée - 2 -

$$\alpha = 31^\circ 5', \quad h = 16,5 \text{ cm.} ; \quad g = 30 \text{ cm.} ; \quad \text{Cond. de BLONDEL - Vérifiée.}$$

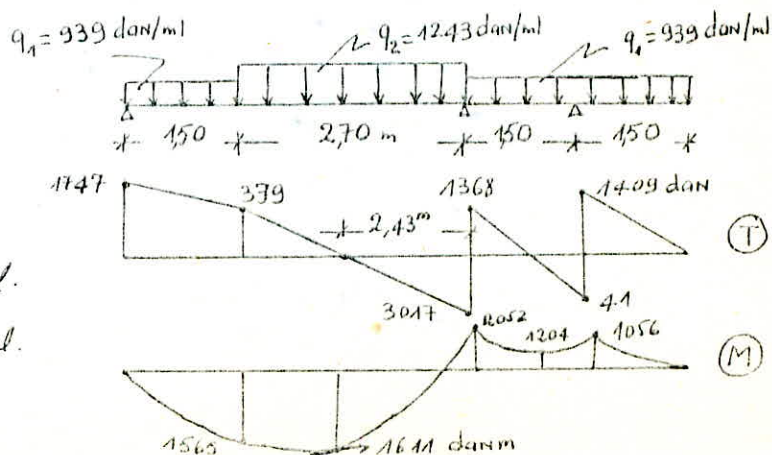
Détermination des efforts :

schéma statique :

efforts max :

$$\text{En travée : } M_f = 1611 \text{ daN.m/ml.}$$

$$\text{En Appui : } M_a = 2052 \text{ daN.m/ml.}$$



Ferraillage : (Méthode P. CHARON)

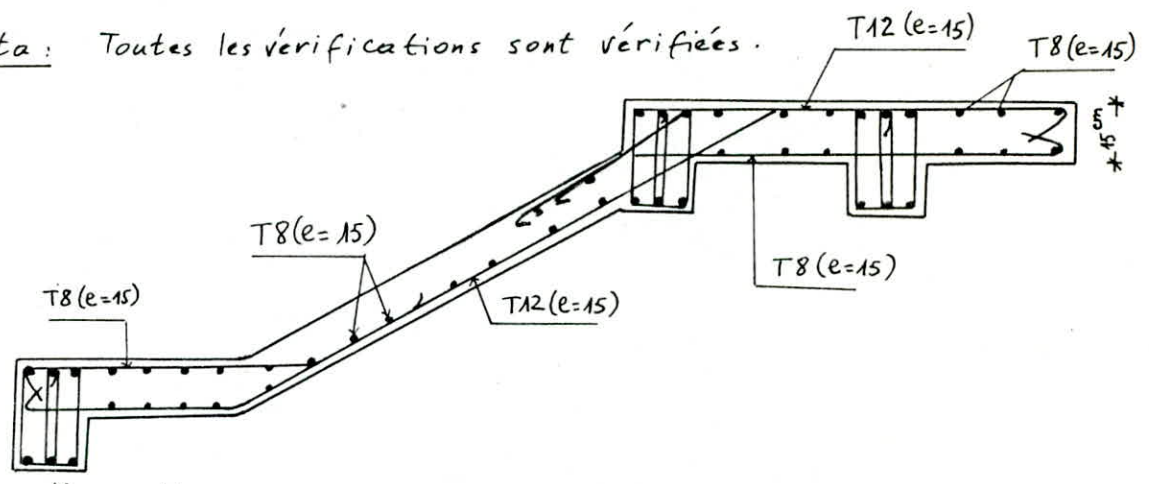
En travée : $A_t = 4,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 En appui : $A_a = 6,30 \text{ —''—}$

Choix des Armatures :

En travée : T12/ml ; $A_t = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$; esp = 15 cm.
 En appui : T12/ml ; $A_a = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$; esp = 15 cm.

Vérifications :

Nota : Toutes les vérifications sont vérifiées.



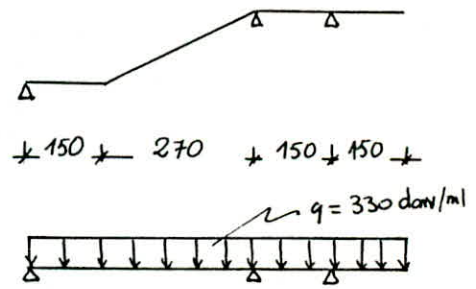
3/- Terrasse d'escalier

Etanchéité multicouche	10 daN/m ²
Dalle en B.A. (ep = 8cm)	200 —''—
$G = 210 \text{ daN/m}^2$	
Surcharge	$P = 100 \text{ daN/m}^2$

charge totale pondérée ; pour une bande de 1m de largeur :
 $q = G + 1,2 P = 330 \text{ daN/ml}$

Détermination des efforts :

En travée : $M_t = 455 \text{ daN.m/ml}$
 En appui : $M_a = 609 \text{ —''—}$



Ferraillage : (méthode P. CHARON)

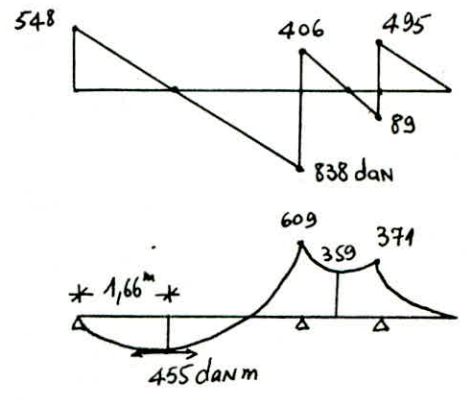
En travée : $A_t = 3,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 En appui : $A_a = 4,12 \text{ —''—}$

choix des Armatures :

En travée : 7T8/ml ; esp = 15 cm.
 En appui : 9T8/ml ; esp = 12 cm.

Vérifications :

Nota : sont toutes vérifiées.



4/- Poutre palière

La poutre est de portée : 2,30 m, section 30 x 25.

$$\begin{cases} G = 1738 \text{ daN/ml.} \\ P = 932 \text{ daN/ml.} \end{cases}$$

$$q = G + 1,2 P = 2856 \text{ daN/ml.}$$

Ferraillage : (Méthode P. CHARON).

$$\begin{cases} \text{En travée} : A_t = 0,88 \text{ cm}^2. \\ \text{En appui} : A_a = 1,81 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

choix des Armatures :

$$\begin{cases} \text{En travée} : 3T10 ; A_t = 2,35 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui} : 3T10 ; A_a = 2,35 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

Vérifications :

Sont toutes satisfaites : (flèche - non-fragilité - fissuration).

Armatures transversales :

$$\tau_b = T/b_0 z = 5,56 \text{ daN/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\text{où } \begin{cases} T = 3284 \text{ daN} \\ b_0 = 25 \text{ cm.} \\ z = 7/8 h = 23,6 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_b}{k} = \frac{2800}{45,8} = 61,13 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_0}$$

où k : coeff. tiré à partir de la section d'appui.

On suppose qu'il n'y a pas reprise de bétonnage.

$$\text{donc : } \rho_{at} = \max \begin{cases} 2/3 \\ 1 - \tau_b / 30 \bar{\sigma}_b = 0,89 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_s = 0,89 \cdot 2400 = 2136 \text{ daN/cm}^2 \text{ (barres lisses).}$$

$$\text{L'espacement } t \leq \frac{z \cdot \bar{\sigma}'_{at} \cdot A_t}{T} = 31 \text{ cm}$$

avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ (cadre + étrier $\phi 8$).

$$\bar{t} = \max \begin{cases} 0,12 h = 5,4 \text{ cm.} \\ h(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) = 19 \text{ cm.} \end{cases}$$

Remarque :

On ne doit pas dépasser un espacement égal à la hauteur de la poutre.
 $t < 30 \text{ cm.}$

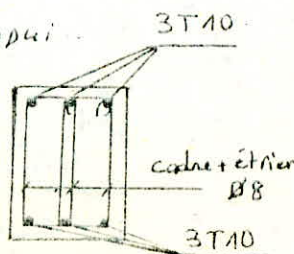
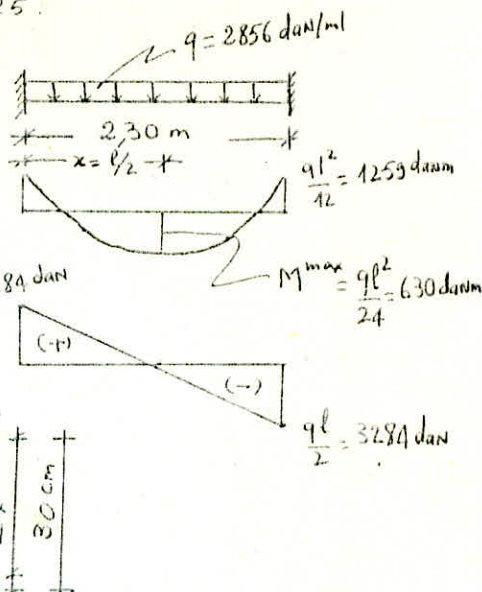
Prenons $t_0 = 16 \text{ cm} < \bar{t}$.

Et on prendra un espacement $\frac{t_0}{2} = 8 \text{ cm}$ au nu d'appui.

Disposition pratique :

→ en travée et en appui.

Rem : La poutre étant de faible portée, par conséquent on n'arrête pas les barres inférieures.



5/- Poteau d'escalier

Section : 25×25 (cm²).

Poids revenant au poteau : N'

<u>Terrasse :</u>	Palier	221 daN
	Poutre	263 - "
	Paillasse	931 - "
	Acrotère	350 - "
		$G = 1765$ daN.
	Surcharge	$P = 548$ daN.

<u>Etage courant :</u>	poteaux	2063 daN
	Poutres	788 - "
	Paliers	2993 - "
	Paillasses	9184 - "
		$G = 14148$ daN
	Surcharge	$P = 739$ daN.

$$\text{d'où } N' = (1765 + 14148) + 1,2(548 + 739) = 17457,4 \text{ daN.}$$

Ferraillage :

En compression simple.

$$l_c = 3,30 \text{ m} \rightarrow \frac{l_c}{a} = \frac{330}{25} = 13,2 < 14,4$$

$$\sigma'_b = 68,5 \text{ daN/cm}^2 ; \sigma'_a = 15 \sigma'_b = 1028 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ daN/cm}^2$$

$$A' = \frac{N' - B' \sigma'_b}{n \sigma'_b} = \frac{17457,4 - 25^2 \cdot 68,5}{15 \cdot 68,5} = < 0$$

$$\text{d'où } A' \geq \frac{1,25}{10^3} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N'}{\bar{\sigma}'_b}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \theta_1 = 1,4 & \text{Pilier dérivé} \\ \theta_2 = 4,5 \\ \theta_3 = 1,52 & (\sigma'_e = 4120 \text{ bars}) \end{cases}$$

$$\rightarrow A' \geq 3,05 \text{ cm}^2$$

choix des Armatures : 4T14 (6,16 cm²).

Vérfications :

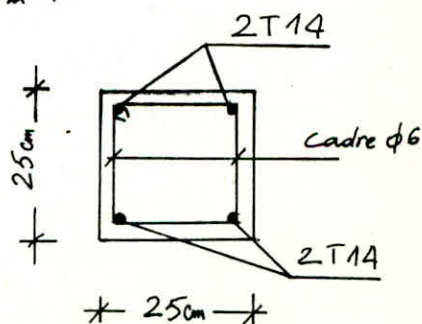
$$\sigma'_b = \frac{N'}{B' + nA'} = \frac{17457,4}{25 \cdot 25 + 15 \cdot 6,16} = 24 < 68,5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 15 \cdot 24 = 360 < 1028 \text{ daN/cm}^2$$

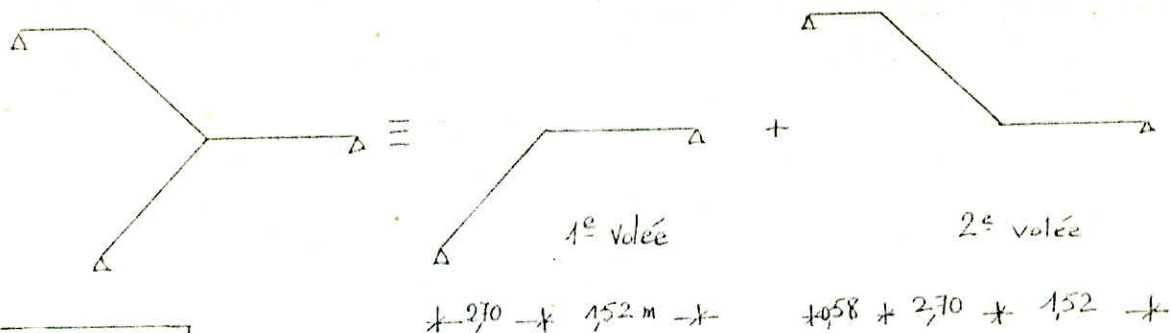
Armatures transversales :

$$\phi_t = 6 \text{ mm}$$

Espace ment en zone nodale $t = 15 \text{ cm}$
courante $t' = 20 \text{ cm}$.



B- Escalier intérieur (en c.m.)



Volée - 1 -

$$\alpha = \arctg(1,68,5/2,70) \approx 32^\circ$$

$n-1 = 9$ marches ou $n = 10$ contremarches ; Embranchement = 1,15 m.

$$\text{giron : } g = L/(n-1) = 2,70/9 = 30 \text{ cm}$$

$$\text{hauteur d'une marche : } h = 1,68,5/10 = 16,85 \text{ cm}$$

Vérification de la condition de BLONDEL : $g + 2h = 63,7 \text{ cm}$.

$$\rightarrow 60 \leq g + 2h \leq 64 \quad \text{Vérifiée}$$

Evaluation des charges :

Tôle striée ($ep = 5 \text{ mm}$)	45 daN/m ²
Mortier de pose ($ep = 20 \text{ mm}$)	44 — "
Revêtement GRANITO ($ep = 30 \text{ mm}$)	60 — "
<hr/>	
charge permanente	$G = 149 \text{ daN/m}^2$
surcharge d'exploitation	$P = 400 \text{ daN/m}^2$

Limón :

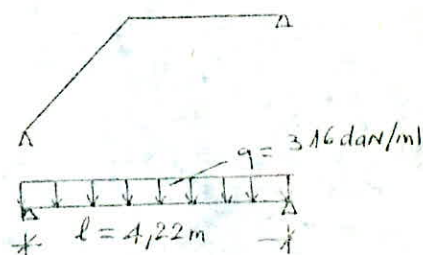
charge totale non pondérée :

$$q = (G + P) \frac{1,15}{2,70} = 316 \text{ daN/ml}$$

Dimensionnement :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^4}{EI} \leq \frac{l}{300}$$

$$\rightarrow I \geq \frac{1500}{384} \cdot \frac{q l^3}{E} = 442 \text{ cm}^4$$



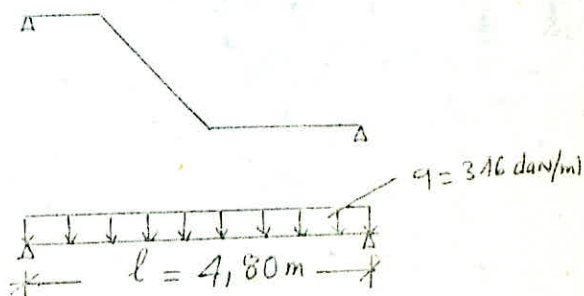
Volée - 2 -

Limón :

$$q = 316 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^4}{EI} \leq \frac{l}{300}$$

$$\rightarrow I \geq \frac{1500}{384} \cdot \frac{q l^3}{E} = 650 \text{ cm}^4$$



Conclusion :

pour les deux limons, on choisit UPN 200.

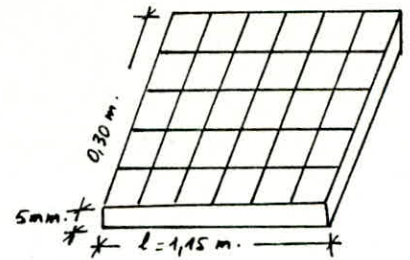
Vérification à la résistance :

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{q^* l^2}{8 W_x} < \sigma_e \quad \text{où } q^* : \text{charge totale pondérée} = \left(\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P\right) \frac{1,15}{2}$$

Vérification de la flèche pour la tôle :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EI} \leq \frac{l}{300}$$

où $q = 0,30 (G+P) = 165 \text{ daN/ml.}$
 $I = \frac{b h^3}{12} = \frac{30(0,5)^3}{12} = 0,31 \text{ cm}^4.$



$$\rightarrow f = \frac{5}{384} \frac{165 \cdot 10^{-2} \cdot (115)^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 0,31} = 5,77 \text{ cm} > f' = 0,38 \text{ cm.}$$

la flèche n'est pas vérifiée.

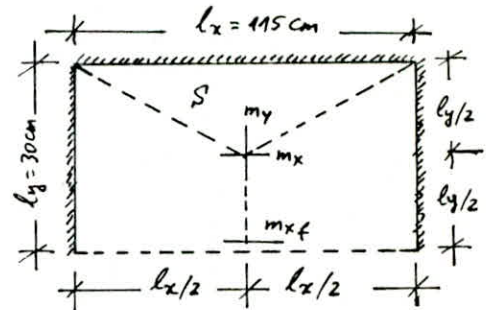
Pour cela on introduit une cornière servant d'un 3^e appui pour la tôle, on la calcule comme une plaque reposant sur trois appuis.

On calcule pour une bande de 1m de largeur.

Charge totale pondérée :

$$q^* = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P = 799 \text{ daN/ml.}$$

$$W_x = \frac{I_x}{v} = \frac{100(0,5)^3}{12} \cdot \frac{1}{0,25} = 4,17 \text{ cm}^3.$$



les tables nous donnant : $m_{xf} = 0,06 q^* l_x^2 = 63,4 \text{ daN} \cdot \text{m/ml.}$

Vérification à la résistance :

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{63,4 \cdot 10^2}{4,17} = 1520 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2.$$

Dimensionnement de la cornière : (située le long de l_x).

$$\text{Section : } s = \frac{l_x \cdot l_y / 2}{2} = 862,5 \text{ cm}^2.$$

$$q' \text{ (charge non pondérée)} = \frac{(G+P) S}{l_x} = 41,18 \text{ daN/ml.}$$

$$\frac{5}{384} \frac{q' l_x^4}{EI} \leq \frac{l}{300} \Rightarrow I \geq \frac{1500}{384} = \frac{q' l_x^3}{E} = 1,16 \text{ cm}^4.$$

On choisit une cornière L 40/40/8.

Vérification à la résistance :

$$q^* \text{ (charge pondérée)} = \frac{(4/3 G + 3/2 P) S}{l_x} = 59,9 \text{ daN/ml.}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{q^* l_x^2}{8 W_x} = \frac{59,9 (1,15)^2 \cdot 10^2}{8 \cdot 1,55} = 639 < 2400 \text{ daN/cm}^2.$$

la cornière est vérifiée.

Poutre palière intermédiaire :

$$q_g = 1631 \text{ daN/ml}$$

$$q_p = 735 \text{ daN/ml.}$$

$$q \text{ (non pondérée)} = q_g + q_p = 2366 \text{ daN/ml.}$$

$$q^* \text{ (pondérée)} = \frac{4}{3} q_g + \frac{3}{2} q_p = 3277 \text{ daN/ml.}$$

Dimensionnement de la poutre :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^4}{EI} \leq \frac{l}{500}$$

$$\rightarrow I \geq \frac{2500}{384} \frac{q l^3}{E} = \frac{2500}{384} \cdot \frac{2366 \cdot 10^{-2} \cdot (300)^3}{2,1 \cdot 10^6} = 1980,5 \text{ cm}^4.$$

\rightarrow on choisit IPE 220

$$\left| \begin{array}{l} I_x = 2772 \text{ cm}^4 \\ W_x = 252 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$

Vérification de la résistance :

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{q l^2}{8 W_x} = \frac{3277 (3)^2}{8 \cdot 252} 10^2 = 1463 < 2400 \text{ daN/cm}^2.$$

Poteau d'escalier :

$$\left| \begin{array}{l} N_G = 26868 \text{ daN} \\ N_p = 12687 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$N = 4/3 N_G + 3/2 N_p = 54855 \text{ daN}.$$

En tenant compte de la majoration de 5% :

$$N = 1,05 \cdot 54855 = 57598 \text{ daN}.$$

Adoptons un HEA 300 :

$$\left| \begin{array}{l} A = 112,5 \text{ cm}^2 \\ i_{\min} = 7,49 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{3,30 \cdot 10^2}{7,49} \approx 44 \rightarrow k = 1,085$$

Vérification au flambement :

$$k \sigma \leq \sigma_e \Rightarrow 1,085 \frac{57598}{1125} = 556 < 2400 \text{ daN/cm}^2.$$

le poteau est vérifié.

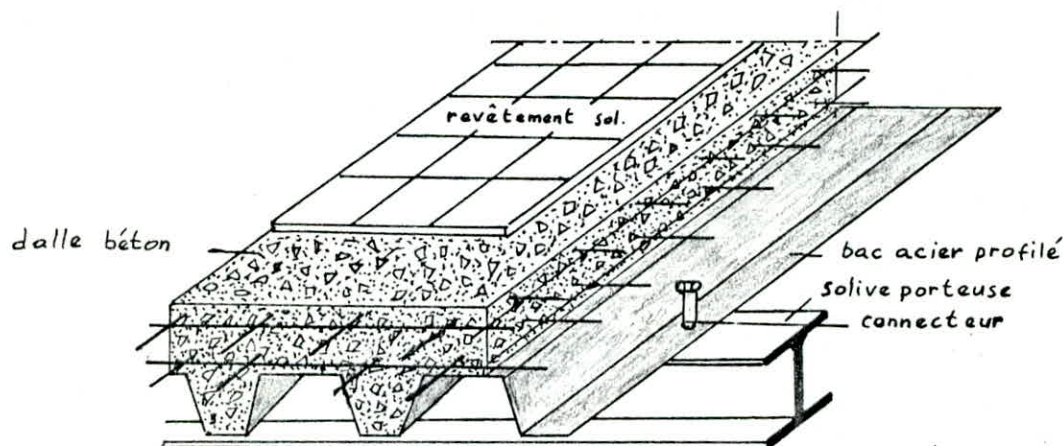
5./

PLANCHERS

TYPE DE PLANCHER UTILISE

Le plancher utilisé est constitué d'une dalle en B.A., le béton est coulé dans un bac d'acier (TN40) qui repose directement sur les solives, c'est ce qu'on appelle: plancher mixte collaborant.

Le béton joue, dans ce cas un rôle actif dans la résistance de l'ouvrage ainsi pour obtenir un taux de travail maximum dû à l'association d'éléments en acier et béton, il est indispensable de s'assurer qu'ils travaillent solidairement et qu'aucun glissement n'est possible au droit de leur jonction. Cette jonction est assurée par des connecteurs qui doivent équilibrer les efforts de glissement tendant à séparer les deux matériaux. Ils sont fixés, généralement par soudure, à la membrure supérieure d'acier, et ancrés dans le béton, soit par adhérence (ancrages), soit par simple (butée).



Coupe type d'un plancher métallique dit "Collaborant".

A. PLANCHER D'ETAGE COURANT

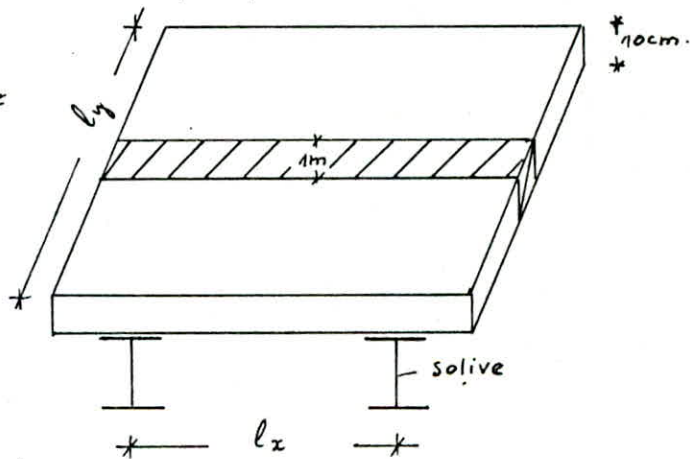
charge permanente: $G = 492 \text{ daN/m}^2$
 surcharge $P = 250 \text{ daN/m}^2$
 Panneau de dalle ($l_x * l_y$) = (1,50 m * 6,00 m) ; épaisseur dalle 10 cm (B.A.)

$g = l_x / l_y = 0,25 < 0,4 \rightarrow$ La dalle se calcule en poutre continue dans le sens de la plus petite portée l_x .

Nous calculerons une bande de 1m de largeur.

Nous avons tenu compte de la majoration de 20% pour les surcharges par mètre linéaire.

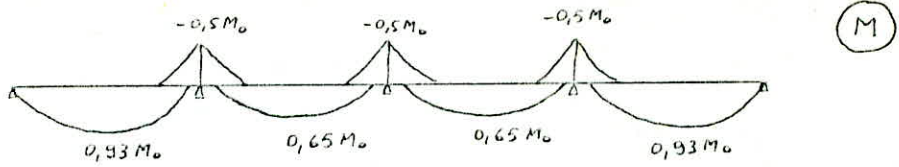
charge totale ponderée :
 $q = G + 1,2 P = 792 \text{ daN/ml}$



CALCUL DES EFFORTS (M et T) : (B.A. 68) (Art. 55)

Moment fléchissant isostatique $M_0 = q \frac{l_x^2}{8} = 223 \text{ daN.m.}$

Répartition des moments : (sur la petite portée l_x) :



Condition à vérifier : $M_t + \frac{|M_w + M_e|}{2} \geq 1,15 M_0$

En travée de rive $M_t = 0,93 M_0 = 207 \text{ daN.m.}$
 — " — intermédiaire $M_t = 0,65 M_0 = 145 \text{ daN.m.}$
 En appui — " — $M_a = -0,5 M_0 = 112 \text{ daN.m.}$

Calcul de la section d'acier :

La dalle ayant 10 cm d'épaisseur, le diamètre maximal des aciers à utiliser sera $\phi \leq \frac{h_t}{10} \rightarrow \phi \leq 10 \text{ mm.}$

Les armatures peuvent être placées à 2 cm de la paroi (enrobage).
 d'où : hauteur utile $h = 8 \text{ cm.}$

$A = \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a}$ avec : $z = \frac{7}{8} h$; $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ daN/cm}^2$.

La section d'acier en travée de rive $A = 1,06 \text{ cm}^2$.
 — " — " — intermédiaire $A = 0,74 \text{ cm}^2$.
 — " — " — en appui — " — $A = 0,57 \text{ cm}^2$.

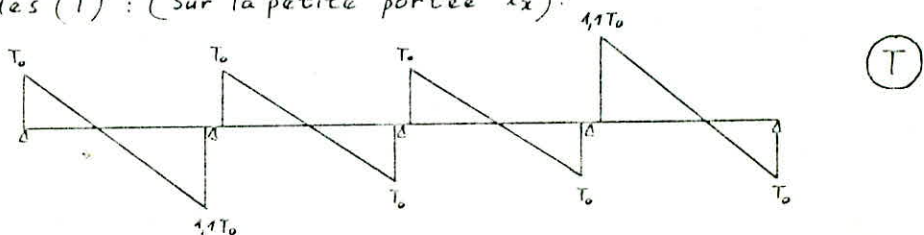
La section des armatures de répartition, c'est à dire parallèles aux grands côtés par unité de longueur doit être au moins égale au quart de la section des armatures principales, c'est à dire parallèles aux petits côtés, par unité de longueur (B.A. 68) (Art. 57)

$A_y = \frac{A_x}{4}$ Section minimum.

en rive $A_y = 0,27 \text{ cm}^2$
 en inter. $A_y = 0,19 \text{ cm}^2$.
 en appui $A_y = 0,14 \text{ cm}^2$.

Effort tranchant isostatique $T_0 = q \frac{l_x}{2} = 594 \text{ daN.}$

Répartition des (T) : (sur la petite portée l_x) :



Vérification au cisaillement : $\bar{\tau}_{max} = \frac{T}{b_0 \cdot z} = 0,933 \text{ daN/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$

Avec $T = 1,1 T_0 = 594 \text{ daN.}$

$b_0 = 400 \text{ cm}$; $z = \frac{7}{8} h = 7 \text{ cm.}$

Donc la dalle peut ne pas comporter d'armatures transversales.

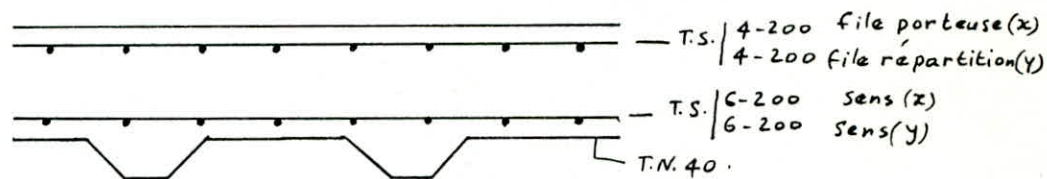
L'écartement des armatures :

- Suivant la direction la plus sollicitée (l_x) : $l_x \leq \{3h ; 33\text{cm}\} = 24\text{cm}$.
- Suivant la direction perpendiculaire (l_y) : $l_y \leq \{4h ; 45\text{cm}\} = 32\text{cm}$.

2/ CHOIX DU FERRAILLAGE

D'après les résultats de sections d'aciers obtenues, il serait plus judicieux d'employer les treillis soudés en deux nappes (inférieure et supérieure)

- Nappe inférieure T.S. $\left\{ \begin{array}{l} 6-200 \\ 6-200 \end{array} \right.$; c.à.d. T.S. de $\phi = 6\text{mm}$ espacé de 200mm dans les deux sens.
section de ce T.S. est de $1,41\text{ cm}^2/\text{ml} > 1,06\text{ cm}^2$ (obtenue)
- Nappe supérieure T.S. $\left\{ \begin{array}{l} 4-200 \\ 4-200 \end{array} \right.$; section = $0,63\text{ cm}^2/\text{ml} > 0,57\text{ cm}^2$ (obtenue).



3/ VÉRIFICATIONS

- Condition de non fragilité : (B.A.68) (Art. 52)

T.S. $\phi \leq 6\text{mm}$; $\sigma_e = 5200\text{ bars}$; $\bar{\sigma}_b = 5,8\text{ bars}$.

Vérifions la nappe inférieure :

Nous prenons $A_0 = A_{0x} = A_{0y} = 1,41\text{ cm}^2/\text{ml}$.

└ sens porteur.

└ sens de répartition.

Calculons :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = 1,2 A_0 = 1,69\text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_2 = \left(0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_e} b h\right) \frac{2-s}{2} = 0,69 \frac{5,8}{5200} \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{2-0,25}{2} = 0,54\text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

En définitive, la section A , susceptible d'être tendue, doit être au moins égale :

- d'une part à la section A_0
- d'autre part à la plus faible des sections A_1 et A_2 .

donc : $A \geq A_0 \rightarrow A \geq 1,41\text{ cm}^2$.

et

$$A \geq \min(A_1, A_2) \rightarrow A \geq 0,54\text{ cm}^2$$

d'où $A = 1,41\text{ cm}^2$ satisfaisant.

- Vérification à la fissuration : (B.A.68) (Art. 49)

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} \cdot 100 = \frac{1,41}{2 \cdot 100 \cdot 2} \cdot 100 = 0,35\% \quad \text{où } B_f = 2bd.$$

$$\tilde{\omega}_p = 0,35 \cdot 10^{-2}$$

1253 L...

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot h \cdot \bar{\sigma}_L}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,8}{6}} = 3656 \text{ bars.}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \sigma_2 = \frac{2}{3} (5200) = 3467 \text{ bars.} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3656 \text{ bars.} \end{array} \right\} = 3467 \text{ bars} \quad \text{v\u00e9rifi\u00e9e.}$$

V\u00e9rification de la fl\u00eache : (B.A.6B) (Art. 61)

Les d\u00e9formations des hourdis doivent rester suffisamment faibles pour ne pas nuire \u00e0 l'aspect et \u00e0 l'utilisation de la construction.

$$\text{fl\u00eache totale} = \Delta f_c = f_{g_{00}} + f_{q_0} - f_{g_0} \leq \frac{l_c}{500}$$

$$\text{o\u00f9 : } \left\{ \begin{array}{l} f_{g_{00}} = \frac{M_g \cdot l_c^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} \quad \text{due \u00e0 l'ensemble des charges permanentes} \\ f_{g_0} = \frac{M_g \cdot l_c^2}{10 E_i \cdot I_{fi}} \quad \text{----- // -----} \\ f_{q_0} = \frac{M_q \cdot l_c^2}{10 E_i \cdot I_{fi}} \quad \text{due \u00e0 l'ensemble des charges et surcharges support\u00e9es par l'hourdis.} \end{array} \right.$$

Applications :

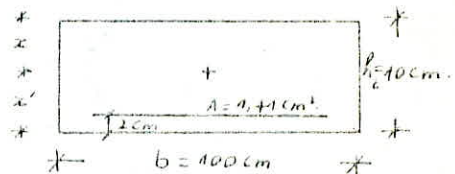
Calcul de l'inertie totale : I_L

$$x = \frac{100 \cdot 10 \cdot \frac{10}{2} + 15 \cdot 1,44 (10-2)}{100 \cdot 10 + 15 \cdot 1,44} = 5,06 \text{ cm}$$

$$x' = l_c - x = 4,94 \text{ cm.}$$

$$\text{donc } I_L = \frac{100 (5,06)^3}{3} + \frac{100 (4,94)^3}{3}$$

$$+ 15 \cdot 1,44 (4,94 - 2)^2 = 8520 \text{ cm}^4.$$



N.B. : la nappe sup\u00e9rieure d'acier \u00e9tant faible.

Calculons le moment d'inertie (I_f) d\u00e9fini par la relation :

$$I_f = \frac{I_L}{1 + \lambda \mu} \quad \text{dans laquelle les coefficients } \lambda \text{ et } \mu \text{ sont \u00e9gaux \u00e0 :}$$

$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_0}{72 \left(2 + 3 \frac{b_w}{b} \right) \frac{A}{b_w h}} = \frac{5,8}{72 \left(2 + 3 \cdot 1 \right) \frac{1,44}{100 \cdot 8}} = 9,14 \quad \text{pour les charges de faible dur\u00e9e d'application.}$$

$$\lambda_v = \frac{72}{180} \quad \lambda_i = 3,66 \quad \text{pour les charges permanentes.}$$

Valeurs de μ :

calculons d'abord M_g et M_{g+p} (g et p non pond\u00e9r\u00e9s)

$$M_g = 0,93 M_0 = 0,93 \cdot \frac{4,92 (1,50)^2}{8} = 128,69 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_a \text{ sous "g"} : \quad \bar{\sigma}_a = \frac{M_g}{\lambda A} = \frac{128,69 \cdot 10^2}{3 \cdot 1 \cdot 8 \cdot 1,44} = 1304 \text{ daN/cm}^2 = 1278 \text{ bars.}$$

$$M_{g+p} = 0,93 M_0 = 0,93 \cdot (4,92 + 250) \frac{1,50}{8} = 194,08 \text{ daN} \cdot \text{m.}$$

$$\bar{\sigma}_a \text{ sous "g+p"} : \quad \bar{\sigma}_a = \frac{M_{g+p}}{\lambda A} = \frac{194,08 \cdot 10^2}{3 \cdot 1 \cdot 8 \cdot 1,44} = 1966 \text{ daN/cm}^2 = 1927 \text{ bars.}$$

$$\text{finalement : } \mu_g = \max \left\{ 0 ; 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_L}{\lambda \frac{A}{b_w h} \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}_L} \right\} = \max \left\{ 0 ; 1 - \frac{5 \cdot 5,8}{\lambda \frac{1,44}{100 \cdot 8} (1278 + 3 \cdot 5,8)} \right\} = 0$$

$$M_{g+p} = \max \left\{ 0 ; 1 - \frac{5 \cdot \bar{\sigma}_b}{4 \frac{A}{b_0 h} \sigma_a + 3 \sigma_b} \right\} = \max \left\{ 0 ; 1 - \frac{5 \cdot 5,8}{8 \cdot 100} \right\} = 0,06$$

Module longitudinal de déformation $\left\{ \begin{array}{l} E_i = 3,8 \cdot 10^5 \text{ daN/cm}^2 \\ E_v = 1,27 \cdot 10^5 \text{ daN/cm}^2 \end{array} \right.$

Calcul de la flèche :

$$f_{g_p} = \frac{M_g \cdot l_x^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} = \frac{128,69 \cdot 10^2 \cdot 1,50^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 1,27 \cdot 10^5 \cdot \frac{8520}{1+3,66 \cdot 0}} = 0,03 \text{ cm.}$$

$$f_{g_o} = \frac{M_g \cdot l_x^2}{10 E_i \cdot I_{fi}} = \frac{128,69 \cdot 10^2 \cdot 1,50^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 3,8 \cdot 10^5 \cdot \frac{8520}{1+9,14 \cdot 0}} = 0,01 \text{ cm.}$$

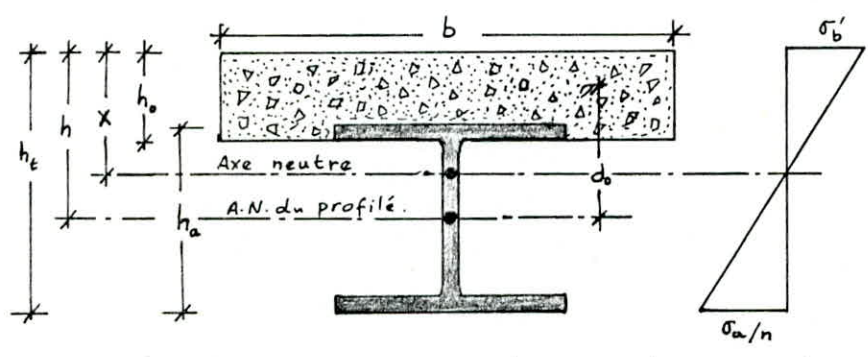
$$f_{q_o} = \frac{M_{g+p} \cdot l_x^2}{10 E_i \cdot I_{fi}} = \frac{194,08 \cdot 10^2 \cdot 1,50^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 3,8 \cdot 10^5 \cdot \frac{8520}{1+9,14 \cdot 0,06}} = 0,02 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow \Delta f_t = 0,03 + 0,02 - 0,01 = 0,04 \text{ cm.}$$

$$\bar{f}_{adm} = \frac{l_x}{500} = \frac{150}{500} = 0,30 \text{ cm}$$

} 0,04 cm < 0,30 cm
Vérifiée.

4/ ETUDE DE LA SECTION MIXTE (Revue CTICM).



d_0 : distance des c.d.g. de la poutre en acier et de la dalle.
 h : distance de c.d.g. de la poutre en acier à la fibre supérieure de la dalle.

Dans les cas courants, on néglige les armatures de la dalle (Treillis soudés). On a alors entre les différentes grandeurs les relations suivantes :

$h = d_0 + h_0/2 = \frac{27}{2} - 1,02 + 10 = 22,48 \text{ cm.}$ où $h_0 = 10 \text{ cm.}$ Solive : IPE 270

$B = b h_0$ (section du béton)

$B_0 = B + n A$ (section homogénéisée)

Largeur de la dalle collaborante (b) :

$$b = \min \left\{ \begin{array}{l} l'/2 \quad l' : \text{entreaxe des solives.} \\ l/10 \quad l : \text{portée} \\ \frac{3}{4} u \quad u : \text{distance de la section considérée à l'appui le plus proche.} \end{array} \right.$$

Nous avons : $l' = 150 \text{ cm}$; $l = 600 \text{ cm}$ $\rightarrow b = 60 \text{ cm.}$
 d'où $B = 600 \text{ cm}^2$
 $B_0 = 1288,5 \text{ cm}^2$

Si on a : $\frac{B}{n A} \leq \frac{2(h-h_0)}{h_0}$ l'axe neutre passe au-dessous de la dalle.

et on obtient $x = \frac{h_0}{2} + d_0 \frac{n A}{B_0}$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{B}{n A} = 0,871 \\ \frac{2(h-h_0)}{h_0} = 2,496 \end{array} \right\} 0,871 < 2,496 \rightarrow x > h_0$$

$x = 14,34 \text{ cm}$

5/ CONNECTEURS (Revue CTICM).

Espacement des connecteurs : t_c

$$t_c \leq 10 h_0 \rightarrow t_c \leq 100 \text{ cm.}$$

Goujon à tête cylindrique :

$$\begin{aligned} 1 \text{ cm} \leq d \leq 3,2 \text{ cm} & ; & L \geq 4d \\ 0,6d \leq t \leq d & ; & 1,2d \leq \phi \leq 1,4d. \end{aligned}$$

La résistance \bar{Q} (en daN) à prendre en compte dans les calculs pour un connecteur est donnée en fonction du diamètre d du goujon (en cm) et de la résistance à la compression du béton σ'_{28} (en daN/cm², mesurée sur éprouvettes cylindriques) par la formule :

$$\bar{Q} = 42 d \sqrt{d \sigma'_{28}} \quad \text{où } \sigma'_{28} = 270 \text{ daN/cm}^2.$$

On prend :

$$d = 1,8 \text{ cm} ; t = 1,5 \text{ cm} ; L = 8 \text{ cm} ; \phi = 2,5 \text{ cm}$$

$$\bar{Q} = 1667 \text{ daN.}$$

Action d'un effort tranchant :

Un effort tranchant T provoque par unité de longueur un effort tangent T' donné par :

$$T' = \frac{T \cdot S}{I_0} \quad \text{pour } x \gg h_0 \quad \text{où}$$

$S = n A (h-x)$: moment statique / à l'A.N. d'une partie de la section rendue homogène située d'un côté de la ligne de contact Acia-béton.

Valeur forfaitaire de T en cas de charge uniformément répartie :

$$T = \frac{q l}{2,4} = 792 \cdot 0,60 \cdot \frac{6,00}{2,4} = 1188 \text{ daN.}$$

I_0 : m² d'inertie de la section totale rendue homogène / à un axe (x)
• h au plan de flexion, passant par son C. d. g.

A.N.

$$\begin{aligned} S' &= 5604 \text{ cm}^3 \\ I_0 &= 189811 \text{ cm}^4 \\ T' &= 35,07 \text{ daN/cm.l.} \end{aligned}$$

On choisit $t_c = 40 \text{ cm}$, et nous placerons 14 goujons le long de 6,00m.

Effort revenant au goujon : $Q = 35,07 \cdot 40 = 1403 \text{ daN} < \bar{Q} = 1667 \text{ daN.}$

B. PLANCHER TERRASSE

Les étapes de calcul sont identiques, par conséquent les différents résultats sont :

$$\begin{aligned} G &= 559 \text{ daN/m}^2 & ; & \text{épaisseur de la dalle : } 8 \text{ cm (B.A.) (hauteur utile : 6 cm)} \\ P &= 100 \text{ daN/m}^2 \end{aligned}$$

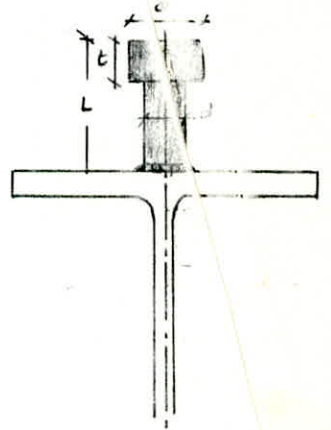
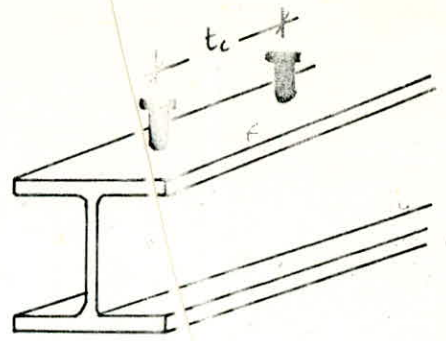
Ferraillage :

$$\text{Nappe inf. TS } \begin{cases} 4-100 \\ 4-100 \end{cases} ; \text{ Nappe sup. TS } \begin{cases} 3-100 \\ 3-100 \end{cases}$$

Section mixte :

$$\text{Solve IPE 240} \rightarrow x = 11,42 \text{ cm} > h_0 = 8 \text{ cm.}$$

$$\begin{aligned} T &= 1273 \text{ daN} & | & I_0 = 128490 \text{ cm}^4 & | & \text{on choisit } t_c = 35 \text{ cm, et on adoptera} \\ S' &= 4457 \text{ cm}^3 & | & T' = 44,16 \text{ daN/cm.l} & | & \text{les mêmes goujons que précédemment.} \end{aligned}$$



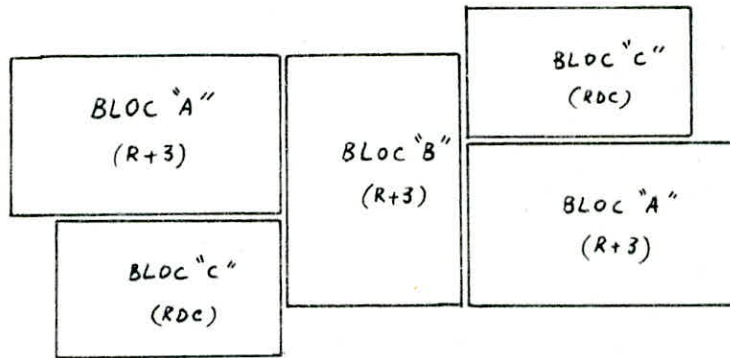
6.1

ETUDE AU VENT

(Document : N.V. 65)

Le vent est assimilé à des forces statiquement appliquées à la constructions.

L'étude au vent, nous permet de déterminer les efforts dus à la pression du vent à chaque niveau, afin de les comparer aux efforts sismiques.



ECH: 1/500.

BLOC "A"

Pression du Vent : $q = q_H \cdot K_s \cdot K_m \cdot \delta \cdot \beta \cdot C$.

Pression de base : q_H

$$q_H = 2,5 \frac{H+18}{H+60} q_{10} = 75 \text{ daN/m}^2 \quad \text{où :}$$

$H = 13,8 \text{ m}$
 L hauteur du bloc
 (y compris l'acrotère)
 $q_{10} = 70 \text{ daN/m}^2$ (Région II)

Coefficient de site : K_s

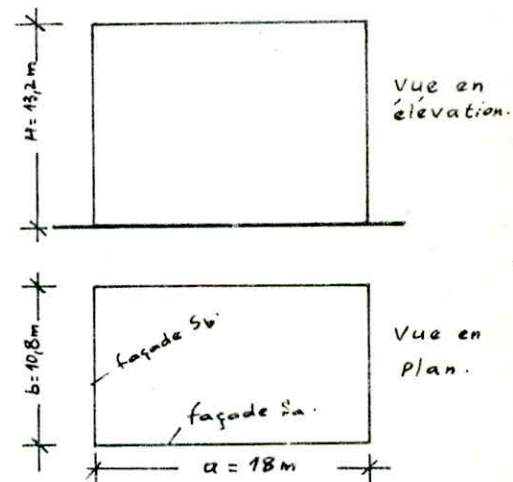
$$K_s = 1 \quad (\text{site normal}).$$

Coefficient de masque : K_m

$$K_m = 1 \quad (\text{bâtiment découvert}).$$

Coefficient de dimension : δ

	Plus grande dimension de la surface offerte au vent.	δ .
S_a	18 m	0,80
S_b	10,8 m	0,82



Coefficient de majoration dynamique : β

Période d'oscillation du bâtiment est donnée par :

$$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{H+L}} \quad (\text{contreventement par palées de stabilité})$$

pour : $L = a = 18 \text{ m} \rightarrow T_a = 0,20 \rightarrow \xi_a = 0,20$ (Coeff. de réponse)
 $L = b = 10,8 \text{ m} \rightarrow T_b = 0,25 \rightarrow \xi_b = 0,25$

on prendra : $\xi = 0,25$.

$$H = 13,8 \text{ m} < 30 \text{ m} \rightarrow \begin{cases} \zeta = 0,35 \\ \theta = 0,170 \end{cases}$$

d'où le coeff. de majoration dynamique : β

Cas normal : $\beta = \theta(1 + \xi \zeta) = 0,76$
 Cas extrême : $\beta = (0,5 + \frac{\theta}{2})(1 + \xi \zeta) = 0,92$
 mais β doit être > 1 $\rightarrow \beta = 1$

Coefficient d'action du Vent : C

$C = C_e - C_i$

Actions extérieures : C_e

Vent h à S_a :

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_a = \frac{H}{a} = 0,77 \\ \frac{b}{a} = 0,60 \end{array} \right\} \rightarrow \delta_0 = 1$$

face au vent : $C_e = +0,8 ; \forall \delta_0$
face sous vent : $C_e = -(1,3\delta_0 - 0,8) = -0,5$

Vent h à S_b :

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_b = \frac{H}{b} = 1,28 \\ \frac{b}{a} = 0,60 \end{array} \right\} \rightarrow \delta_0 = 1$$

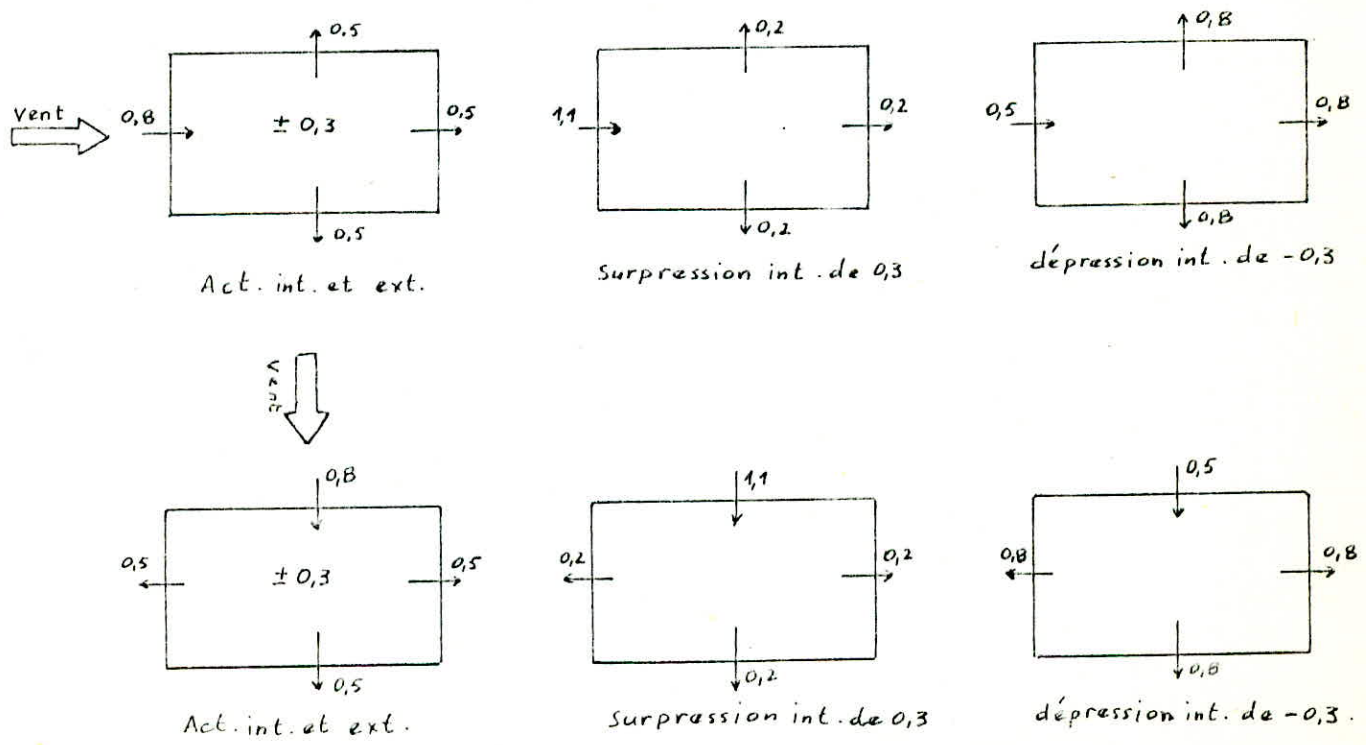
face au vent : $C_e = +0,8 \quad \forall \delta_0$
face sous vent : $C_e = -(1,3\delta_0 - 0,8) = -0,5$

Actions intérieures : C_i

Toutes les parois ont une perméabilité μ comprise entre 5% et 35% , ce qui donne le cas complexe de façades partiellement ouvertes , mais on peut simplifier ce cas en l'étudiant en cas: fermé .

surpression : $C_i = +0,3$
dépression : $C_i = -0,3$

Actions globales : C



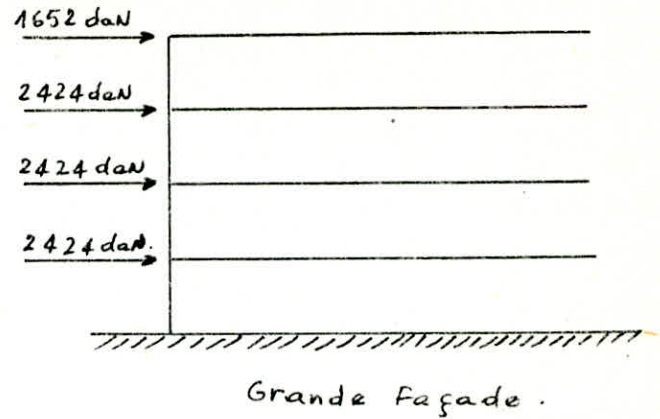
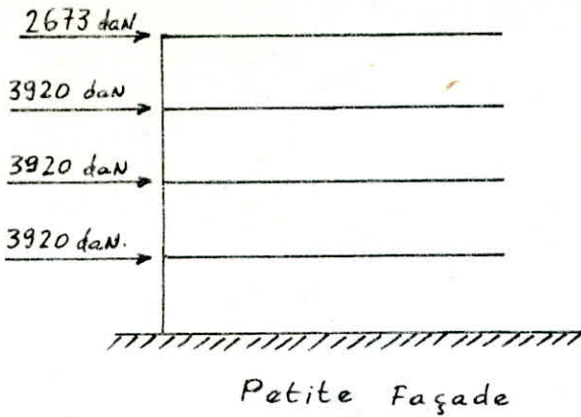
donc finalement , la pression du vent est donnée par le produit des coeff. :

$$q_a = 75 * 1 * 1 * 0,80 * 1 * 1,1 = 66 \text{ daN/m}^2$$

$$q_b = 75 * 1 * 1 * 0,82 * 1 * 1,1 = 68 \text{ daN/m}^2$$

Calculons la répartition sur chaque niveau du vent normal :

(hauteur des niveaux = 3,30 m)
(hauteur de l'acrotère = 0,60 m).



OC "B"

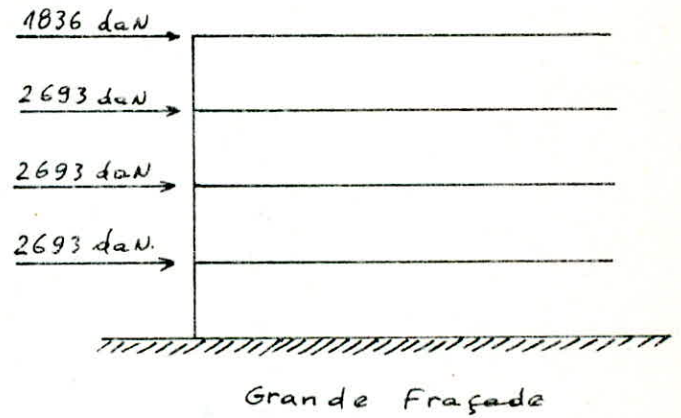
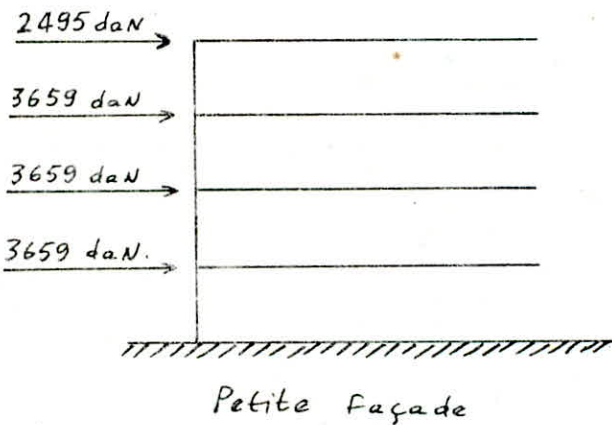
Même procédé que précédemment.

Coefficient de dimension : δ

S_a :	16,8 m	$\delta = 0,80$.
S_b :	12 m	$\delta = 0,82$

$$\begin{cases} q_a = 66 \text{ daN/m}^2 \\ q_b = 68 \text{ daN/m}^2. \end{cases}$$

Répartition des efforts : V_n



BLOC "C"

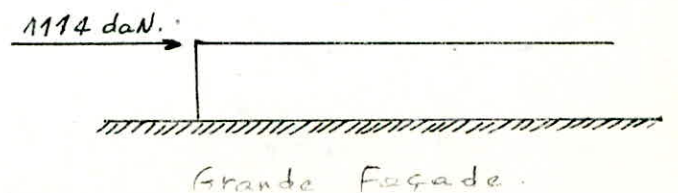
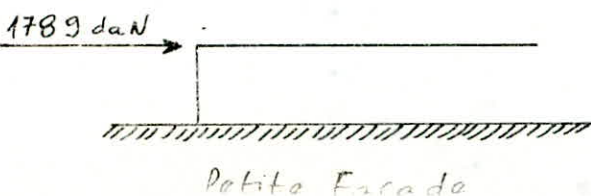
$$q_H = 60 \text{ daN/m}^2 \quad \text{ou} \quad H = 3,9 \text{ m.}$$

Coefficient de dimension : δ

S_a :	15 m	$\delta = 0,81$
S_b :	9 m	$\delta = 0,84$.

$$\begin{cases} q_a = 53 \text{ daN/m}^2. \\ q_b = 55 \text{ daN/m}^2. \end{cases}$$

Répartition des efforts : V_n



Introduction

Vu que notre ouvrage se trouve dans une zone sismique (Zone II), donc une étude sismique est nécessaire afin que celui-ci soit conçu et réalisé de manière à résister aux effets des secousses sismiques.

Méthode appliquée

Nos calculs seront effectués par la méthode statique car nous vérifions toutes les conditions données par le (RPA81) à savoir :

- $h < 45$ m (Zone II)
- Forme en plan du bâtiment est :
 - . Simple
 - . Symétrique.
- Pas de décrochement.
- la structure ne présente pas plusieurs degrés de liberté dans un même plan horizontal, pour chacune des directions étudiées.
- la rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction.

Action sismique

Formule de base :

$$V = ADBQW.$$

1/ Coefficient d'accélération des zones : A

Notre bâtiment est à usage administratif \rightarrow groupe d'usage : 2.
lieu d'implantation - - - \rightarrow Zone II.

$$A = 0,15 \quad (\text{RPA, tableau 1})$$

2/ Facteur de comportement de la structure : B

Il dépend du type de la structure et de la nature de son contreventement.

Ossature métallique contreventée par palées : $\rightarrow B = 0,25$

3/ Facteur de qualité : Q

(RPA, tableau 2).

$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$ où P_q : est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q .

q	Critère	BLOCS "A" et "B"		BLOC "C"	
		Sens long.	Sens tra.	Sens long.	Sens tran.
1	Conditions minimales des files porteuses.	0	0,1	0,1	0,1
2	Surabondance en plan	0,1	0,1	0,1	0,1
3	Symétrie en plan	0	0	0	0
4	Régularité en élévation	0	0	0	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux.	0,1	0,1	0,1	0,1
6	Contrôle de la qualité de la construction	0,1	0,1	0,1	0,1

Donc

$Q = 1,3$	Sens long	(Blocs "A" et "B")
$Q = 1,4$	Sens trans	(" ")
$Q = 1,4$	les deux sens	(Bloc "C").

4/- Poids de la structure : W

$W_A = 601295$	daN	Bloc "A"
$W_B = 670364$	- " -	Bloc "B"
$W_C = 109216$	- " -	Bloc "C".

5/- Facteur d'amplification dynamique moyen : D

Calcul de la période :

On utilise deux méthodes :

- Méthode de RAYLEIGH, qui tient compte des caractéristiques du bâtiment.
- Méthode Empirique, qui tient compte des dimensions du bâtiment.

Méthode de RAYLEIGH :

Cette méthode est basée sur le principe de la conservation de l'énergie. Pour cette raison elle n'est applicable qu'aux systèmes conservatifs.

Nous rappelons que, conformément au principe de la conservation pour un système, l'énergie totale est constante :

$$E_{tot} = E_c(t) + E_p(t).$$

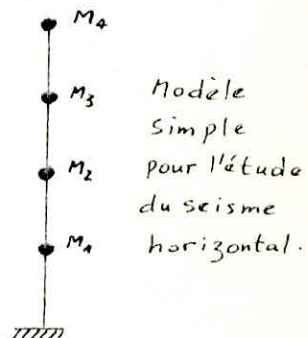
Les deux énergies pourront être exprimées sous la forme :

$$\begin{cases} E_c^{max} = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^n P_j \cdot x_j^2 \\ E_p^{max} = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n F_{i(j)} \cdot x_j \end{cases} \quad \text{où : } \begin{cases} P_j : \text{le poids du niveau } j. \\ x_j : \text{déplacement horiz. du } j. \\ F_{i(j)} : \text{force d'inertie appliquée à } j. \end{cases}$$

On observe que pendant le mouvement oscillatoire, le système passe par deux positions extrêmes, à cet instant $E_c = 0$ et $E_p = E_p^{max}$, de même, le système passe par la position d'équilibre statique ; à cet instant $E_c = E_c^{max}$ et $E_p = 0$, donc pour les deux moments du mouvement :-

$$E_{tot} = 0 + E_p^{max} = E_c^{max} + 0 = cte.$$

$$\omega^2 = g \frac{\sum_{j=1}^n F_{i(j)} \cdot x_j}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot x_j^2}$$



La précision des résultats obtenus avec la méthode de RAYLEIGH dépend du choix de la ligne élastique.

Cette précision peut être accrue en utilisant un procédé itératif de "Correction" de la forme choisie. Nous exposons, ci-après ce procédé pour le cas des systèmes à plusieurs degrés de liberté.

Procédé itératif :

En admettant $F_{i(j)} = P_j$ on calcule la déformée statique du système.

On détermine ensuite les coefficients adimensionnels

$$S_{ij} = \frac{x_{0j}}{x_{0n}} \quad x_{0n} = S_{stn} - \text{la flèche au sommet.}$$

et on obtient les forces "Corrigées" $F_{(i)j}^{(1)} = S_{ij} \cdot P_j$

Ce qui nous permet de calculer en seconde approximation les déplacements x_{1j} . Nous calculons ensuite :

$$S_{2j} = \frac{x_{1j}}{x_{1n}}$$

le processus itératif est rapidement convergent et les opérations seront arrêtées lorsque :

$$S_{mj} \approx S_{(m-1)j}$$

En prenant : $F_{(i)j}^{(m)} = S_{mj} \cdot P_j$ et $x_{mj} = S_{mj} \cdot x_{mn}$

la formule nous donne :

$$\omega^2 = g \frac{\sum_{j=1}^n F_{(i)j}^{(m)} \cdot x_{mj}}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot x_{mj}^2} = g \frac{\sum_{j=1}^n P_j \cdot S_{mj}^2 \cdot x_{mn}}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot S_{mj}^2 \cdot x_{mn}^2} = \frac{g}{x_{mn}}$$

$$\rightarrow T = 2\pi \sqrt{\frac{x_{mn}}{g}}$$

Application numérique :

Calculons les déplacements statiques unitaires (S_{ij}) : qui est le déplacement au niveau (j) résultant d'une force statique unitaire appliquée à la masse (m_i) :

$$S_{ij} = \frac{h_j^2}{2EI} \left(h_i - \frac{h_j}{3} \right) \quad i \geq j \quad (\text{d'après R.D.M.})$$

Or les masses concentrées le long de la hauteur ont un espacement $h_e = c^e$ qui est la hauteur d'étage : $h_i = i h_e$, $h_j = j h_e$.

$$\text{d'où } EI S_{ij} = \frac{h_e^3}{2} j^2 \left(i - \frac{j}{3} \right) \quad i \geq j.$$

Donc les valeurs des déplacements statiques correspondants à l'action des charges P_i (statiquement appliquées) sont données par :

$$S_{stj} = \sum_{i=1}^n P_i \cdot S_{ij}$$

On donne les valeurs de $EI S_{ij}$; où $h_e = 3,30 \text{ m}$; ($S_{ij} = S_{ji}$ donc symétrie / la diagonale)

Niveau	j \ i	1	2	3	4
3,30 m	1	11,979	29,947	47,916	65,884
6,60 m	2	————	95,832	167,706	239,580
9,90 m	3	————	————	323,433	485,149
13,20 m	4	————	————	————	766,656

Déplacements statiques corrigés :

BLOC "A"

1 ^{ère} ITÉRATION			
j	$F_j^{(0)} = P_j$ (dan)	$EI x_{0j} (10^8)$	S_{1j}
1	150505	0,2327	0,1000
2	— " —	0,7963	0,3425
3	— " —	1,5294	0,6578
4	148032	2,3248	1,0000

2 ^{ème} ITÉRATION		
$F_j^{(1)}$ (dan)	$EI x_{1j} (10^8)$	S_{2j}
15051	0,1622	0,0927
51548	0,5745	0,3285
99002	1,1320	0,6473
148032	1,7486	1,0000

3 ^{ème} ITÉRATION			
j	$F_j^{(2)}$ (dan)	$EI x_{2j} (10^8)$	S_{3j}
1	13952	0,1606	0,0925
2	49441	0,5695	0,3282
3	97422	1,1228	0,6471
4	148032	1,7351	1,0000

4 ^{ème} ITÉRATION		
$F_j^{(3)}$ (dan)	$EI x_{3j} (10^8)$	S_{4j}
13922	0,1606	0,0925
49396	0,5694	0,3282
97392	1,1226	0,6471
148032	1,7349	1,0000

BLOC "B"

1 ^{ère} ITÉRATION			
j	$F_j^{(0)} = P_j$ (dan)	$EI x_{0j} (10^8)$	S_{1j}
1	166327	0,2611	0,0998
2	— " —	0,7350	0,2811
3	— " —	1,7190	0,6574
4	169517	2,6146	1,0000

2 ^{ème} ITÉRATION		
$F_j^{(1)}$ (dan)	$EI x_{1j} (10^8)$	S_{2j}
16599	0,1800	0,0921
46755	0,6392	0,3272
109343	1,2624	0,6463
169517	1,9530	1,0000

3 ^{ème} ITÉRATION			
j	$F_j^{(2)}$ (dan)	$EI x_{2j} (10^8)$	S_{3j}
1	15319	0,1813	0,0924
2	54422	0,6431	0,3278
3	107497	1,2687	0,6467
4	169517	1,9616	1,0000

4 ^{ème} ITÉRATION		
$F_j^{(3)}$ (dan)	$EI x_{3j} (10^8)$	S_{4j}
15369	0,1813	0,0924
54522	0,6433	0,3278
107564	1,2691	0,6467
169517	1,9622	1,0000

Détermination des déplacements :

Dans le sens longitudinal :

$$\text{Bloc "A"} \quad \Sigma I_{ef} = 40525240 \text{ cm}^4 \quad (\text{voir chapitre - 8.})$$

$$\text{Bloc "B"} \quad \Sigma I_{ef} = 25993040 \text{ cm}^4$$

Dans le sens transversal:

$$\text{Bloc "A": } \bar{\Sigma I_{et}} = 33203040 \text{ cm}^4 \quad (\text{Voir chapitre - B-})$$

$$\text{Bloc "B": } \bar{\Sigma I_{et}} = 40525240 \text{ cm}^4.$$

Déplacements longitudinaux:

$$x_{jl} = \frac{EI x_{3j}}{E \bar{\Sigma I_{et}}}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2.$$

Déplacements transversaux:

$$x_{jt} = \frac{EI x_{3j}}{E \bar{\Sigma I_{et}}}$$

	j	x_{jl} (cm)	x_{jt} (cm)
BLOC "A"	1	0,1887	0,2297
	2	0,6690	0,8147
	3	1,3191	1,6062
	4	2,0380	2,4823

	j	x_{jl} (cm)	x_{jt} (cm)
BLOC "B"	1	0,3321	0,2130
	2	0,1786	0,7559
	3	2,3252	1,4913
	4	3,5950	2,3057

Finalement, calculons les périodes dans les deux sens:

$$T_l = 2\pi \sqrt{\frac{x_{4l}}{g}}$$

$$T_t = 2\pi \sqrt{\frac{x_{4t}}{g}}$$

Bloc "A"

$$\left. \begin{array}{l} T_l = 0,29 \text{ s.} \longrightarrow D = 2 \\ T_t = 0,32 \text{ s.} \longrightarrow D = 2. \end{array} \right\}$$

Bloc "B"

$$\left. \begin{array}{l} T_l = 0,38 \text{ s.} \longrightarrow D = 2 \\ T_t = 0,30 \text{ s.} \longrightarrow D = 2. \end{array} \right\}$$

Méthode Empirique:

Cas de contreventement par palées triangulées.

$$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{L+H}}$$

où $\left\{ \begin{array}{l} H: \text{ hauteur du bâtiment} \\ L: \text{ dimension du bâtiment dans} \\ \text{ le sens du seisme.} \end{array} \right.$

BLOC	Sens longitudinal				Sens transversal			
	H (m)	L (m)	T (sec)	D	H (m)	L (m)	T (sec)	D
A	13,20	18	0,16	2	13,20	10,8	0,24	2
B	13,20	16,8	0,17	2	13,20	12	0,22	2
C	3,30	15	0,03	2	3,30	9	0,04	2

Conclusion:

La valeur du facteur (D) obtenu pour la valeur de (T) calculée d'après la formule analytique est égale à celle obtenue en utilisant les formules empiriques.

Donc finalement, calculons $V_{(dan)}$ dans chacune des deux directions:

	Sens long.	Sens trans.
BLOC "A"	58626	63136
BLOC "B"	65360	70388
BLOC "C"	11468	11468

Distribution des forces latérales suivant la hauteur:

(RPA89) (Art. 3.3.3)

$$V = F_E + \sum_{i=1}^n F_i \quad \text{où } F_E: \text{ force concentrée au sommet de la structure.}$$

$$F_E = \begin{cases} 0,07 TV & \text{si } T > 0,7 \text{ sec.} \\ 0 & \text{sinon} \end{cases}$$

Comme les périodes des trois blocs sont inférieures à 0,7 sec, donc $F_E = 0$ (dans les deux sens).

Le reste de l'effort horizontal total V doit être distribué sur la structure suivant la formule:

$$F_k = \frac{(V - F_E) W_k h_k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad \text{où } F_k: \text{ effort horizontal au niveau } j. \\ W_k: \text{ charge du niveau } j.$$

$$\text{Puisque } F_E = 0 \rightarrow F_k = \frac{V W_k h_k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

les résultats seront groupés dans des tableaux suivants:

BLOC "A"

Niv. -k-	W_k (daN)	h_k (m)	$W_k h_k$ (daN.m)	Sens longitudinal		Sens transversal	
				V (daN)	F_k (daN)	V (daN)	F_k (daN)
4	148032	13,20	1954022	58626	23218	63136	25004
3	150505	9,90	1489999	— " —	17704	— " —	19066
2	— " —	6,60	993333	— " —	11803	— " —	12753
1	— " —	3,30	496666	— " —	5901	— " —	6355

$$\bar{Z} = 4934020$$

BLOC "B"

Niv. -k-	W_k (daN)	h_k (m)	$W_k h_k$ (daN.m)	Sens longitudinal		Sens transversal	
				V (daN)	F_k (daN)	V (daN)	F_k (daN)
4	169517	13,20	2237624	65360	26443	70388	28477
3	166327	9,90	1646637	— " —	19459	— " —	20956
2	— " —	6,60	1097758	— " —	12973	— " —	13970
1	— " —	3,30	548879	— " —	6486	— " —	6985

$$\bar{Z} = 5530899$$

BLOC "c"

Niv. -k-	W_k (daN)	h_k (m)	$W_k h_k$ (daN.m)	Sens long. ou trans.	
				V (daN)	F_k (daN)
1	107468	3,30	354644	11468	11468

DÉFORMATIONS HORIZONTALES .

(RPA 81) (Art. 3.3.7.)

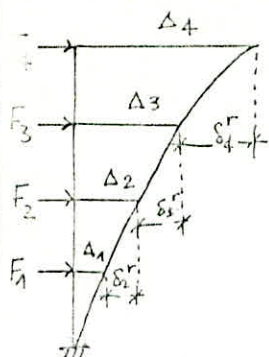
Déplacements relatifs :

δ_k^r : déplacement relatif (du niveau k / niveau k-1)

Δ_k : déplacement du niveau k .

δ_{ik} : déplacement unitaire .

$$[\Delta_k] = [\delta_{ik}] [F_k]$$



$$\begin{bmatrix} \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ \Delta_3 \\ \Delta_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{13} & \delta_{14} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \delta_{23} & \delta_{24} \\ \delta_{31} & \delta_{32} & \delta_{33} & \delta_{34} \\ \delta_{41} & \delta_{42} & \delta_{43} & \delta_{44} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \end{bmatrix}$$

on écrit :

où : $\delta_{ik} = \delta_{ki}$

($\delta_{ik} = \delta_{ij}$ calculé précédemment)

$$\Delta_k = \frac{EI \sum F_k \cdot \delta_{ik}}{E \sum I_k}$$

on vérifie : $\frac{1}{2B} \cdot \delta_k^r \leq 0,0075 h_e$ (Art. 3.3.7.1)

avec $B = 1/4$
 $h_e = 3,30$ hauteur d'étage .

BLOC "A"

$$E \sum I_{ef} = 0,8510 \cdot 10^{14} \text{ daN} \cdot \text{cm}^2 ; E \sum I_{et} = 0,6989 \cdot 10^{14} \text{ daN} \cdot \text{cm}^2 .$$

Sens longitudinal .

Sens transversal .

Niv. -k-	F_k (daN)	$E I \sum F_k \delta_{ik}$ ($\cdot 10^{10}$)	Δ_k (cm)	$\delta_k^r = \Delta_k - \Delta_{k-1}$ (cm)	$\frac{1}{2B} \delta_k^r$ (cm)	F_k (daN)	$E I \sum F_k \delta_{ik}$ ($\cdot 10^{10}$)	Δ_k (cm)	$\delta_k^r = \Delta_k - \Delta_{k-1}$ (cm)	$\frac{1}{2B} \delta_k^r$ (cm)	$0,0075 h_e$ (cm)	observ.
1	5901	0,0280	0,0329	0,0329	0,0658	6355	0,0301	0,0430	0,0430	0,0860	2,475	Art. 3.3.7.1 du RPA 81 est vérifié
2	11803	0,0983	0,1155	0,0826	0,1652	12753	0,1060	0,1516	0,1086	0,2172	---	
3	17704	0,1925	0,2262	0,1107	0,2214	19066	0,2074	0,2967	0,1451	0,2902	---	
4	23248	0,2960	0,3478	0,1216	0,2432	25004	0,3189	0,4562	0,1595	0,3190	---	

BLOC "B"

$$E \sum I_{ef} = 0,5458 \cdot 10^{14} \text{ daN} \cdot \text{cm}^2 ; E \sum I_{et} = 0,8510 \cdot 10^{14} \text{ daN} \cdot \text{cm}^2 .$$

Niv. -k-	F_k (daN)	$E I \sum F_k \delta_{ik}$ ($\cdot 10^{10}$)	Δ_k (cm)	$\delta_k^r = \Delta_k - \Delta_{k-1}$ (cm)	$\frac{1}{2B} \delta_k^r$ (cm)	F_k (daN)	$E I \sum F_k \delta_{ik}$ ($\cdot 10^{10}$)	Δ_k (cm)	$\delta_k^r = \Delta_k - \Delta_{k-1}$ (cm)	$\frac{1}{2B} \delta_k^r$ (cm)	$0,0075 h_e$ (cm)	observ.
1	6486	0,0314	0,0575	0,0575	0,115	6985	0,0338	0,0397	0,0397	0,0794	2,475	Art. 3.3.7.1 du RPA 81 est vérifié
2	12973	0,1103	0,2020	0,1445	0,289	13970	0,1188	0,1396	0,0999	0,1998	---	
3	19459	0,2160	0,3957	0,1937	0,3874	20956	0,2327	0,2734	0,1338	0,2676	---	
4	26443	0,3324	0,6090	0,2133	0,4266	28477	0,3580	0,4206	0,1472	0,2944	---	

BLOC "C"

$$E \sum I_{ef} = 0,8510 \cdot 10^{14} \text{ daN} \cdot \text{cm}^2 ; E \sum I_{et} = 0,2141 \cdot 10^{14} \text{ daN} \cdot \text{cm}^2 .$$

Niv. -k-	F_k (daN)	$E I \sum F_k \delta_{ik}$ ($\cdot 10^{10}$)	Δ_k (cm)	F_k (daN)	$E I \sum F_k \delta_{ik}$ ($\cdot 10^{10}$)	Δ_k (cm)
1	11468	0,0014	0,0016	11468	0,0014	0,0065

DIMENSIONNEMENT DES JOINTS

Joints de dilatation : s'imposent chaque fois que les dimensions d'un ouvrage font craindre la possibilité de désordres dans la structure.

Pour les dimensionner on considère les déplacements en tête des poteaux.

Déplacement maximum :

$$\begin{aligned} (A-B) \quad \Delta_4^{\max} &= \Delta_{4L}^A + \Delta_{4t}^B \\ &= 0,3478 + 0,4206 \\ &= 0,7684 \text{ cm.} \end{aligned}$$

où : Δ_{4L}^A : déplacement longitudinal au niveau (4) du bloc "A"
 Δ_{4t}^B : déplacement transversal au niveau (4) du bloc "B".

$$\begin{aligned} (A-C) \quad \Delta_1^{\max} &= \Delta_{1t}^A + \Delta_{1L}^C \\ &= 0,0430 + 1,87 \cdot 10^{-3} \\ &= 0,045 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (B-C) \quad \Delta_1^{\max} &= \Delta_{1t}^B + \Delta_{1L}^C \\ &= 0,0397 + 4,7 \cdot 10^{-4} \\ &= 0,040 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Epaisseur des joints :

- entre le bloc "A" et "B" :

* D'après le (RPA 81) (Art. 2.3.2.4) :

$$e_1 \geq \frac{H}{300} = \frac{1320}{300} = 4,4 \text{ cm.} \quad H: \text{ hauteur du bloc.}$$

* D'après le déplacement max.

$$e_2 = \Delta_{4(A-B)}^{\max} = 0,768 \text{ cm.}$$

$$\text{donc } e = \max(e_1, e_2) = 5 \text{ cm.}$$

- entre le bloc "A" et "C" :

$$* \text{ (RPA 81)} \rightarrow e_1 \geq \frac{H}{300} = \frac{330}{300} = 1,1 \text{ cm.}$$

$$* \text{ Dépl. max.} \rightarrow e_2 = \Delta_{1(A-C)}^{\max} = 0,045 \text{ cm.}$$

$$\text{donc } e = \max(e_1, e_2) = 2 \text{ cm.}$$

Remarque :

Vu que les déplacements sont très petits donc il n'y a aucun risque de contact préjudiciable des blocs adjacents sous l'action des secousses sismiques.

En pratique, on prend généralement l'épaisseur $e = 3 \text{ cm.}$

8. / REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX ENTRE LES PALEES DE STABILITE

1. / Détermination du Centre de masse : G.

Les coordonnées du centre de masse :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \quad \text{où : } A : \text{ Surface totale du plancher.}$$

BLOC "B"

$A_1 = 201,6 \text{ m}^2$ — Surface pleine du plancher.
 $A_2 = 14,4 \text{ m}^2$ — Surface vide de la cage d'escalier.

$$\begin{cases} X_G = \frac{A_1 \cdot X_1 - A_2 \cdot X_2}{A_1 - A_2} = 5,65 \text{ m} \\ Y_G = \frac{A_1 \cdot Y_1 - A_2 \cdot Y_2}{A_1 - A_2} = 8,4 \text{ m} \end{cases}$$

BLOC "A"

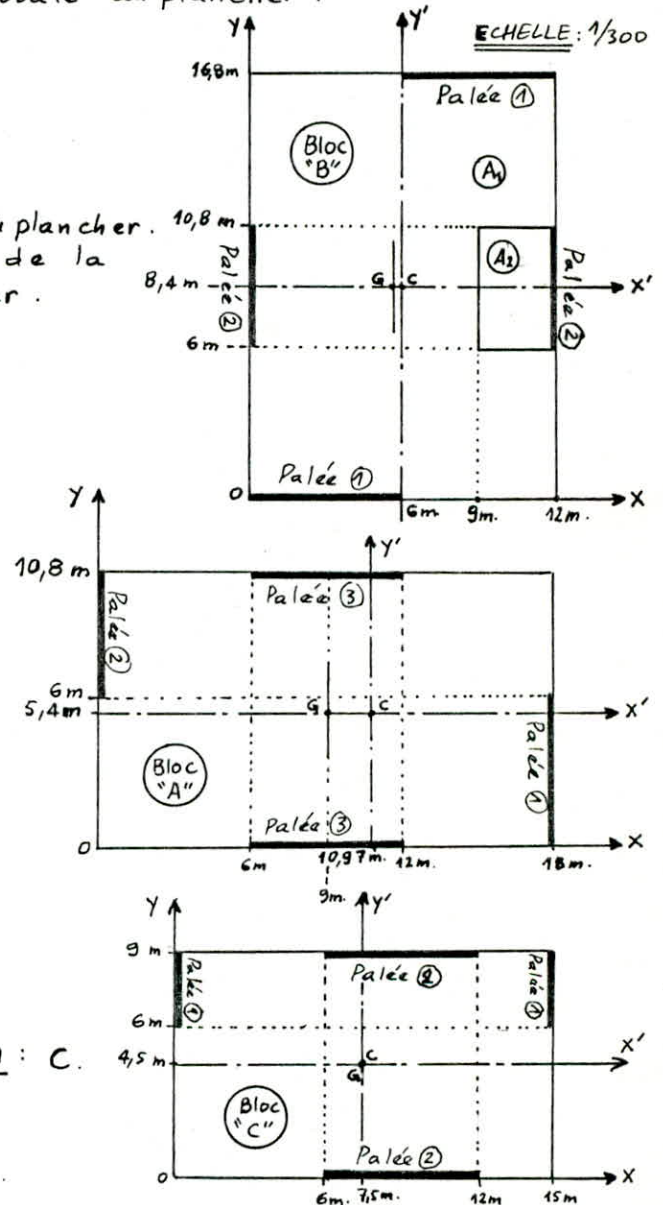
$A = 194,4 \text{ m}^2$

$$\begin{cases} X_G = 9 \text{ m} \\ Y_G = 5,4 \text{ m} \end{cases}$$

BLOC "C"

$A = 135 \text{ m}^2$

$$\begin{cases} X_G = 7,5 \text{ m} \\ Y_G = 4,5 \text{ m} \end{cases}$$



2. / Détermination du Centre de torsion : C.

Les coordonnées du centre de torsion :

$$\begin{cases} X_c = \frac{\sum I_{x_i} \cdot X_i}{\sum I_{x_i}} \\ Y_c = \frac{\sum I_{y_i} \cdot Y_i}{\sum I_{y_i}} \end{cases} \quad \text{où : } \begin{cases} I_{x_i} : \text{ Inertie équivalente de la palée } i \text{ suivant } x. \\ I_{y_i} : \text{ Inertie équivalente de la palée } i \text{ suivant } y. \end{cases}$$

BLOC "A"

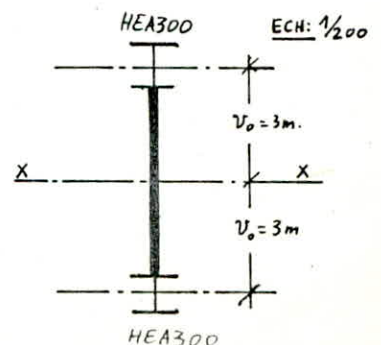
Calcul des inertias des palées :

Palée : 1 -

$$I_{x_1} = 2(A v_0^2 + I_x) = 20286520 \text{ cm}^4$$

HEA 300

$$\begin{cases} A = 112,5 \text{ cm}^2 \\ I_x = 18260 \text{ cm}^4 \end{cases}$$



Palée : 2-

$$I_{x_2} = 2(A v_0^2 + I_x) = 12996520 \text{ cm}^4.$$

Palée : 3-

$$I_{y_3} = 2(A v_0^2 + I_y) = 20262620 \text{ cm}^4.$$

Calcul de X_c et Y_c :

$$X_c = \frac{\sum I_{x_i} \cdot X_i}{\sum I_{x_i}} = \frac{20286520 \cdot 18 + 12996520 \cdot 0}{20286520 + 12996520} = 10,97 \text{ m}.$$

$$Y_c = \frac{\sum I_{y_i} \cdot Y_i}{\sum I_{y_i}} = \frac{20262620 \cdot 10,8 + 20262620 \cdot 0}{2 \cdot 20262620} = 5,40 \text{ m}.$$

le centre de torsion est : $C(10,97 \text{ m} ; 5,40 \text{ m})$.

BLOC "B"

Calcul des inerties des palées :

Palée : 1-

(Voir palée - 3 ; bloc : A)

$$I_{y_1} = 20262620 \text{ cm}^4.$$

Palée : 2-

(Voir palée : 2 ; bloc : A)

$$I_{x_2} = 12996520 \text{ cm}^4.$$

Calcul de X_c et Y_c :

$$X_c = \frac{\sum I_{x_i} \cdot X_i}{\sum I_{x_i}} = \frac{12996520 \cdot 12 + 12996520 \cdot 0}{2 \cdot 12996520} = 6 \text{ m}.$$

$$Y_c = \frac{\sum I_{y_i} \cdot Y_i}{\sum I_{y_i}} = \frac{20262620 \cdot 16,8 + 20262620 \cdot 0}{2 \cdot 20262620} = 8,4 \text{ m}.$$

le centre de torsion est : $C(6 \text{ m} ; 8,4 \text{ m})$.

BLOC "C"

Calcul des inerties des palées :

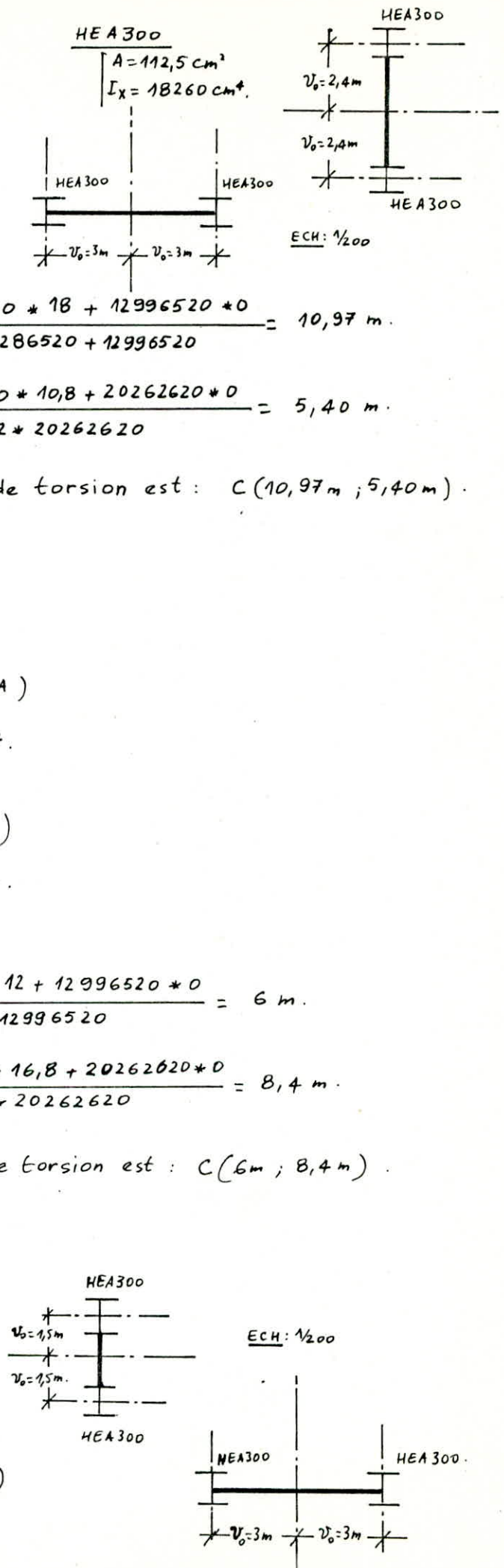
Palée : 1-

$$I_{x_1} = 2(A v_0^2 + I_x) = 5099020 \text{ cm}^4.$$

Palée : 2-

(Voir palée : 3 ; bloc : A)

$$I_{y_2} = 20262620 \text{ cm}^4.$$



Calcul de x_c et y_c :

$$\left| \begin{aligned} x_c &= \frac{\sum I_{x_i} \cdot x_i}{\sum I_{x_i}} = \frac{5099020 \cdot 15 + 5099020 \cdot 0}{2 + 509920} = 7,5 \text{ m.} \\ y_c &= \frac{\sum I_{y_i} \cdot y_i}{\sum I_{y_i}} = \frac{20262620 \cdot 9 + 20262620 \cdot 0}{2 + 20262620} = 4,5 \text{ m.} \end{aligned} \right.$$

le centre de torsion est : $C(7,5 \text{ m} ; 4,5 \text{ m})$.

7. Calcul de l'excentricité : e .

L'excentricité ne doit pas dépasser 20% de la largeur effective du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique.
(RPA 81) (Art. 3.2.1.).

L'excentricité à prendre dans les calculs est :

$$e = \max \left\{ \begin{array}{l} 5\% \text{ de la plus grande dimension du bâtiment.} \\ \text{Excentricité théorique résultant des plans.} \end{array} \right.$$

(RPA 81) (Art. 3.3.5.).

BLOC "A"

Excentricité théorique :

$$\left| \begin{aligned} e_x &= |x_c - x_a| = 10,97 - 9 = 1,97 \text{ m.} \\ e_y &= |y_c - y_a| = 5,4 - 5,4 = 0. \end{aligned} \right.$$

$$20\% \cdot L = 0,20 \cdot 18 = 3,6 \text{ m} > 1,97 \text{ m} \text{ Vérif.}$$

Excentricité de calcul :

$$\left| \begin{aligned} e_x &= 1,97 \text{ m} \\ e_y &= 0,90 \text{ m.} \end{aligned} \right.$$

BLOC "B"

Excentricité théorique :

$$\left| \begin{aligned} e_x &= |x_c - x_a| = 6 - 5,65 = 0,35 \text{ m.} \\ e_y &= |y_c - y_a| = 8,4 - 8,4 = 0. \end{aligned} \right.$$

$$20\% \cdot L = 0,20 \cdot 16,8 = 3,36 \text{ m} > 0,35 \text{ m} \text{ Vérif.}$$

Excentricité de calcul :

$$\left| \begin{aligned} e_x &= 0,84 \text{ m} \\ e_y &= 0,84 \text{ m.} \end{aligned} \right.$$

BLOC "C"

Excentricité théorique :

$$\left| \begin{aligned} e_x &= |x_c - x_a| = 7,5 - 7,5 = 0 \\ e_y &= |y_c - y_a| = 7,5 - 7,5 = 0. \end{aligned} \right.$$

$$20\% \cdot L = 0,20 \cdot 15 = 3 \text{ m} > 0. \text{ Vérif.}$$

Excentricité de calcul :

$$\left| \begin{aligned} e_x &= 0,75 \text{ m} \\ e_y &= 0,75 \text{ m.} \end{aligned} \right.$$

4/- Distribution des efforts horizontaux sur les palées de stabilité :

Dans les systèmes hyperstatiques, la distribution des efforts horizontaux sur les différents contreventements ne peut pas être faite par les seules considérations d'équilibre. Pour cela on fait intervenir des conditions supplémentaires de compatibilité des déformations dans les différentes stabilités.

Hypothèses simplificatrices :

- Plancher infiniment rigide horizontalement.
- Inertie constante dans les stabilités verticales sur toute la hauteur
- ou varie proportionnellement (elle est nécessaire pour pouvoir admettre que la distribution sur les différents contreventements est la même à chaque niveau de la construction).

Mode de distribution :

La force horizontale F_k appliquée au niveau k doit être distribuée sur les palées de stabilité dans la direction considérée à l'aide des formules suivantes :

$$\begin{cases} R_{x_i}^k = F_x^k \cdot I_{y_i} \left(\frac{1}{\sum I_{y_j}} + e_y \frac{y_i}{\sum I_{y_j} \cdot y_j^2} \right) \\ R_{y_i}^k = F_y^k \cdot I_{x_i} \left(\frac{1}{\sum I_{x_j}} + e_x \frac{x_i}{\sum I_{x_j} \cdot x_j^2} \right) \end{cases}$$

où : $x_i ; y_i$: Coordonnées de la palée i dans le repère (C, x', y') .
 $I_{x_i} ; I_{y_i}$: Inerties équivalentes de la palée de stabilité i .
 $e_x ; e_y$: Excentricités dans le sens x et y .
 $R_{x_i}^k ; R_{y_i}^k$: Force revenant à la palée i au niveau k respectivement dans la direction $x ; y$.

BLOC "A"

Palée	e_x (m)	e_y (m)	$ x $ (m)	$ y $ (m)	x^2 (m ²)	y^2 (m ²)	$I_x (10^8)$ (m ⁴)	$I_y (10^8)$ (m ⁴)	$I_x \cdot x^2$ (m ⁵)	$I_y \cdot y^2$ (m ⁵)
1	1,97	0,90	7,03	—	49,42	—	20286520	—	10,02559	—
	1,97	0,90	10,97	—	120,34	—	12996520	—	15,64001	—
3	1,97	0,90	—	5,40	—	29,16	—	20262620	—	5,90858

Application :

Sens transversal : $R_{y_1}^k = 0,719 F_y^k$
 $R_{y_2}^k = 0,500 F_y^k$
 Sens longitudinal : $R_{x_3}^k = 0,583 F_x^k$

BLOC "B"

Palée	e_x (m)	e_y (m)	$ x $ (m)	$ y $ (m)	x^2 (m ²)	y^2 (m ²)	$I_x (10^8)$ (m ⁴)	$I_y (10^8)$ (m ⁴)	$I_x \cdot x^2$ (m ⁵)	$I_y \cdot y^2$ (m ⁵)
1	0,84	0,84	—	8,4	—	70,56	—	20262620	—	14,29730
2	0,84	0,84	6	—	36	—	12996520	—	4,67874	—

Application :

Sens transversal : $R_{x_1}^k = 0,550 F_x^k$
 Sens longitudinal : $R_{y_2}^k = 0,570 F_y^k$

BLOC "C"

Palée	e_x (m)	e_y (m)	$ X $ (m)	$ Y $ (m)	X^2 (m ²)	Y^2 (m ²)	I_x (10 ⁻⁸) (m ⁴)	I_y (10 ⁻⁸) (m ⁴)	$I_x \cdot X^2$ (m ⁶)	$I_y \cdot Y^2$ (m ⁶)
1	0,75	0,75	7,5	—	56,25	—	5099020	—	2,86819	—
2	0,75	0,75	—	4,5	—	20,25	—	20262620	—	4,10318

Application :

Sens transversal : $R_{y_1}^k = 0,550 F_y^k$
 Sens longitudinal : $R_{x_2}^k = 0,583 F_x^k$

5/- Résultats :

Distribution des efforts du vent et du seisme .

		Sens transversal						Sens longitudinal			
		Vent : V_n			Seisme : E			Vent : V_n		Seisme : E	
BLOC "A"	Niv. (k)	F_y^k (daN)	$R_{y_1}^k$ (daN)	$R_{y_2}^k$ (daN)	F_y^k (daN)	$R_{y_1}^k$ (daN)	$R_{y_2}^k$ (daN)	F_x^k (daN)	$R_{x_3}^k$ (daN)	F_x^k (daN)	$R_{x_3}^k$ (daN)
	4	2673	1922	1337	25004	17878	12502	1652	963	23218	13536
	3	3920	2878	1960	19066	13708	9533	2424	1473	17704	10321
	2	—	—	—	12753	9169	6377	—	—	11803	6881
	1	—	—	—	6355	4569	3178	—	—	5901	3440

		Sens transversal				Sens longitudinal			
		Vent : V_n		Seisme : E		Vent : V_n		Seisme : E	
BLOC "B"	Niv. (k)	F_x^k (daN)	$R_{x_1}^k$ (daN)	F_x^k (daN)	$R_{x_1}^k$ (daN)	F_y^k (daN)	$R_{y_2}^k$ (daN)	F_y^k (daN)	$R_{y_2}^k$ (daN)
	4	2495	1372	28477	15662	1836	1047	26443	15072
	3	3659	2012	20956	11526	2693	1535	19459	11092
	2	—	—	13970	7684	—	—	12973	7395
	1	—	—	6985	3842	—	—	6486	3697

		Sens transversal				Sens longitudinal			
		Vent : V_n		Seisme : E		Vent : V_n		Seisme : E	
BLOC "C"	Niv. (k)	F_y^k (daN)	$R_{y_1}^k$ (daN)	F_y^k (daN)	$R_{y_1}^k$ (daN)	F_x^k (daN)	$R_{x_2}^k$ (daN)	F_x^k (daN)	$R_{x_2}^k$ (daN)
	1	1789	984	11468	6307	1114	649	11468	6686

Conclusion :

Les forces concentrées dues au seisme sont plus prépondérantes que celles dues au vent ,

Objet:

Dans cette partie, on a utilisé la méthode des nœuds pour déterminer les efforts de réduction M, N et T dans chaque élément des portiques contreventés.

Ayant obtenu ces efforts, on effectue toutes les vérifications nécessaires et si un élément ne passe pas, on le redimensionne avec les efforts obtenus.

— Analysons les efforts des stabilités à diagonales en K :-

Les diagonales sont à la fois tendues et comprimées - on les dimensionne au flambage - mais ce type de stabilité offre l'avantage d'avoir des longueurs de flambement plus faibles.

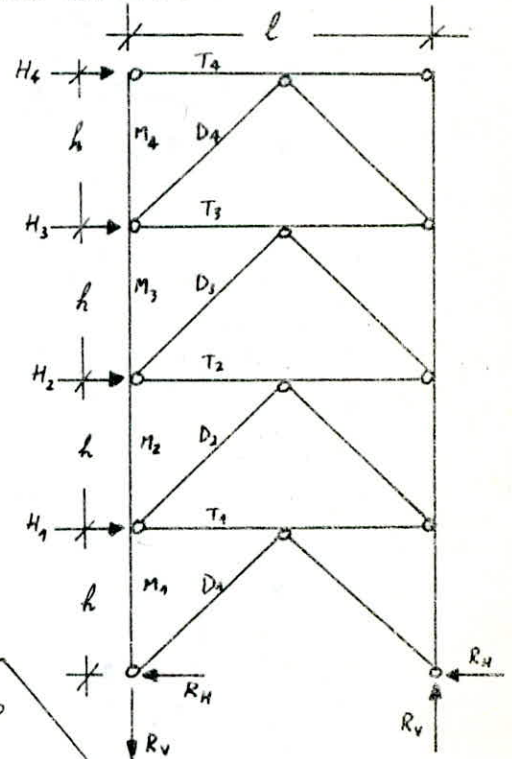
* Sous les charges horizontales (dûes au vent ou séisme), les efforts internes des barres de stabilité sont :

$$R_v = \pm (4H_4 + 3H_3 + 2H_2 + H_1) \frac{l}{2}$$

$$R_H = - \frac{H_1 + H_2 + H_3 + H_4}{2} = - \frac{\sum H_i}{2}$$

On désigne par :

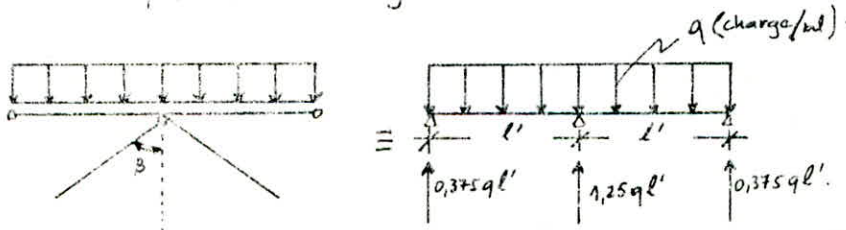
- N_{T_i} : effort interne dans la traverse - i .
- N_{D_i} : " " " " la diagonale - i .
- N_{M_i} : " " " " le montant - i .



$N_{D_4} = \frac{H_4}{2 \cos \alpha}$	$N_{T_4} = -H_4$	$N_{M_4} = 0$
$N_{D_3} = \frac{H_4 + H_3}{2 \cos \alpha}$	$N_{T_3} = -(H_3 + \frac{H_4}{2})$	$N_{M_3} = \frac{H_4}{2} \operatorname{tg} \alpha$
$N_{D_2} = \frac{H_4 + H_3 + H_2}{2 \cos \alpha}$	$N_{T_2} = -(H_2 + \frac{H_4 + H_3}{2})$	$N_{M_2} = \frac{2H_4 + H_3}{2} \operatorname{tg} \alpha$
$N_{D_1} = \frac{H_4 + H_3 + H_2 + H_1}{2 \cos \alpha}$	$N_{T_1} = -(H_1 + \frac{H_4 + H_3 + H_2}{2})$	$N_{M_1} = \frac{3H_4 + 2H_3 + H_2}{2} \operatorname{tg} \alpha$

* Sous les charges verticales (dûes aux charges permanentes et surcharges d'exploitation), les diagonales seront comprimées :

NOTA: Il ne faut pas oublier qu'un contreventement en K présente un appui supplémentaire aux traverses et est par conséquent affecté par les charges verticales.



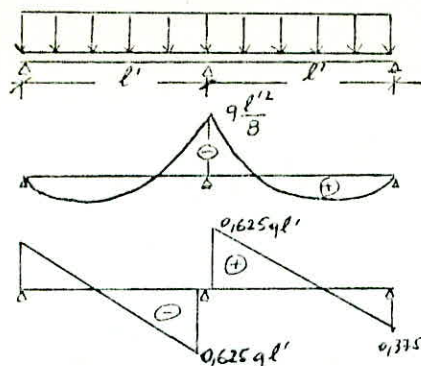
L'effort interne dans chacune des deux diagonales est :

$$\frac{1,25ql'}{2} - N_D \cdot \cos \beta = 0$$

$$N_D = \frac{1,25ql'}{2 \cos \beta}$$

A- EFFORTS DANS LES TRAVERSES (Poutres) :

Rappel :

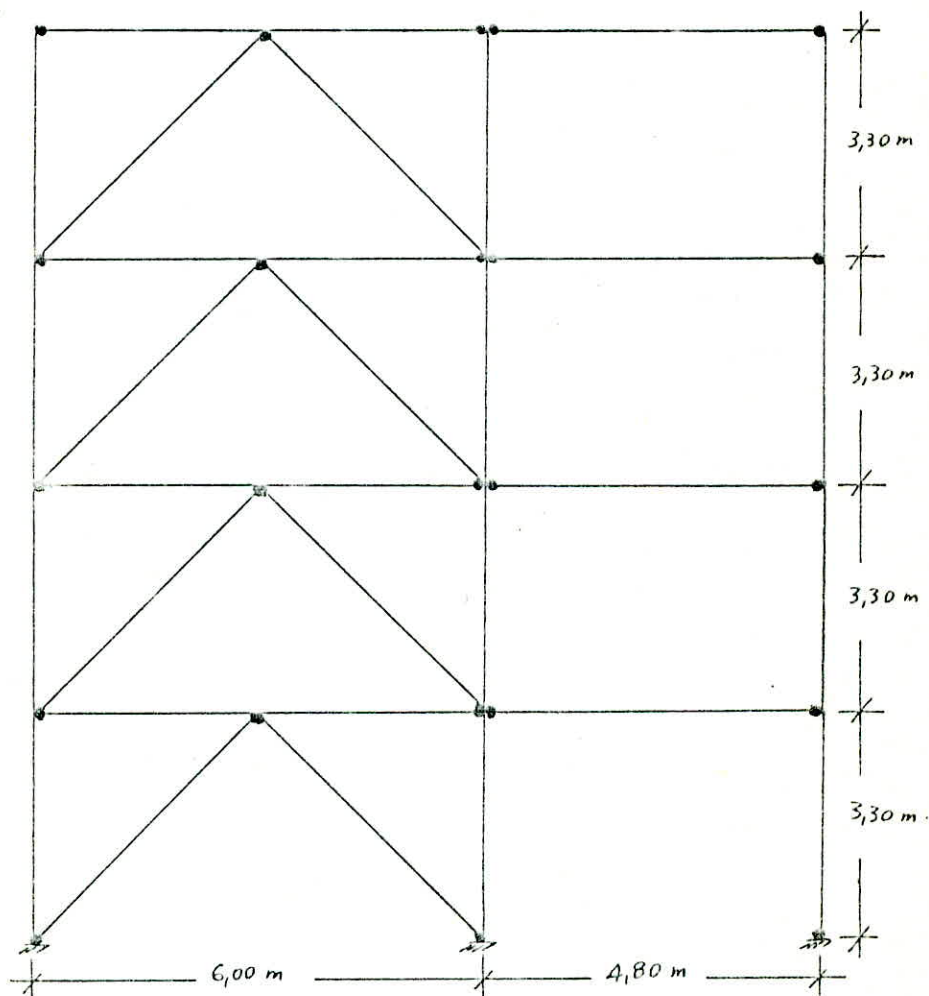


$$M_{\max} = q \frac{l'^2}{8}$$

$$T_{\max} = 0,625 q l'$$

NOTA: Le calcul de la poutre et des diagonales doit être fait pour la combinaison la plus défavorable des charges verticales et horizontales.

Portique : 1
(Bloc "A")



Les efforts internes dans les barres de stabilité sont donnés sur le tableau ci-dessous :

NIV.					Vent: V_n			Seisme: E			Charge Perm.: G	charge d'exp.: P
	q_a (dan/ml)	q_p (dan/ml)	q_{V_n} (dan)	q_E (dan)	N_D (dan)	N_T (dan)	N_M (dan)	N_D (dan)	N_T (dan)	N_M (dan)	N_D (dan)	N_D (dan)
4	611	75	1922	17878	1429	1922	0	13289	17878	0	1548	190
3	1130	188	2818	13708	3523	3779	1057	23478	22647	9833	2863	476
2	—	—	—	9169	5618	5188	3664	30293	24962	27205	—	—
1	—	—	—	4569	7713	6597	7821	33689	24947	49620	—	—

Les combinaisons les plus défavorables trouvées sont :

$$4/3 G + 3/2 P \quad \text{et} \quad G + P + 1,25 E.$$

NIV.	Combinaison: $4/3 G + 3/2 V_n$			Combinaison: $G + P + 1,25 E.$		
	N (dan)	T (dan)	M (dan.m)	N (dan)	T (dan)	M (dan.m)
4	0	1738	1043	22348	1286	772
3	0	3354	2013	28309	2471	1483
2	0	—	—	31203	—	—
1	0	—	—	31184	—	—

Vérifications :

— D'après la formule enveloppe pour la vérification des pièces soumises à compression avec flexion dans le plan de flambement :
(CM66) (Annexes 13,521)

$$\frac{g}{8} (\sigma + \sigma_p) \leq \sigma_c.$$

— Vérification au cisaillement :

$$1,54 \frac{T}{A_a} \leq \sigma_c \quad (\text{CM66}) (\text{Art. 1,313}).$$

Applications :

Poutre de niveau terrasse : (HEA200)

(NIV. 4)

$$\left. \begin{aligned} \frac{g}{8} \left(\frac{22348}{53,8} + \frac{772 \cdot 10^2}{389} \right) &= 691 < 2400 & \text{où: } N &= 22348 \text{ dan} \\ & & M &= 772 \text{ dan.m} \end{aligned} \right\} G + P + 1,25 E.$$

$$1,54 \frac{1738}{11,05} = 242 < 2400 \quad \text{où: } T = 1738 \text{ dan} \rightarrow 4/3 G + 3/2 P.$$

Poutre de niveau courant : (HEA 260)
(Niv. 2)

$$\left| \frac{9}{8} \left(\frac{31203}{86,8} + \frac{1483}{836} \right) = 406 < 2400 \right.$$

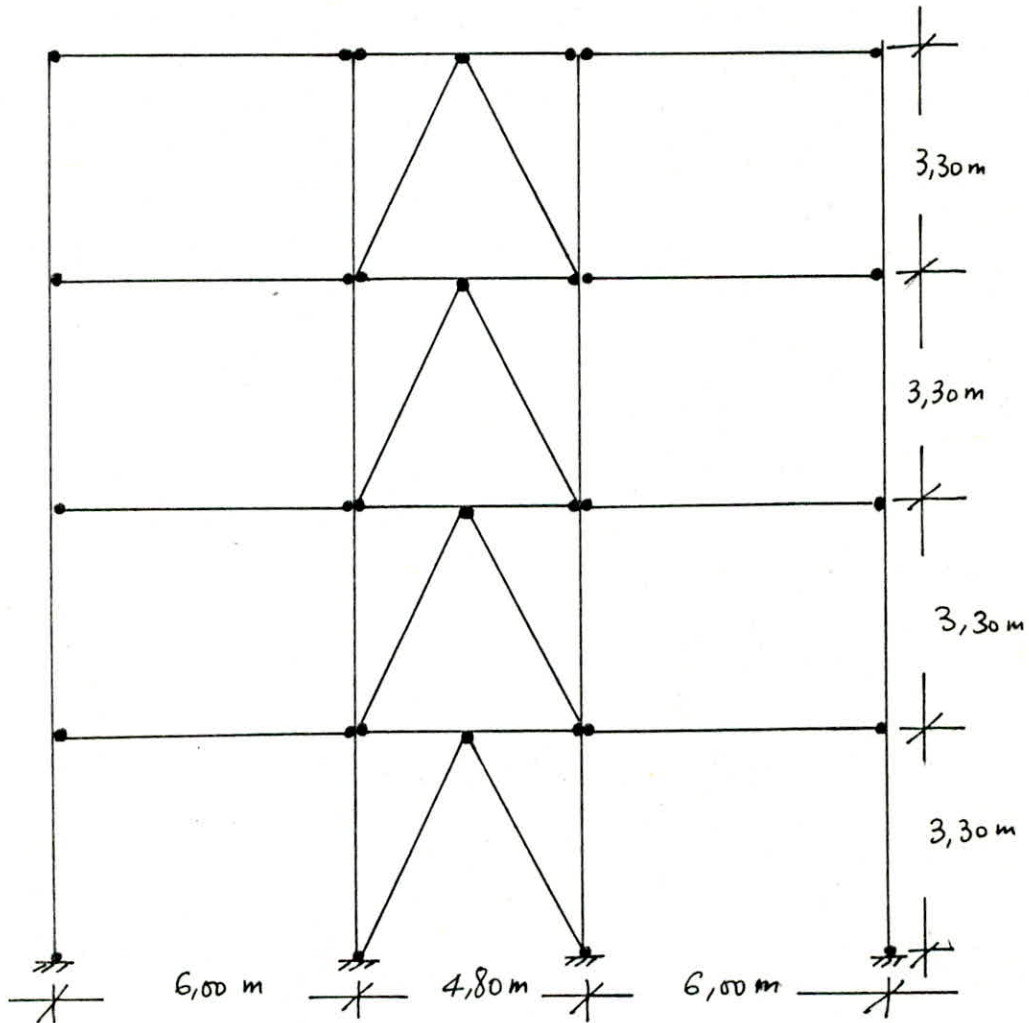
$$\left. 1,54 \frac{3354}{16,875} = 306 < 2400 \right.$$

où :

$$\left. \begin{array}{l} N = 31203 \text{ daN} \\ M = 1483 \text{ daN}\cdot\text{m} \\ T = 3354 \text{ daN} \end{array} \right\} G+P+1,25E.$$

$T = 3354 \text{ daN} \rightarrow \frac{1}{3}G + \frac{1}{2}P.$

Portique : 6
(Bloc "B")



Les efforts internes dans les barres de stabilité :

Niv.	Vent: V_h				Seisme: E			charge Perm.: G		charge d'exp.: P		
	q_G (daN/ml)	q_P (daN/ml)	q_{Vh} (daN)	q_{Eh} (daN)	N_D (daN)	N_T (daN)	N_M (daN)	N_D (daN)	N_T (daN)	N_M (daN)	N_D (daN)	N_D (daN)
4	611	75	1047	15072	890	1047	0	12813	15072	0	1133	139
3	1130	188	1535	11092	2195	2059	720	22242	18628	10362	2096	349
2	—//—	—//—	—//—	7395	3500	2826	2495	28528	20477	28350	—//—	—//—
1	—//—	—//—	—//—	3697	4805	3594	5325	31671	20477	51422	—//—	—//—

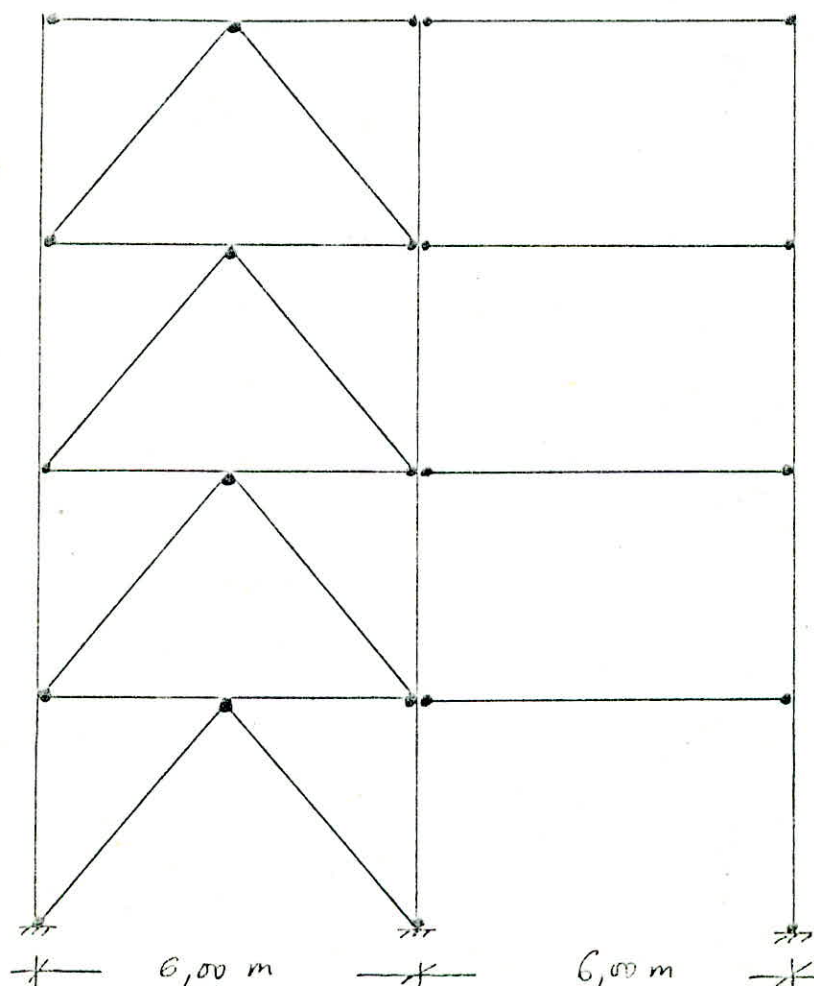
Les efforts (N, T, M) dans les traverses :

Niv.	Combinaison : $\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P$.			Combinaison : $G + P + 1,25E$		
	N (daN)	T (daN)	M (daN.m)	N (daN)	T (daN)	M (daN.m)
4	0	1391	667	18840	1029	494
3	0	2684	1288	23285	1977	949
2	0	-----	-----	25596	-----	-----
1	0	-----	-----	25596	-----	-----

N.B. Pour les vérifications (résistance et cisaillement), on procède de la même façon que pour le portique 1, traité précédemment.

Portique : H
(Bloc "B")

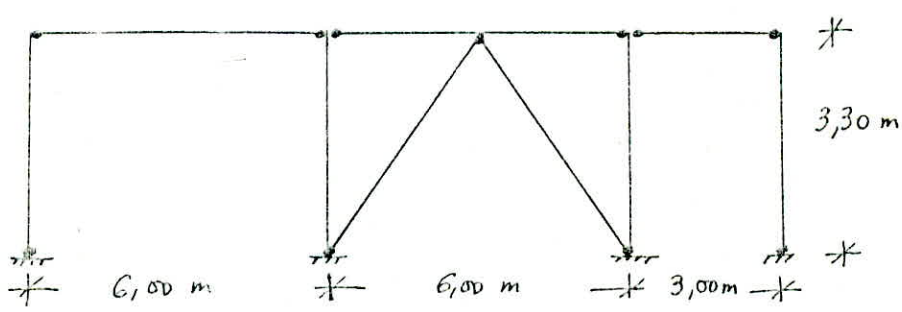
NOTA : Les éléments du portique : H (Bloc "A") seront dimensionnés et vérifiés selon les résultats de calcul du portique ci-dessous.



Niv.	q_G (daN/m)	q_p (daN/m)	q_{Vn} (daN)	q_E (daN)	Vent : V_n			Seisme : E			Ch. Per. G	Surch. P
					N_D (daN)	N_T (daN)	N_M (daN)	N_D (daN)	N_T (daN)	N_M (daN)	N_D (daN)	N_D (daN)
4	1941	300	1372	15662	1020	1372	0	11642	15662	0	4918	760
3	2340	750	2012	11526	2515	2698	755	20209	19357	8614	5930	1900
2	—	—	—	7684	4011	3704	2616	25920	21278	23568	—	—
1	—	—	—	3842	5506	4710	5584	28776	21278	42747	—	—

Niv.	Combinaison : $4/3G + 3/2P$			Combinaison : $G + P + 1,25E$		
	N (daN)	T (daN)	M (daN.m)	N (daN)	T (daN)	M (daN.m)
4	0	5696	3418	19578	4202	2521
3	0	7959	4776	24196	5794	3476
2	0	—	—	26598	—	—
1	0	—	—	26598	—	—

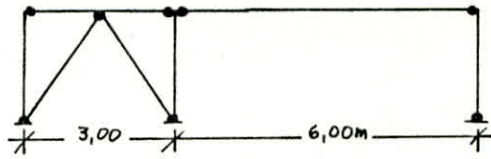
Portique : A
(Bloc "c")



Niv.	q_G (daN/m)	q_p (daN/m)	q_{Vn} (daN)	q_E (daN)	Vent : V_n			Seisme : E			Ch. per. G	Surch. P
					N_D (daN)	N_T (daN)	N_M (daN)	N_D (daN)	N_T (daN)	N_M (daN)	N_D (daN)	N_D (daN)
1	1941	300	649	6686	482	649	0	4970	6686	0	4918	760

Niv.	Combinaison : $4/3G + 3/2P$			Combinaison : $G + P + 1,25E$		
	N (daN)	T (daN)	M (daN.m)	N (daN)	T (daN)	M (daN.m)
1	0	5696	3418	8358	4202	2521

Portique : 2
(Bloc "c")



Niv.	q_G (daN/m)	q_P (daN/m)	q_{Vn} (daN)	q_E (daN)	Vent : V_n			Seisme : E			ch. per.	surch.
					N_D (daN)	N_T (daN)	N_M (daN)	N_D (daN)	N_T (daN)	N_M (daN)	N_D (daN)	N_D (daN)
1	611	75	984	6307	1189	984	0	7621	6307	0	629	77

Niv.	Combinaison : $4/3 G + 3/2 P$			Combinaison : $G + P + 1,25 E$		
	N (daN)	T (daN)	M (daN.m)	N (daN)	T (daN)	M (daN.m)
1	0	869	261	7884	643	193

B. EFFORTS DANS LES MONTANTS (poteaux)

Les poteaux des différentes stabilités sont sollicités uniquement par N et T , l'effort du moment M est nul.

L'effort normal N est calculé à la base des poteaux (effort le plus défavorable), ces poteaux sont affectés par les charges verticales et horizontales.

L'effort tranchant T est également calculé à la base des poteaux (effort le plus défavorable) et est égal à :

$$T = \frac{\sum H_i}{2} \quad H_i : \text{charge horizontale (vent ou seisme)}$$

- Nous prenons le poteau le plus sollicité : pot. de rive.

Portique : 1
(Bloc "A")

$N(G) = 57283 \text{ daN}$
 $N(P) = 15300 \text{ daN}$

(-) traction
(+) compression

combinaison : $4/3 G + 3/2 P$		$4/3 G + 3/2 V_n$		$4/3 G + 17/12 (P + V_n)$		$G + P + 1,25 E$		$G + P - 1,25 E$		$0,8 G + E$		$0,8 G - E$	
N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)
99327	0	88109	7782	109132	7350	150114	28328	10558	-28328	95446	22662	-3794	-22662

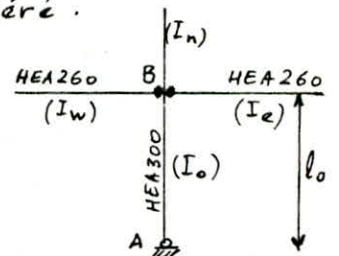
Calcul de longueur de flambement : (C166)(Art. 5,133).

$$\frac{l_f}{l_0} = \frac{3 - 1,6(K_A + K_B) + 0,84 K_A K_B}{3 - (K_A + K_B) + 0,28 K_A K_B}$$

K_A et K_B sont des coefficients d'encastrement aux extrémités du tronçon AB du poteau considéré.

$K_A = 0$ (l'extrémité A est articulée)

$$\Rightarrow \frac{l_f}{l_0} = \frac{3 - 1,6 K_B}{3 - K_B}$$



Calcul du coefficient d'encastrement au nœud B : (Art. 5,132)

$$K_B = \frac{I_{nw}/l_w + I_{ne}/l_e}{I_n/l_n + I_0/l_0 + I_{nw}/l_w + I_{ne}/l_e}$$

Pour les poutres on ne tient compte que de celles qui possèdent la rigidité la plus faible (I/l).

Application numérique :

$$I_x = I_o \Rightarrow K_B = \frac{10460/600}{2 \cdot 18260/330 + 10460/600} = 0,136 \Rightarrow \frac{l_f}{l_o} = 0,97 \Rightarrow \underline{l_f = 3,20m}$$

$$i_x > i_y \Rightarrow \lambda_{max} = \lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{320}{7,49} = 43 \Rightarrow K = 1,08.$$

Vérification au flambement :

$$K\sigma \leq \sigma_e \Rightarrow 1,08 \frac{150114}{112,5} = 1441 < 2400 \text{ daN/cm}^2 \text{ Vérifié.}$$

où $N_{max} = 150114 \text{ daN (G+P+1,25E)}$.

Vérification au cisaillement :

$$1,54 \frac{T}{A_a} \leq \sigma_e \Rightarrow 1,54 \cdot \frac{28328}{(29 - 2 \cdot 1,4)0,85} = 1959 < 2400 \text{ daN/cm}^2 \text{ Vérifié.}$$

où $T_{max} = 28328 \text{ daN (G+P+1,25E)}$.

Portique : G
(Bloc "B")

Poteau derive

$N(G) = 57283 \text{ daN.}$
 $N(P) = 15300 \text{ daN.}$

(+) Compression
(-) traction.

$4/3G + 3/2P$		$4/3G + 3/2V_n$		$4/3G + 17/12(P+V_n)$		$G+P+1,25E$		$G+P-1,25E$		$0,8G+E$		$0,8G-E$	
N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)
99327	0	84230	4239	105469	4004	136861	23285	8305	-23285	97248	18628	-5596	-18628

$$l_f = 320 \text{ cm ; } K = 1,08.$$

flambement :

$$K\sigma \leq \sigma_e \Rightarrow 1,08 \cdot \frac{136861}{112,5} = 1314 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

où $N_{max} = 136861 \text{ daN (G+P+1,25E)}$.

Cisaillement

$$1,54 \frac{T}{A_a} \leq \sigma_e \Rightarrow 1,54 \cdot \frac{23285}{(29 - 2 \cdot 1,4)0,85} = 1610 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

où $T_{max} = 23285 \text{ daN (G+P+1,25E)}$.

Portique : H
(Bloc "B")

Poteau de rive :

$N(G) = 57283 \text{ daN}$
 $N(P) = 15300 \text{ daN.}$

(+) Compression
(-) traction.

$4/3G + 3/2P$		$4/3G + 3/2V_n$		$4/3G + 17/12(P+V_n)$		$G+P+1,25E$		$G+P-1,25E$		$0,8G+E$		$0,8G-E$	
N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)
99327	0	84753	5556	105963	5247	126017	24496	19149	-24496	88573	19357	3079	-19357

flambement :

$$K\sigma \leq \sigma_e \Rightarrow 1,08 \frac{126017}{112,5} = 1210 < 2400 \text{ daN/cm}^2 \text{ (G+P+1,25E)}$$

Cisaillement :

$$1,54 \frac{T}{A_a} \leq \sigma_e \Rightarrow 1,54 \cdot \frac{24496}{(29 - 2 \cdot 1,4)0,85} = 1673 < 2400 \text{ daN/cm}^2 \text{ (G+P+1,25E)}$$

Portique : A
(Bloc "c")

Poteau de rive :

$$\begin{aligned} N(G) &= 11439 \text{ daN} \\ N(P) &= 1800 \text{ daN} \end{aligned}$$

(+) compression
(-) traction

$4/3 G + 3/2 P$		$4/3 G + 3/2 V_n$		$4/3 G + 17/12 (P+V_n)$		$G+P+1,25E$		$G+P-1,25E$		$0,8G+E$		$0,8G-E$	
N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)
17952	0	15252	287	17802	460	13239	4179	13239	-4179	9151	3343	-9151	-3343

Les vérifications aux flambement et cisaillement sont satisfaites.

Portique : 2
(Bloc "c")

Poteau de rive :

$$\begin{aligned} N(G) &= 11439 \text{ daN} \\ N(P) &= 1800 \text{ daN} \end{aligned}$$

(+) compression
(-) traction

$4/3 G + 3/2 P$		$4/3 G + 3/2 V_n$		$4/3 G + 17/12 (P+V_n)$		$G+P+1,25E$		$G+P-1,25E$		$0,8G+E$		$0,8G-E$	
N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)	N (daN)	T (daN)
17952	0	15252	738	17802	697	13239	3942	13239	-3942	9151	3154	-9151	-3154

Le flambement et cisaillement sont vérifiés.

C- DIMENSIONNEMENT DES DIAGONALES

Toute forme de triangulation est admissible, pourvu que les barres travaillant en compression résistent au flambement. On peut ainsi libérer les zones de passage ou d'éclaircissement.

Portique : 1
(Bloc "A")

(-) traction
(+) compression

	G	P	V_n	E	$4/3 G + 3/2 P$	$4/3 G + 3/2 V_n$	$4/3 G + 17/12 (P+V_n)$	$G+P+1,25E$	$G+P-1,25E$
Niv.	N_D (daN)	N_D (daN)	N_D (daN)	N_D (daN)	N_D (daN)	N_D (daN)	N_D (daN)	N_D (daN)	N_D (daN)
4	1548	190	1429	13289	2349	4208	4358	18349	-14873
3	2863	476	3523	23478	4531	9102	9483	32687	-26009
2	— " —	— " —	5618	30293	— " —	12244	12451	37866	-34527
1	— " —	— " —	7713	33689	— " —	15387	15418	45450	-38772

Nous prenons $l_f = 0,9 l_0 = 0,9 \sqrt{3,3^2 + 3^2} = 4,014 \text{ m}$.

$N_D^{\max} = 45450 \text{ daN} \quad (G+P+1,25E)$.

NOTA :

Pour toutes les diagonales des palées, on choisit des tubes qui travaillent mieux à la compression.

Preons un tube de norme NFA 49-541.

$$\begin{cases} e = 6,3 \text{ mm} & (\text{épaisseur du tube}) \\ D = 168,3 \text{ mm} & (\text{diamètre extérieur du tube}) \\ A = 32,06 \text{ cm}^2 \\ i = 5,732 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{401,4}{5,732} = 70 \longrightarrow K = 1,302$$

$$K\sigma \leq \sigma_e \implies 1,302 \frac{45450}{32,06} = 1846 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

- On adoptera alors le même tube pour chaque niveau d'étage.

Portique : G
(Bloc "B")

Nous donnerons ci-dessous l'effort normal (interne) N_D (en daN.) dans les diagonales des palées.

(-) traction
(+) compression.

Niv	G	P	V_n	E	$\frac{1}{3}G + \frac{3}{2}P$	$\frac{1}{3}G + \frac{3}{2}V_n$	$\frac{1}{3}G + \frac{17}{12}V_n$ (P+Vn)	G+P+1,25E	G+P-1,25E
4	1133	139	890	12813	1719	2846	2968	17288	-14744
3	2096	349	2195	22242	3318	6087	6399	30248	-25358
2	— " —	— " —	3500	28528	— " —	8045	8247	38105	-33215
1	— " —	— " —	4805	31671	— " —	10002	10096	42034	-37144

Dimensionnement des diagonales :

$$l_f = 0,9 l_0 = 0,9 \sqrt{2,4^2 + 3,3^2} = 3,672 \text{ m.}$$

$$N_D^{\text{max}} = 42034 \text{ daN. (G+P+1,25E)}$$

tube de norme NFA 49-501 :

$$\begin{cases} D = 168,3 \text{ mm} \\ e = 4,5 \text{ mm} \\ A = 23,16 \text{ cm}^2 \\ i = 5,793 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 63,39 \longrightarrow K = 1,2249$$

$$K\sigma \leq \sigma_e \implies 1,2249 \frac{42034}{23,16} = 2223 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

Portique : H
(Bloc "B")

(+) compression
(-) traction.

Niv.	G	P	V_n	E	$\frac{1}{3}G + \frac{3}{2}P$	$\frac{1}{3}G + \frac{3}{2}V_n$	$\frac{1}{3}G + \frac{17}{12}V_n$ (P+Vn)	G+P+1,25E	G+P-1,25E
4	4918	760	1020	11642	7697	8087	9079	20231	-8875
3	5930	1900	2515	20209	10757	11679	14161	33091	-17431
2	— " —	— " —	4011	25920	— " —	13923	16281	40230	-24570

Suite du Portique : H.

Niv.	G	P	V _n	E	$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P$	$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}V_n$	$\frac{4}{3}G + \frac{4V_n}{12} (P+V_n)$	G+P+1,25E	G+P-1,25E
1	5930	1900	5506	28776	10757	16166	18399	43800	-28140

les diagonales seront dimensionnées selon les diagonales du portique: 1.

Portique: A
(Bloc "C")

(+) Compression
(-) traction.

Niv.	G	P	V _n	E	$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P$	$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}V_n$	$\frac{4}{3}G + \frac{4V_n}{12} (P+V_n)$	G+P+1,25E	G+P-1,25E
1	4918	760	482	4970	7697	7280	8317	11891	-535

$$l_f = 0,9l_0 = 401,4 \text{ cm.}$$

$$N_D^{\text{max}} = 11891 \text{ daN (G+P+1,25E)}$$

tube : Norme NF A 49-501

$$\begin{cases} D = 114,3 \text{ mm.} \\ e = 3,6 \text{ mm.} \\ A = 12,52 \text{ cm}^2 \\ i = 3,916 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{401,4}{3,916} = 102,50 \longrightarrow k = 1,961$$

$$kD \leq \sigma_e \implies 1,961 \frac{11891}{12,52} = 1862 < 2400 \text{ daN/cm}^2 \text{ Vérifié}$$

Portique: 2
(Bloc "C")

(+) Compression
(-) traction

Niv.	G	P	V _n	E	$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P$	$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}V_n$	$\frac{4}{3}G + \frac{4V_n}{12} (P+V_n)$	G+P+1,25E	G+P-1,25E
1	629	77	1189	7621	954	2622	2632	10232	-8820

les diagonales seront dimensionnées selon les diagonales du portique: A.

D- REDIMENSIONNEMENT DES TRAVERSES :

On redimensionne les poutres (P₁) des palées de stabilité (Blocs A et B)

Niveau terrasse:

On ne change pas le profilé HEA 200, pour ne pas avoir un débord des diagonales des palées.

Niveau étage courant:

On choisit un HEA 200 tout en effectuant les vérifications ci-dessous

Vérification à la flèche :

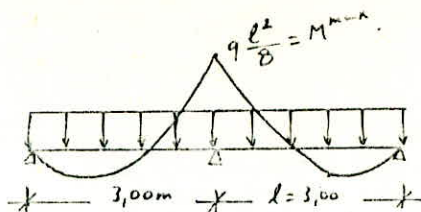
$$f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EI} \leq \frac{l}{500}$$

$$q = q_c + q_p = 1318 \text{ daN/ml.}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{1318 \cdot 300^4}{2,1 \cdot 10^4 \cdot 3692} = 0,18 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{300}{500} = 0,6 \text{ cm}$$

$$\rightarrow f < \bar{f}.$$



<u>HEA 200</u> :	$I_x = 3692 \text{ cm}^4$
	$A = 53,8 \text{ cm}^2$
	$W_x = 389 \text{ cm}^3$

Vérification à la résistance :

Portique : 1

$$\frac{9}{8} (\sigma + \sigma_f) \leq \sigma_e \Rightarrow \frac{9}{8} \left(\frac{31203}{53,8} + \frac{148300}{389} \right) = 1081 < 2400 \text{ daN/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

Portique : 6

$$\frac{9}{8} (\sigma + \sigma_f) \leq \sigma_e \Rightarrow \frac{9}{8} \left(\frac{25596}{53,8} + \frac{949 \cdot 10^2}{389} \right) = 810 < 2400 \text{ daN/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

Remarque :

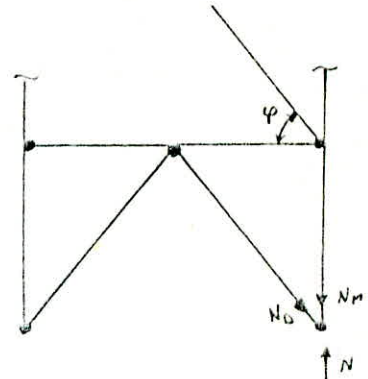
Nous tenons à remarquer qu'il n'est pas tenu compte de l'effet dû à la température dans toutes les combinaisons effectuées.

E- Tableau résumant les efforts et les combinaisons les plus défavorables servant dans les calculs et les vérifications à la base des poteaux ainsi qu'au dimensionnement des fondations.

Nous avons :

$$N = N_M + N_D \sin \varphi$$

- Pour les travées de 6m $\rightarrow \sin \varphi = 0,7399$
- " " " " 4,80m $\rightarrow \sin \varphi = 0,808$
- " " " " 3m $\rightarrow \sin \varphi = 0,940$



BLOCS "A" et "B"

(+) Compression
(-) traction.

		G	P	E	$N_{G+1,2P}$	N_{G+P+E}	$N_{G+P+1,2SE}$	$N_{0,86-E}$	$N_{1/3G+1/2P}$
Poteau d'angle	N_M	37870	7650	49620	53125	125860	144497	-40740	69928
	N_D	5930	1900	33689					
	N	42258	9056	74546					
Poteau de rive	N_M	57283	15300	51422	81718	154725	173813	-27011	107287
	N_D	5930	1900	33689					
	N	67571	16706	76348					
Poteau central	N_M	69144	27540	0	102192	96684	96684	55315	133502
	N_D	0	0	0					
	N	69144	27540	0					

BLOC R.D.C. "C"

(+) compression
(-) traction.

		G	P	E	$N_{G+1,2P}$	N_{G+P+E}	$N_{G+P+1,2SE}$	$N_{0,86-E}$	$N_{1/3G+1/2P}$
Poteau d'angle	N_M	6263	900	0	7999	14740	16474	-1467	10568
	N_D	621	77	7621					
	N	6835	970	6935					
Poteau de rive	N_M	11439	1800	0	17912	24375	26109	5127	23647
	N_D	4918	760	7621					
	N	15078	2362	6935					
Poteau central	N_M	15779	2700	0	19019	18479	18479	12623	25089
	N_D	0	0	0					
	N	15779	2700	0					

Rem: unité de (N) est le (daN).

10./

ASSEMBLAGESObjet:

Les assemblages jouent un rôle primordial dans la résistance et stabilité de la structure en acier, ils ont pour fonction la transmission des efforts totalement ou partiellement (l'articulation ne transmet pas le moment fléchissant), et ceci afin de réaliser la continuité mécanique entre les éléments résistants pour assurer la rigidité voulue de la construction.

On peut classer les différents procédés des assemblages en deux grandes classes:

- assemblages mécaniques : boulons, rivets, ...
- assemblages cohésifs : soudures, ...

Remarques

- Pour les assemblages dits mécaniques nous utiliserons des boulons ordinaires parce qu'on a des articulations.
- Pour les boulons ordinaires, il n'y a pas lieu de les vérifier à la compression, donc on ne tiendra compte que des efforts de traction et de cisaillement (il n'y a pas de moment).

A- ASSEMBLAGES : Poutres - Poteaux

Les poutres sont considérées articulées aux poteaux.

1- Assemblage des poutres (P_1) aux poteaux :1-1/ Poutres :

$$\left. \begin{array}{l} CE1 - EF1 - CES - EFS \dots \\ CE6 - EFG - FHG \dots \dots \dots \\ CE8 - EFG - FHG \dots \dots \dots \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{(Niveau terrasse)} \\ \rightarrow \text{en HEA200} \end{array}$$

les efforts aux extrémités des poutres les plus défavorables sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 22348 \text{ daN} \\ T = 1738 \text{ daN} \end{array} \right.$$

Rem: • N étant un effort de compression dans la poutre, par conséquent il est de traction dans les boulons.

• les boulons sont sollicités en cisaillement + arrachement (traction)

on vérifie alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,25 \frac{N^*}{A_r} \leq \sigma_e \\ \frac{\sqrt{N^{*2} + 2,36 T^{*2}}}{A_r} \leq \sigma_e \end{array} \right. \Rightarrow A_r \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,25 \frac{N^*}{\sigma_e} \\ \frac{\sqrt{N^{*2} + 2,36 T^{*2}}}{\sigma_e} \end{array} \right.$$

N^* et T^* sont des efforts par nbre de boulons et par nbre de plans de cisaillement.

Nous avons un plan de cisaillement.

Pour 6 boulons

$$\left. \begin{array}{l} N^* = N/6 \\ T^* = T/6 \end{array} \right\} \Rightarrow A_r \geq 194 \text{ mm}^2.$$

On choisit des boulons $\phi 20$ ($A_r = 245 \text{ mm}^2$)

- Epaisseur de la platine:

condition d'epaisseur

$$e \leq d - 2 = 20 \text{ mm} \quad \text{où } d = \phi + 2 \text{ mm.}$$

$$\rightarrow \underline{e = 8 \text{ mm}}$$

- Pression diametrale:

$$\frac{d}{e_{\min}} = \frac{22}{8} = 2,75 < 6$$

\rightarrow la vérif. de la P.D. n'est pas nécessaire

- Distance (S) entre-axes des boulons:

$$3d < S < 10d \rightarrow 66 < S < 220 \text{ mm.}$$

$$\rightarrow \underline{S = 120 \text{ mm}}$$

- Pince longitudinale: δ_l

$$\delta_l \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,5d \\ \frac{0,8T^*}{e_{\min} \sigma_e} \end{array} \right. \leq \delta_l \leq 2,5d \Rightarrow \delta_l \geq 33 \text{ mm.} \rightarrow \underline{\delta_l = 40 \text{ mm.}}$$

- Pince transversale: δ_t

$$1,5d \leq \delta_t \leq 2,5d \rightarrow 33 \leq \delta_t \leq 55 \text{ mm} \rightarrow \underline{\delta_t = 40 \text{ mm.}}$$

• On procède de la même manière pour les autres assemblages : poutres-poteaux ; Nous dressons ci-dessous les différents résultats.

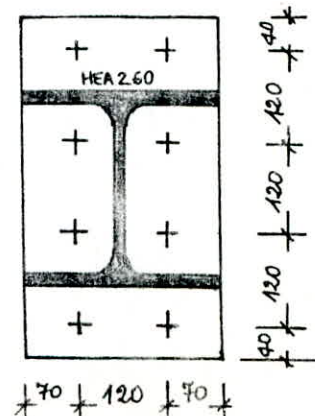
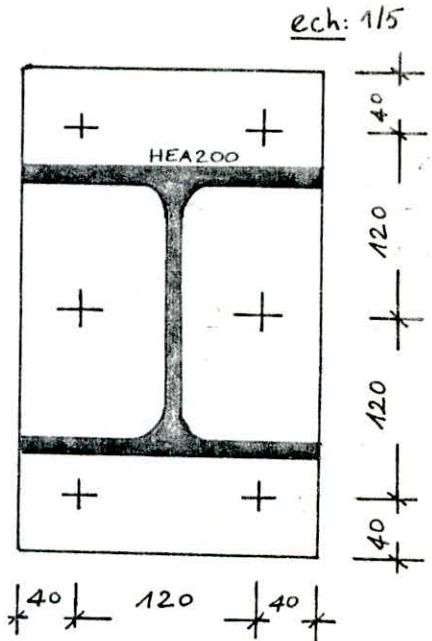
1-2/ Poutres:

(Niveau étage courant)

ech: 1/10

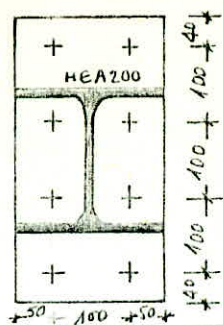
EF1 - CE6 - CEB ...	en <u>HEA 260</u>
FHG - FHB - CES ...	
CE1 - EFS - ...	en <u>HEA 200</u>
EFG - EFB - ...	

$$\left. \begin{array}{l} N = 31184 \text{ daN} \\ T = 3354 \text{ daN} \end{array} \right\}$$



- 8 boulons $\phi 20$.
- 1 plan de cisaillement.
- Attache par platine d'épaisseur $e = 8 \text{ mm}$.

ech: 1/10



1-3/ Poutres:

GI2 - IJ2 (Niveau R.D.C. (Bloc "c"))
 GI5 - IJ5 → en HEA200.

$$\begin{cases} N = 7884 \text{ daN} \\ T = 869 \text{ daN} \end{cases}$$

Attaches par cornières JL 80/80/8.

Attache: cornière - poteau : - 6 boulons $\phi 12$

Attache: cornière - poutre :

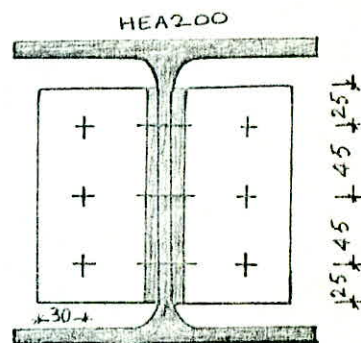
N et T sont la tige du boulon.

$$\rightarrow T' = \sqrt{T^2 + N^2} = 7932 \text{ daN}.$$

On vérifie : $1,54 \frac{T'}{A_r} \leq \sigma_e$ où $T' = \frac{T}{6}$

- 2 plans de cisaillement.
- 3 boulons $\phi 14$.

ech: 1/5



2-1/ Assemblage des poutres (P2) aux poteaux:

2-1/ Poutres:

CE3 - CE4 - EF3 - EF4. (Niveau terrasse ou étage courant)
 CE7 - EF7 - FH7. → en HEA220

$$\begin{cases} N = 0 \\ T = 1615 \cdot \frac{6,00}{2} = 4845 \text{ daN} \end{cases}$$

Attaches par cornières : JL 80/80/8.

ech: 1/5

Attache: cornière - poteau : 4 boulons $\phi 12$.

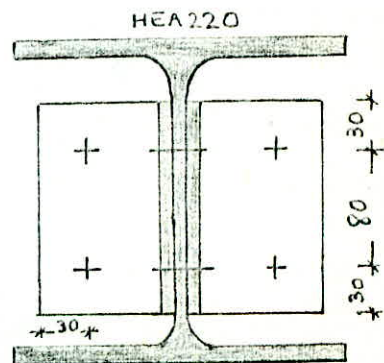
Attache: cornière - poutre :

$$T' = \sqrt{T^2 + N^2} = T = 4845 \text{ daN}.$$

$$1,54 \frac{T'}{A_r} \leq \sigma_e$$

- 2 plans de cisaillement
- 2 boulons $\phi 12$

$$\text{où } T' = \frac{T}{4}.$$



2.2/ Poutres:

ech: 1/5

G12 - IJ2
G14 - IJ2 | (Niveau R.D.C. Bloc "C")
→ en HEA220

$$\begin{cases} N = 0 \\ T = 1412 \frac{6.00}{2} = 4236 \text{ daN.} \end{cases}$$

Attaches par cornières JL 80/80/8.

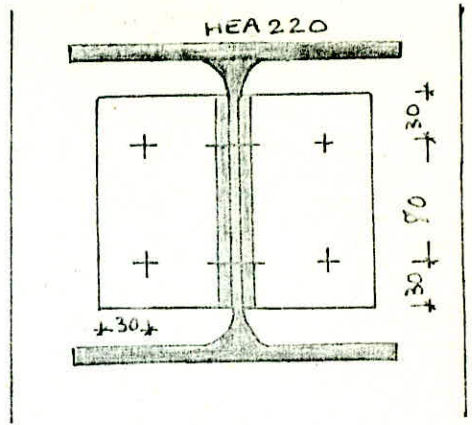
Attache: Cornière - poteau: 4 boulons $\phi 12$.

Attache: Cornière - poutre:

On vérifie: $1,54 \frac{T^*}{A_r} \leq \sigma_2$

- 2 plans de cisaillement
- 2 boulons $\phi 12$.

$$T^* = \frac{T}{4}$$



3./ Assemblage des poutres (P3) aux poteaux:

3-1/ Poutres:

C1.3 - C3.4 - C4.5
F1.3 - F3.4 - F4.5
C6.7 - C7.8 - H6.7 - H7.8 | (Niveau terrasse)
→ en HEA260

ech: 1/5

$$\begin{cases} N = 19578 \text{ daN} \\ T = 5696 \text{ daN.} \end{cases}$$

Attaches par cornières JL 80/80/8.

Attache Cornière - poteau: 6 $\phi 18$.

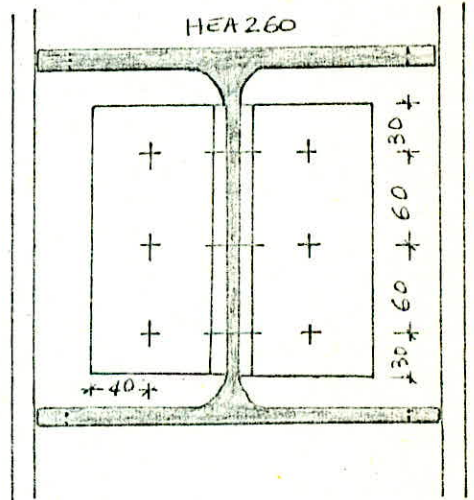
Attache Cornière - poutre:

$$T' = \sqrt{N^2 + T^2} = 20389 \text{ daN.}$$

On vérifie: $1,54 \frac{T^*}{A_r} \leq \sigma_2$

- 2 plans de cisaillement
- 3 $\phi 20$

où $T^* = \frac{T'}{6}$



3-2/ Poutres:

C1.3 - C3.4 - C4.5 -
F1.3 - F3.4 - F4.5 -
C6.7 - C7.8 - H6.7 - H7.8 - | (Niveau étage courant)
→ en HEB300

$$\begin{cases} N = 26598 \text{ daN.} \\ T = 7959 \text{ daN.} \end{cases}$$

Attaches par cornières JL 80/80/8

ech: 1/10

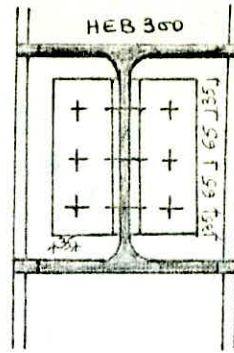
Attache cornière - poteau : 6 boulons $\phi 20$ Attache cornière - poutre :

$$T' = \sqrt{N^2 + T^2} = 27763 \text{ daN.}$$

$$\text{On vérifie } 1,54 \frac{T'}{A_r} \leq \sigma_a$$

- 2 plans de cisaillement
- 3 boulons $\phi 22$

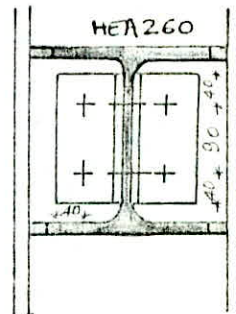
$$T' = \frac{T'}{6}$$

3.3/ Poutres :

G2.3 - G3.4 - G4.5 (Niveau R.D.C. Bloc "c")
 J2.3 - J3.4 - J4.5 → en HEA260

ech: 1/10

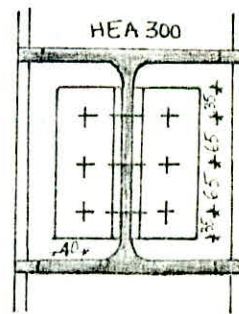
$$\begin{cases} N = 8358 \text{ daN} \\ T = 5696 \text{ daN.} \end{cases}$$

Attaches par cornières $\Gamma 80/80/8$.Attache cornière - poteau : 4 $\phi 20$ Attache cornière - poutre : 2 $\phi 20$ 4- / Assemblage des poutres (P4) aux poteaux :4-1/ Poutres :

E1.3 - E3.4 - E4.5 - (Niveau terrasse et étage courant)
 E6.7 - E7.8 - F6.7 - F7.8. → en HEA300

ech: 1/10

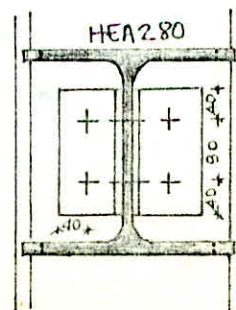
$$\begin{cases} N = 0 \\ T = 5809 \cdot \frac{6,00}{2} = 17427 \text{ daN.} \end{cases}$$

Attaches par cornières $\Gamma 80/80/8$.Cornière - poteau : 6 boulons $\phi 18$ Cornière - poutre : 3 boulons $\phi 18$.4-2/ Poutres :

I2.3 - I3.4 - I4.5 (Niveau R.D.C. Bloc "c")
 → en HEA280

ech: 1/10

$$\begin{cases} N = 0 \\ T = 4218 \cdot \frac{6,00}{2} = 12654 \text{ daN.} \end{cases}$$

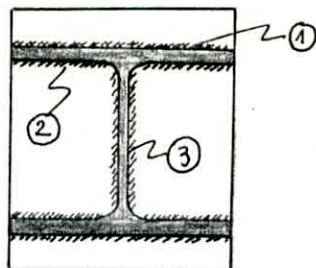
Attaches $\Gamma 80/80/8$.Cornière - poteau : 4 $\phi 20$ Cornière - poutre : 2 $\phi 20$.

5/ Vérification des soudures des platines :

Hypothèses de calcul :

Pour simplifier les calculs, on peut admettre, suivant une hypothèse classique, que :

- la force N se répartit uniformément entre tous les cordons.
- les cordons d'attache de l'âme équilibrent la force T .



- Pour les cordons assemblant les semelles à la platine, on vérifie :

$$1,18 \frac{N}{\sum l a \alpha} \leq \sigma_e$$

- Pour les cordons assemblant l'âme et la platine, on vérifie :

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{N}{\sum l a \alpha} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{T}{2 l_3 a_3 \alpha_3} \right)^2} \leq \sigma_e$$

Assemblage par platine des poutres (P_1) :

* Nous avons au § 1-1 $\left\{ \begin{array}{l} N = 22348 \text{ daN} \\ T = 1738 \text{ daN} \end{array} \right.$ poutres en : HEA200.

cordons de soudures d'épaisseur $a = 4 \text{ mm} \rightarrow a \alpha = 4 \text{ mm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} l_1 = 200 - 2 \cdot 4 = 192 \text{ mm} \\ l_2 = \frac{200 - 6,5}{2} - 2 \cdot 4 = 88,75 \text{ mm} \\ l_3 = 190 - 2 \cdot 10 - 2 \cdot 4 = 162 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$1,18 \frac{22348}{4(192 \cdot 2 + 88,75 \cdot 4 + 162 \cdot 2)} = 6,20 < 24 \text{ daN/mm}^2 \text{ Vérifié}$$

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{22348}{4(2 \cdot 192 + 4 \cdot 88,75 + 2 \cdot 162)} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{1738}{4 \cdot 2 \cdot 162} \right)^2} = 6,47 < 24 \text{ daN/mm}^2 \text{ Vérifié}$$

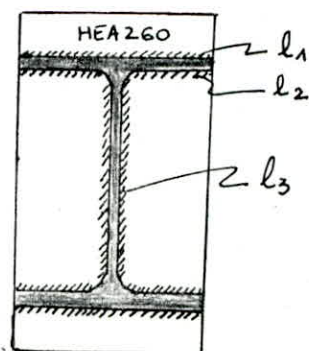
* Nous avons au § 1-2

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 31184 \text{ daN} \\ T = 3354 \text{ daN} \end{array} \right.$$

les poutres sont en :
HEA260 et HEA200.

cordons de soudures :

$$a = 4 \text{ mm} \rightarrow a \alpha = 4 \text{ mm}$$



$$\text{On obtient : } 6,52 < 24 \text{ daN/mm}^2$$

$$7,03 < 24 \text{ — " —}$$

Vérifié.

ech: 1/10

B- ASSEMBLAGES : Poutres - Solives :

Les solives sont articulées aux poutres.

NOTA : Nous donnerons ci-dessous quelques assemblages les plus en vue.

1- Assemblage des solives (S_1) aux poutres (P_3) et (P_4) :

Au niveau d'étage courant : S_1 en IPE270 ; P_3 en HEB300 ; P_4 en HEA300.

Charge totale pondérée sur solive : $q^* = 1595 \text{ daN} \rightarrow T = q^* \frac{\ell}{2} = 1595 \frac{6,00}{2} = 4785 \text{ daN}$

Nous avons : $1,54 \frac{T^*}{A_r} \leq \sigma_e \rightarrow A_r \geq 1,54 \frac{T^*}{\sigma_e}$ Avec :

Vérifions ensuite la section située au bord
des 2 ailes grugées :

On a $M = T \cdot f$ où M : m^t flech. de la poutre portée.

on vérifiera : $T \leq \frac{I}{V} \cdot \frac{\sigma_e}{f}$.

2 boulons $\phi 12$
2 plans cisaillement
Attache par
75 80/80/8.
 $T^* = T/4$.

A.N :

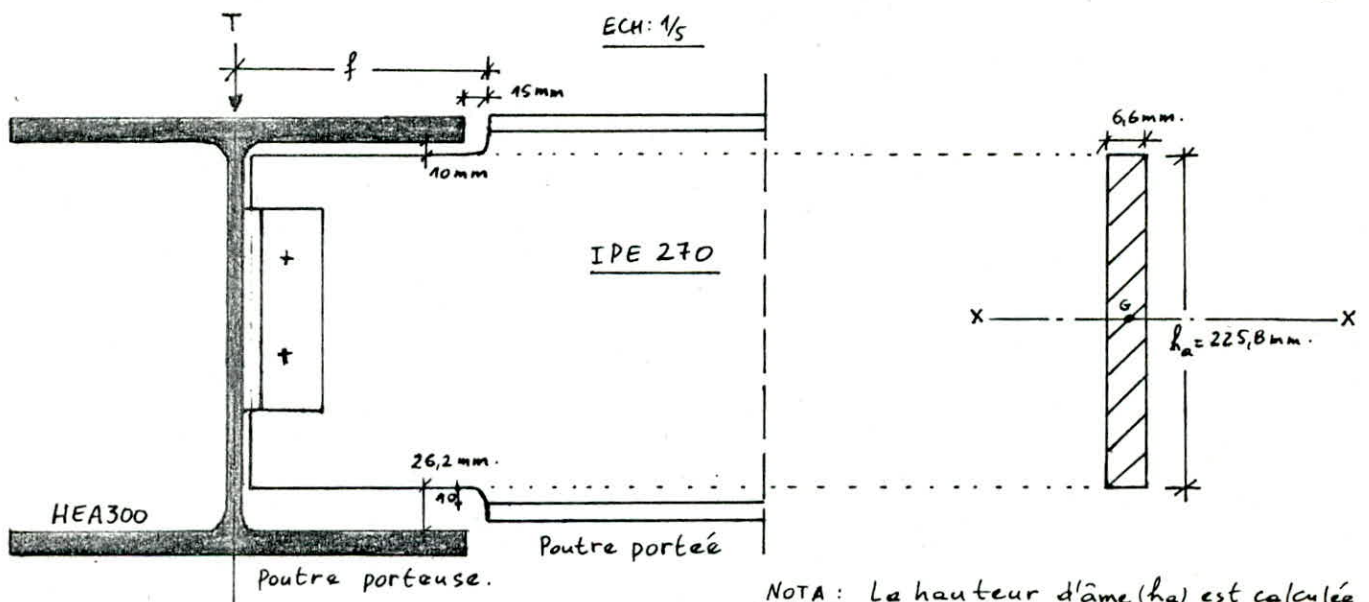
$$I_x = \frac{6,6 \cdot 225,8^3}{12} = 6331906,4 \text{ mm}^4.$$

$$V = 225,8/2 = 112,9 \text{ mm}.$$

$$f = 300/2 + 15 = 165 \text{ mm}.$$

$$\rightarrow \frac{I_x}{V} \cdot \frac{\sigma_e}{f} = 8158 \text{ daN} > 4785 \text{ daN} \text{ où } \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2.$$

Vérifiée -



NOTA : La hauteur d'âme (h_a) est calculée en tenant compte du grugeage.

2- Assemblage des solives (S_3) aux poutres (P_3) et (P_4) :

Au niveau du Bloc "C" :

S_3	en IPE140
P_3	en HEA260
P_4	en HEA280.

charge totale pondérée : $q^* = 1361 \text{ daN} \rightarrow T = q^* \frac{\ell}{2} = 1361 \cdot \frac{3,00}{2} = 2042 \text{ daN}$.

$$1,54 \frac{T^*}{A_r} \leq \sigma_e \longrightarrow A_r \geq 1,54 \frac{T^*}{\sigma_e}$$

Avec

- 2 boulons $\phi 12$.
- 2 plans de cisaillement.
- Attache par cornières
TS 80/80/8.

$$T^* = T/4$$

Vérifions la section grugée :

On vérifie toujours : $T \leq \frac{I}{V} \cdot \frac{\sigma_e}{f}$.

A.N.

$$y_G = \frac{\sum y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{6,9 \cdot 73 \cdot 6,9/2 + 4,7 \cdot 110,1 \cdot (6,9 + 110,1/2)}{6,9 \cdot 73 + 4,7 \cdot 110,1} = 33,09 \text{ mm.}$$

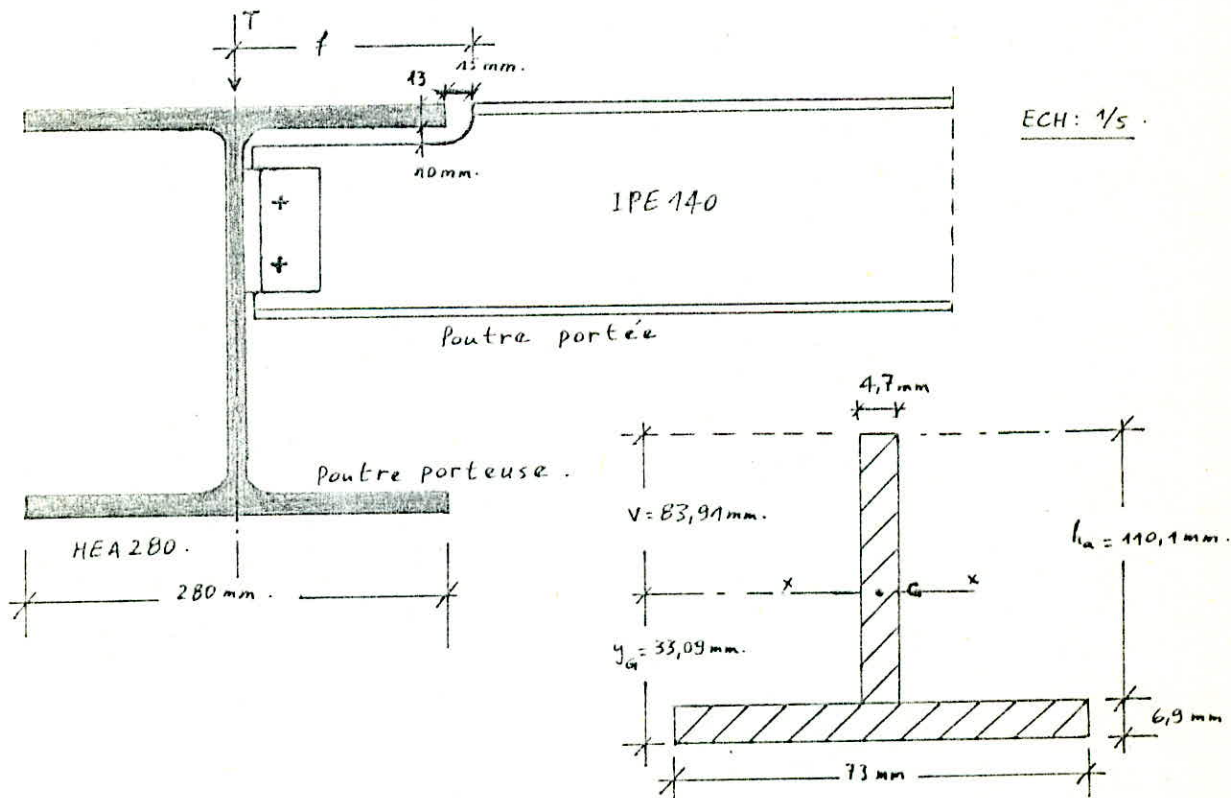
$$V = 117 - 33,09 = 83,91 \text{ mm.}$$

$$I_x = \frac{73 \cdot 6,9^3}{12} + 73 \cdot 6,9 \left(33,09 - 6,9/2 \right)^2 + \frac{4,7 \cdot 110,1^3}{12} + 4,7 \cdot 110,1 \left(6,95 - 33,09 \right)^2 = 1398245,7 \text{ mm}^4$$

$$f = 15 + 280/2 = 155 \text{ mm.}$$

$$\longrightarrow \frac{I}{V} \cdot \frac{\sigma_e}{f} = 2580 \text{ daN} > 2042 \text{ daN.} \quad \text{Vérifiée -}$$

où $\sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$.



NOTA: La hauteur d'âme (h_a) est calculée en tenant compte du grugeage.

C- ASSEMBLAGES : Poteaux - Poteaux .

En raison des difficultés de transport, la longueur des profilés livrés sera limitée à 12 m, d'où la nécessité des couvres joints assurant la continuité des poteaux de grande hauteur.

Le couvre joint doit être soigneusement réalisé pour assurer la transmission des efforts correctement.

Position des couvres-joints : de préférence directement au dessus d'un étage pour éviter tout chevauchement avec l'assemblage poteaux - poutres.

Donc les couvres joints seront réalisés au niveau : +10,20 m.

• Poteau central :

$$\begin{cases} N = 31707 \text{ daN} \\ T = 0 \end{cases}$$

Dimensionnement des éclisses :

Eclisses de semelles :

épaisseur : $e = 20 \text{ mm} > e_{\text{semelle}} = 14 \text{ mm}$.

largeur : celle du poteau = 300 mm.

Eclisses d'âme :

épaisseur : $e = 20 \text{ mm}$.

Calcul des couvres joints :

Couvre joint de semelle

$$N_s = \frac{A_s}{A} N = \frac{1,4 \cdot 30,0}{112,5} 31707 = 11837 \text{ daN}.$$

$$1,54 \frac{N_s^*}{A_r} \leq \sigma_c \Rightarrow A_r \geq 1,54 \frac{N_s^*}{\sigma_c} = 47,5 \text{ mm}^2 \text{ où } N_s^* = N_s / 16$$

car on choisit 8 boulons $\phi 10$.

(2 plans de cisaillement)

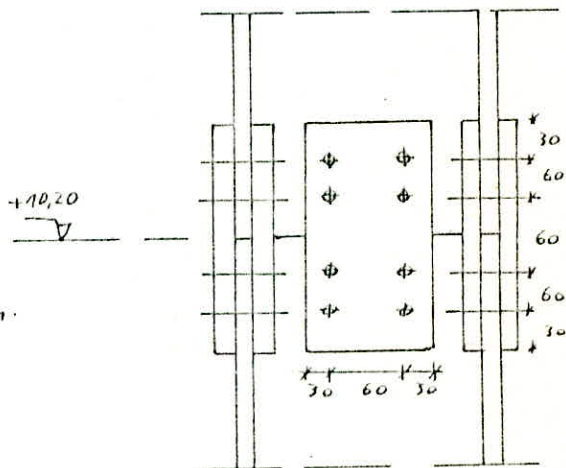
Couvre joint d'âme

$$N_a = N - 2N_s = 8033 \text{ daN}.$$

$$A_r \geq 1,54 \frac{N_a^*}{\sigma_c} = 32 \text{ mm}^2 \text{ où } N_a^* = N_a / 16$$

8 boulons $\phi 10$

(2 plans de cisaillement).



D. ASSEMBLAGE DES DIAGONALES DES PALÉES :

Portique : 1
(Bloc "A")

Effort max. de compression : $N_c = 45450 \text{ daN}$. (G+P+1,25E).
Norme du tube utilisé : NFA49-541 : $D = 168,3 \text{ mm}$; $e = 6,3 \text{ mm}$.

• Diagonale - poutre :

$$1,54 \frac{N_c^*}{A_r} \leq \sigma_e \Rightarrow A_r \geq 1,54 \frac{N_c^*}{\sigma_e} = 243 \text{ mm}^2 \quad \text{où } N_c^* = N_c/12.$$

- 2 plans de cisaillement.
- 6 boulons $\phi 20$.
- Attache par plaques au gousset.

Calcul des soudures :

- Cordons latéraux sur le tube :

$$\frac{N_c/8}{0,75 l_{ax}} \leq \sigma_e \quad (\text{existe 8 soudures}).$$

$$\rightarrow l_{ax} \geq \frac{N_c}{8 \cdot 0,75 \cdot 24}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 5 \text{ mm} \\ a_x = 4,8 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow l \geq 66 \text{ mm}.$$

$$\rightarrow \underline{l = 100 \text{ mm}}.$$

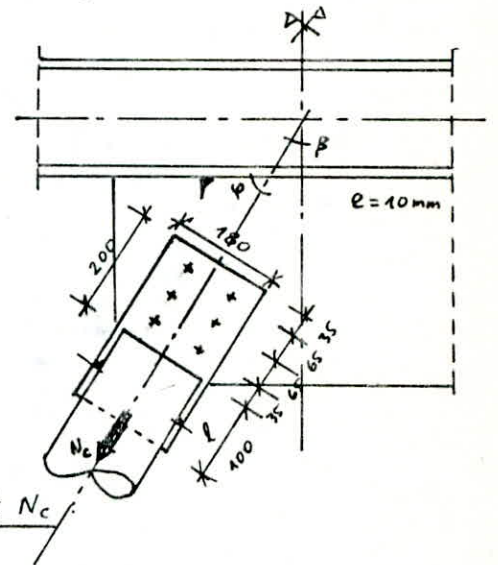
- Cordon oblique faisant un angle φ avec l'effort N_c :

$$\frac{N_c/2}{l_{ax}(0,75 + 0,1 \sin \varphi)} \leq \sigma_e \quad (\text{existe 2 soudures}).$$

$$\rightarrow l_{ax} \geq \frac{N_c}{2(0,75 + 0,1 \sin \varphi) 24}$$

$$\text{où } \varphi = \text{Arctg} \frac{3,30}{3,00} \approx 48^\circ.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 5 \text{ mm} \\ a_x = 4,8 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow l' \geq 240 \text{ mm}.$$



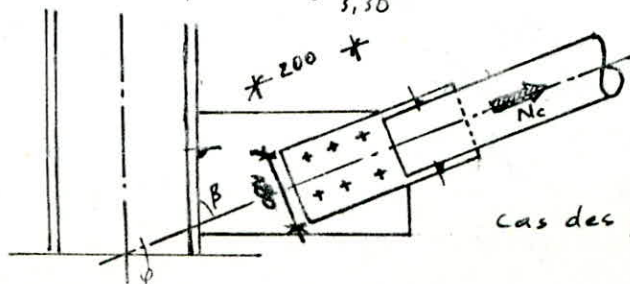
• Diagonale - poteau :

- Cordons de soudures (gousset - poteau) :

$$\frac{N_c/2}{l_{ax}(0,75 + 0,1 \sin \beta)} \leq \sigma_e \quad (\text{existe 2 soudures}).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 5 \text{ mm} \\ a_x = 4,8 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow l \geq 241 \text{ mm}.$$

$$\text{où } \beta = \text{Arctg} \frac{3,00}{3,30} \approx 42^\circ.$$



Cas des portiques : 6 bloc "B"
et 2 bloc "C".

Portique : G
(Bloc "B")

Effort de compression max. $N_c = 42034 \text{ daN}$. (G+P+1,25E).
Norme du tube NFA 49-501. $D = 168,3 \text{ mm}$; $e = 4,5 \text{ mm}$.

• Diagonale - poutre :

$$1,54 \frac{N_c^*}{A_r} \leq \sigma_e \quad \left\{ \begin{array}{l} - 2 \text{ plans de cisaillement.} \\ - 6 \text{ boulons } \phi 20. \\ - \text{ Attache par plaques au gousset.} \\ - N_c^* = N_c/12. \end{array} \right.$$

Calcul des soudures :

- Cordons latéraux sur le tube :

$$\frac{N_c/8}{0,75 l a \alpha} \leq \sigma_e \quad (\text{existe 8 cordons de soudures})$$

$$a \alpha = 4,8 \text{ mm} \rightarrow l \geq 66 \text{ mm}.$$

- Cordon oblique faisant φ avec N_c :

$$\frac{N_c/2}{(0,75 + 0,1 \sin \varphi) l' a \alpha} \leq \sigma_e \quad (\text{existe 2 soudures})$$

$$\text{où } \left\{ \begin{array}{l} \varphi = \text{Arctg } \frac{3,30}{2,40} \approx 54^\circ \\ a \alpha = 4,8 \text{ mm.} \\ l' \geq 220 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

• Diagonale - poteau :

- Cordons de soudures (gousset - poteau) :

$$\frac{N_c/2}{(0,75 + 0,1 \sin \beta) l a \alpha} \leq \sigma_e \quad (2 \text{ soudures})$$

$$\text{où } \left\{ \begin{array}{l} \beta = \text{Arctg } \frac{2,40}{3,30} \approx 36^\circ \\ a \alpha = 4,8 \text{ mm.} \\ l \geq 226 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

Portique : H
Bloc "B"

Effort de compression max. : $N_c = 43800 \text{ daN}$ (G+P+1,25E).
Norme du tube NFA 49-541 : $D = 168,3 \text{ mm}$; $e = 6,3 \text{ mm}$.

• Diagonale - poutre :

$$\varphi = 48^\circ.$$

boulonnage et soudure, voir portique: 1 (Bloc "A").

• Diagonale - poteau :

$$\beta = 42^\circ.$$

voir portique: 1 (Bloc "A").

Portique : A
(Bloc "c")

Effort max. de compression : $N_c = 11891 \text{ daN}$ ($G+P+1,25E$).
Norme du tube NFA 49-501 : $D = 114,3 \text{ mm}$; $e = 3,6 \text{ mm}$.

• Diagonale - poutre :

$$1,54 \frac{N_c^*}{A_r} \leq \sigma_e \quad \left\{ \begin{array}{l} - 2 \text{ plans de cisaillement.} \\ - 6 \text{ boulons } \phi 12. \\ - \text{ Attache par plaques au gousset.} \\ - N_c^* = N_c / 12. \end{array} \right.$$

Calcul des soudures :

- Cordons latéraux sur le tube :

$$\frac{N_c / 8}{0,75 l a \alpha} \leq \sigma_e \quad (8 \text{ soudures})$$

$$a \alpha = 4,8 \text{ mm} \rightarrow l \geq 17 \text{ mm.}$$

- cordons oblique faisant φ avec N_c :

$$\frac{N_c / 2}{(0,75 + 0,1 \sin \varphi) l' a \alpha} \leq \sigma_e \quad (2 \text{ soudures})$$

$$\text{où } \left\{ \begin{array}{l} \varphi = 48^\circ \\ a \alpha = 4,8 \text{ mm.} \\ l' \geq 63 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

• Diagonale - poteau :

- cordons de soudures (gousset - poteau) :

$$\frac{N_c / 2}{(0,75 + 0,1 \sin \beta) l a \alpha} \leq \sigma_e$$

$$\text{où } \left\{ \begin{array}{l} \beta = 42^\circ \\ a \alpha = 4,8 \text{ mm.} \\ l \geq 63 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

Portique : 2
(Bloc "c")

Effort max. de compression : $N_c = 10232 \text{ daN}$ ($G+P+1,25E$).
Norme du tube NFA 49-501 : $D = 114,3 \text{ mm}$; $e = 3,6 \text{ mm}$.

• Diagonale - poutre :

$$1,54 \frac{N_c^*}{A_r} \leq \sigma_e \quad \left\{ \begin{array}{l} - 2 \text{ plans de cisaillement} \\ - 6 \text{ boulons } \phi 12 \\ - \text{ Attache par plaques au gousset.} \\ - N_c^* = N_c / 12. \end{array} \right.$$

Calcul des soudures :

- Cordons latéraux sur le tube :

$$\frac{N_c/8}{0,75 l_{ax}} \leq \sigma_e \quad (\text{existe 8 soudures})$$

$$ax = 4,8 \text{ mm} \rightarrow l \geq 15 \text{ mm}.$$

- Cordon oblique :

$$\frac{N_c/2}{(0,75 + 0,1 \sin \varphi) l'_{ax}} \leq \sigma_e \quad (\text{existe 2 soudures})$$

$$\text{où } \begin{cases} \varphi = \text{Arctg} \frac{3,30}{1,50} \approx 66^\circ \\ ax = 4,8 \text{ mm} \\ l' \geq 53 \text{ mm} \end{cases}$$

• Diagonale-poteau :

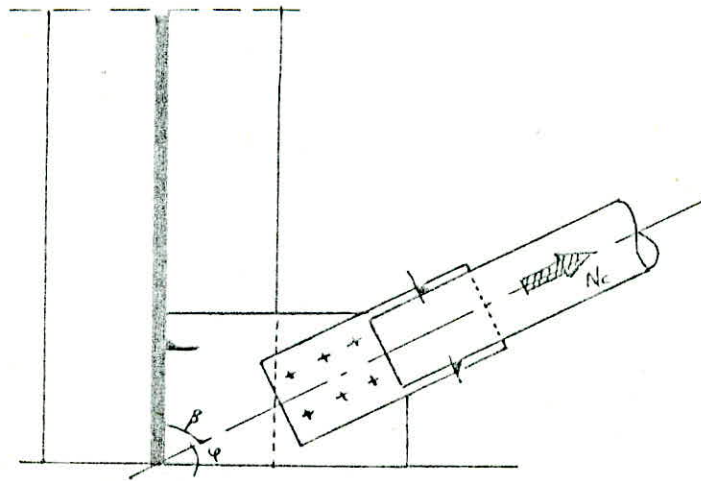
- Cordon (gousset-poteau) :

$$\frac{N_c/2}{(0,75 + 0,1 \sin \beta) l_{ax}} \leq \sigma_e \quad (\text{existe 2 soudures})$$

$$\text{où } \begin{cases} \beta = \text{Arctg} \frac{1,50}{3,30} \approx 24^\circ \\ ax = 4,8 \text{ mm} \\ l \geq 56 \text{ mm} \end{cases}$$

Assemblage : diagonale-poteau :

Cas des portiques A bloc "c"
et H bloc "B".



E. Assemblages des éléments métalliques sur béton par platine et boulons d'ancrage :

BLOC "A" et "B"

Les efforts max. obtenus sont :

Poteau d'angle.

$$\begin{cases} N_c^{\max} = 53125 \text{ daN} & (G+1,2P) \text{ B.A.} \\ N_c^{\max} = 144497 \text{ daN} & (G+P+1,25E) \text{ C.M.} \\ N_T = -40740 \text{ daN} & (0,8G-E) \text{ C.M.} \end{cases}$$

Dimensions en plan de la platine : (A x B)

$$\sigma'_b = \frac{N_{G+1,2P}}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}'_{b_0}$$

↳ contrainte de compression ds le massif béton.

On choisit $\begin{cases} A = 70 \text{ cm} \\ B = 42 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \sigma'_b = \frac{53125}{70 \cdot 42} = 18 < 68,5 \text{ daN/cm}^2$
Pas d'écrasement du béton.

À partir de la vérification de la section A-A et B-B, on tire l'épaisseur de la platine (e_p):

$$\sigma'_{A-A} = \frac{3N_{G+P+1,25E}}{A \cdot B} \left(\frac{b}{e_p}\right)^2 \leq \sigma_e \Rightarrow e_p \geq \sqrt{\frac{3N}{A \cdot B} b^2}$$

$$\sigma'_{B-B} = \frac{3N_{G+P+1,25E}}{A \cdot B} \left(\frac{a}{e_p}\right)^2 \leq \sigma_e \Rightarrow e_p \geq \sqrt{\frac{3N}{A \cdot B} a^2}$$

A.N.

$$\begin{cases} a = 20 \text{ cm} ; b = 6 \text{ cm} \\ e_p \geq \sqrt{\frac{3 \cdot 144497 \cdot 6^2}{70 \cdot 42 \cdot 2400}} = 1,49 \text{ cm} \\ e_p \geq \sqrt{\frac{3 \cdot 144497 \cdot 20^2}{70 \cdot 42 \cdot 2400}} = 4,96 \text{ cm} \end{cases}$$

Plaçons des raidisseurs afin de diminuer l'épaisseur (e_p):

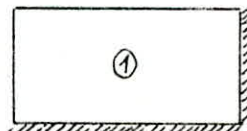
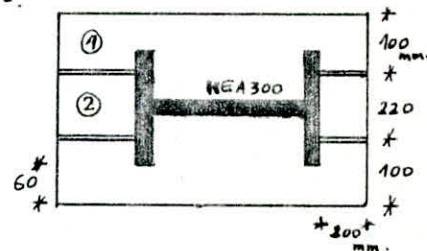
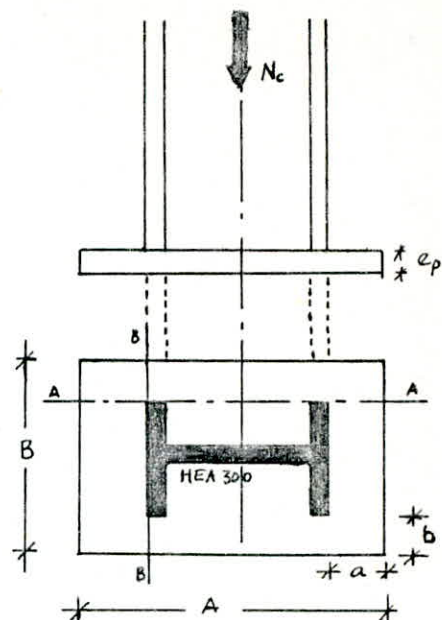
$$\sigma' = \frac{N_{G+P+1,25E}}{A \cdot B} = \frac{144497}{70 \cdot 42} = 49 \text{ daN/cm}^2$$

Panneau - 1 -

$$M_1 = \frac{\sigma' a b \sqrt{2}}{2,5 + 3\sqrt{2} b/a + \sqrt{2} a/b} = 593 \text{ daN} \cdot \text{cm/cm}$$

$$M_2 = \frac{\sigma' a b \sqrt{2}}{2,5 + 3\sqrt{2} a/b + \sqrt{2} b/a} = 930 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$\rightarrow \underline{M_1^{\max} = 930 \text{ daN} \cdot \text{cm}}$$



Panneau appuyé sur (02) côtés

Panneau - 2 -

$$M_2^{max} = \beta l_2^2 \sigma' \quad \text{où } \beta : \text{coeff. de plaque} \\ \text{donné par les tables.}$$

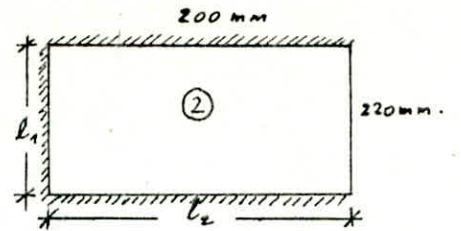
$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{20}{22} = 0,9 \rightarrow \beta = 0,107.$$

$$M_2^{max} = 0,107 \cdot 20^2 \cdot 49 = 2097 \text{ daN.cm/cm.}$$

donc $M^{max} = \max(M_1^{max}, M_2^{max}) = 2097 \text{ daN.cm.}$

$$\Rightarrow e_p \geq \sqrt{\frac{6 M^{max}}{\sigma_e}} = 2,29 \text{ cm.}$$

on prendra $\rightarrow e_p = 25 \text{ mm.}$



panneau appuyé sur 03 cotés

Tiges d'ancrage :

(Fe E36)

$$N_T = 40740 \text{ daN} \quad (0,86-E).$$

(effort max à la base du poteau - effort de traction -)

$$1,25 \frac{N_T^*}{A_r} \leq \sigma_e \rightarrow A_r \geq 1,25 \frac{N_T^*}{\sigma_e} = 1,25 \frac{40740/2}{36} = 707 \text{ mm}^2.$$

où $N_T^* = N_T/2$ (2 boulons)

donc on choisit $2 \phi 40.$

Adhérence de la tige au béton : (CM66) (Art. 5,123-2)

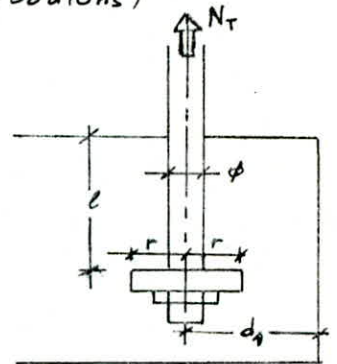
Tige lisse droite de diamètre ϕ et longueur l terminée par une plaque d'ancrage circulaire de rayon r et d'épaisseur suffisante

$$\bar{N} = 0,1 \left(1 + \frac{7 g_c}{1000} \right) \frac{\phi l}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} + \frac{2 g_c}{100} r^2 \left(1 - \frac{r}{d_1} \right)$$

(toutes les dimensions en m.m.) pour $d_1 < l_1$

Dans la formule ci-dessus g_c (en kg/m^3) représente le dosage en ciment du béton $g_c = 350 \text{ kg/m}^3.$

d_1 : la plus petite distance de la tige de scellement de diamètre ϕ soit à une paroi, soit à une autre tige de scellement



Nous prenons :

- $\phi = 40 \text{ mm.}$
- $d_1 = 150 \text{ ---}$
- $r = 70 \text{ ---}$
- $l = 400 \text{ ---}$

$$\rightarrow \bar{N} = 21734 \text{ daN} > \frac{40740}{2} = 20370 \text{ daN}$$

Vérfifié.

(existe 2 boulons).

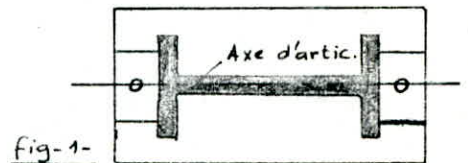


fig-1-

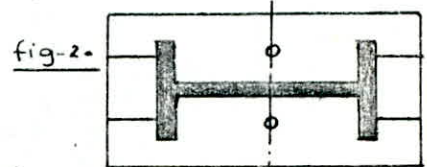


fig-2-

Axe d'articulation.

NOTA : Voir les détails des trous de scellement et des boulons d'ancrage des schémas 1-et-2- en fin de ce chapitre.

Les efforts max. obtenus sont :

Poteau de rive.

$$\begin{cases} N_c^{\max} = 8718 \text{ daN} & (G+1,2P) & \text{B.A.} \\ N_c^{\max} = 173013 \text{ daN} & (G+P+1,2SE) & \text{C.M.} \\ N_T = -27011 \text{ daN} & (0,8G-E) & \text{C.M.} \end{cases}$$

En effectuant le même raisonnement que précédemment, on obtient :

$$\begin{cases} A = 60 \text{ cm.} \\ B = 42 \text{ cm.} \end{cases} \text{ dimensions en plan de la platine.}$$

Epaisseur de la platine :

$$\begin{cases} e_p \geq 1,76 \text{ cm} \\ e_p \geq 4,40 \text{ cm.} \end{cases}$$

Nous placerons des raidisseurs afin de diminuer (e_p) :

$$M^{\max} = 1366 \text{ daN} \cdot \text{cm} \rightarrow e_p = \sqrt{\frac{6M^{\max}}{\sigma_c}} = 1,85 \text{ cm} \rightarrow e_p = 20 \text{ mm.}$$

Tiges d'ancrage :

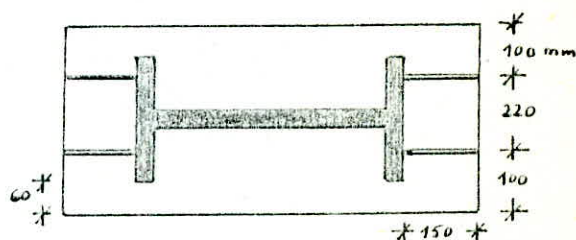
$$N_T = 27011 \text{ daN}$$

Avec FeE36 \rightarrow 2 boulons $\phi 30$.

Adhérence de la tige au béton :

$$\begin{cases} \phi = 30 \text{ mm} \\ d_s = 120 \text{ mm} \\ r = 70 \text{ mm} \\ l = 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\rightarrow \bar{N} = 16279 > \frac{27011}{2} = 13506 \text{ daN} \quad \text{Vérfié.}$$



NOTA :

Les dimensions des platines et les caractéristiques des boulons d'ancrage du poteau central sont les mêmes que ceux du poteau de rive.

BLOC R.D.C. "C"

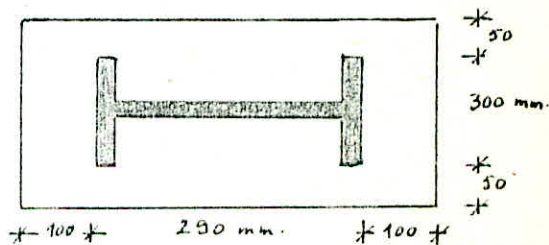
Les efforts max. obtenus sont :

Poteau d'angle.

$$\begin{cases} N_c^{\max} = 7999 \text{ daN} & (G+1,2P) & \text{B.A.} \\ N_c^{\max} = 16474 \text{ daN} & (G+P+1,2SE) & \text{C.M.} \\ N_T = -1467 \text{ daN} & (0,8G-E) & \text{C.M.} \end{cases}$$

Dimensions en plan de la platine :

$$\begin{cases} A = 50 \text{ cm.} \\ B = 40 \text{ cm.} \end{cases}$$



Epaisseur de la platine :

$$e_p = 15 \text{ mm.} \quad (\text{Sans raidisseurs})$$

Tiges d'ancrage :

On prend 2 boulons $\phi 30$.

$$\left. \begin{array}{l} \phi = 30 \text{ mm.} \\ d_1 = 80 \text{ mm.} \\ r = 50 \text{ mm.} \\ l = 300 \text{ mm.} \end{array} \right\}$$

$$\rightarrow \bar{N} = 8205 \text{ daN} > \frac{1467}{2} = 734 \text{ daN.} \quad \text{Vérifié.}$$

NOTA :

Les dimensions des platines et les caractéristiques des boulons d'ancrage du poteau de rive et du poteau central seront les mêmes que ceux du poteau d'angle.

Schéma:1

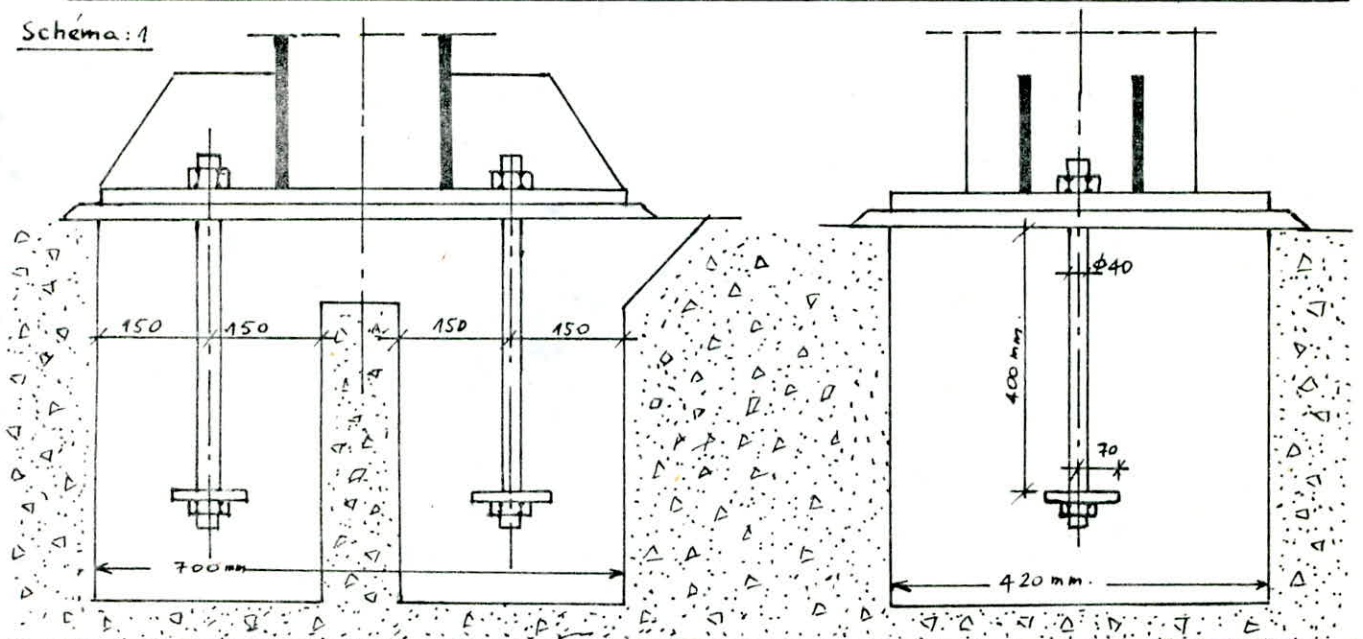
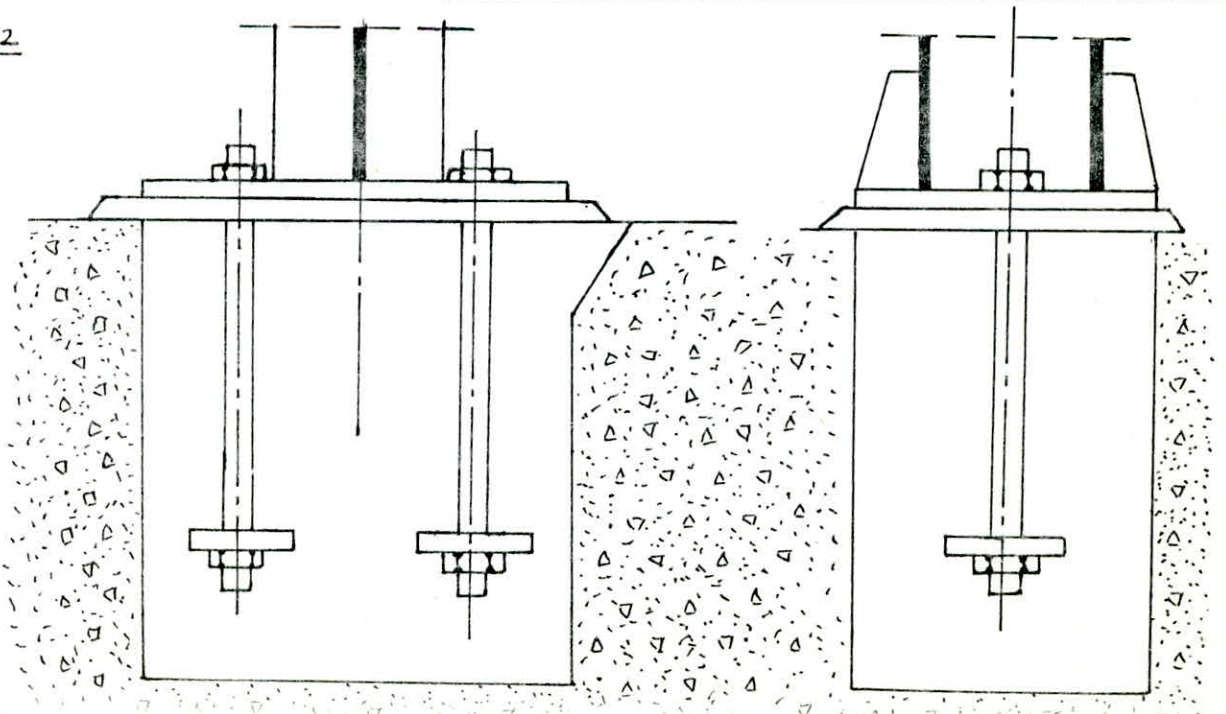
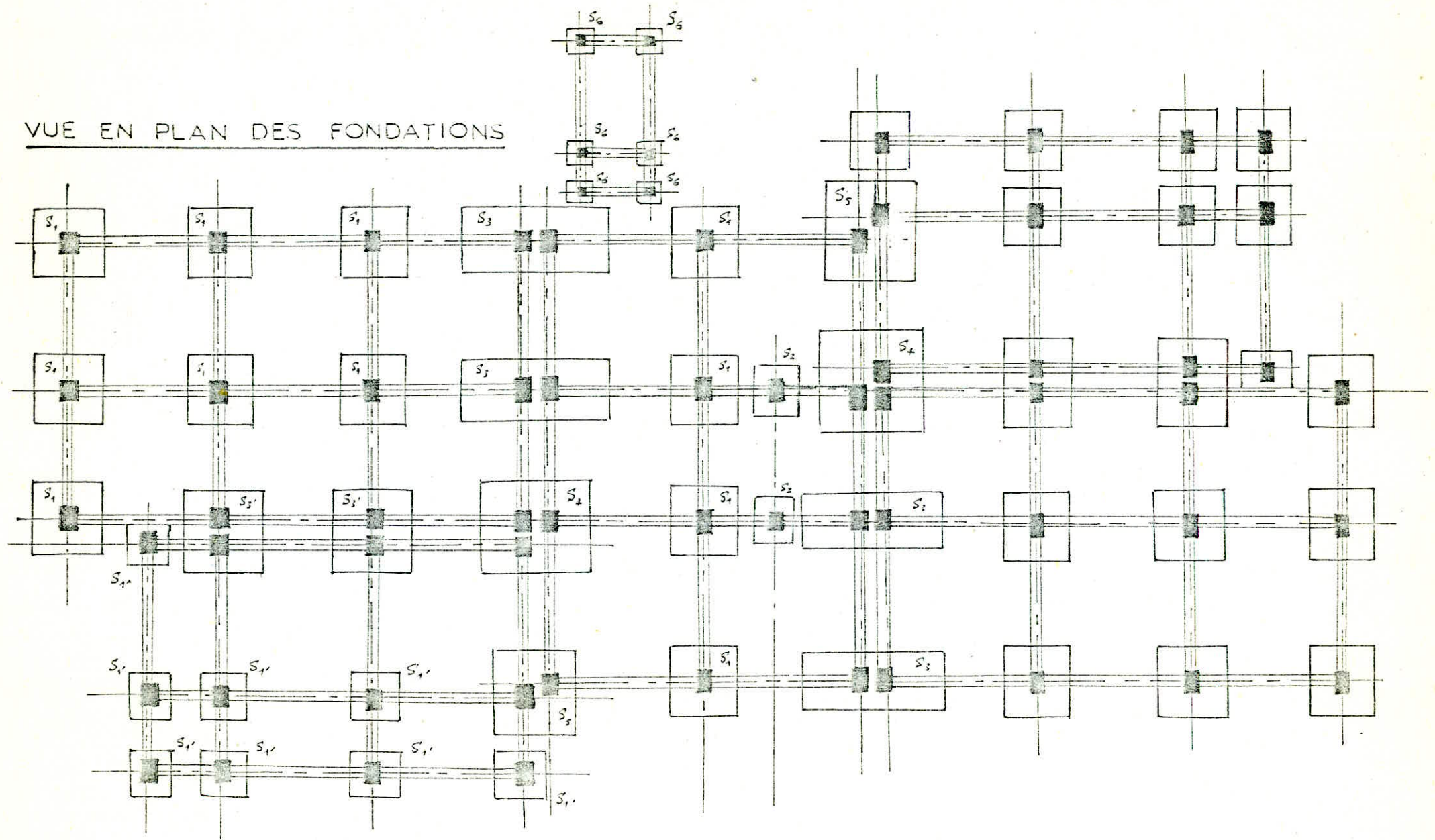


Schéma:2



VUE EN PLAN DES FONDATIONS



11./

FONDITIONS

Introduction :

On dispose de semelles isolées pour l'ensemble du bâtiment (car les poteaux sont assez espacés) d'où facilité du coffrage.

La portance du sol est assez bonne $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$, les semelles sont ancrées à une profondeur $D = 1,50 \text{ m}$ et elles sont posées sur un béton de propreté de faible dosage en ciment (150 kg/m^3) et d'épaisseur de 5 à 10 cm.

On prévoit des longrines entre les semelles dans les deux sens du bâtiment.

On calcule les semelles avec la sollicitation du 1^{er} genre (G+1,2P) et on vérifie avec la sollicitation du 2nd genre (G+P+E), cette vérification devient inutile si les efforts sous (SP₂) sont inférieurs aux efforts sous (SP₁) multiplié par 1,5.

Dans toutes les hypothèses de calcul la répartition des charges est linéaire.

Plan de fondation :

(Voir page - 72 -)

Calcul des fondations :

Semelle-1-

Les efforts sont :

$$\left. \begin{array}{l} N_{SP_1} = 81718 \text{ daN} \\ N_{SP_2} = 154725 \text{ daN} \\ 1,5 N_{SP_1} = 122577 \text{ daN} \end{array} \right\} \rightarrow N_{SP_2} > 1,5 N_{SP_1}$$

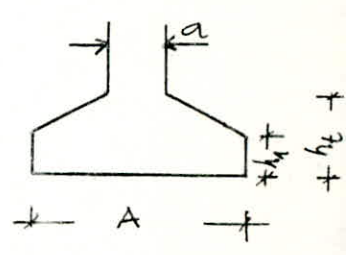
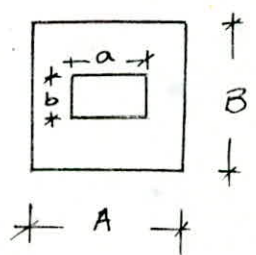
donc on dimensionne avec N_{SP_2} .

$$\frac{N_{SP_2}}{A \cdot B} \leq 1,5 \bar{\sigma}_s \rightarrow A \cdot B \geq \frac{N_{SP_2}}{1,5 \bar{\sigma}_s}$$

Dimensions du fût :

$$\left. \begin{array}{l} a = 100 \text{ cm} \\ b = 80 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$N_c = \frac{N_{SP_2}}{1,5} = \frac{154725}{1,5} = 103254 \text{ daN}$$



On choisit une semelle carrée, donc :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_c}{\bar{\sigma}_s}} = \sqrt{\frac{103254}{2}} = 227 \text{ cm.} \quad \text{on prend: } \underline{A = B = 230 \text{ cm.}}$$

$$h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} = \frac{230-100}{4} = 32,5 \text{ cm} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{230-80}{4} = 37,5 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow \underline{h = 40 \text{ cm.}}$$

Rem: La vérification du cisaillement est inutile.

$$h_t = h + 5 \text{ cm} = 45 \text{ cm}.$$

$$h_1 = \frac{h_t}{2} \text{ à } \frac{h_t}{3} \text{ et } h_1 \gg 6\phi + 6 \quad \text{on choisit } h_1 = 20 \text{ cm}.$$

On tient compte du poids des terres au dessus de la semelle ainsi que du poids propre de la semelle pour avoir des résultats plus rigoureux.

- Poids des terres au dessus de la semelle :

$$N_t = \gamma_t \left[B(A-a)(D-h_t) + \frac{1}{2} B(A-a)(h_t-h_1) \right]$$

$$\text{avec } \gamma_t = 1600 \text{ daN/m}^3 \rightarrow \underline{N_t = 5621 \text{ daN}}.$$

- Poids du massif de la semelle

$$N_m = \gamma_b \left[A \cdot B \cdot h_1 + \frac{1}{2} B(A-a)(h_t-h_1) + a \cdot b(D-h_t) \right]$$

$$\text{avec } \gamma_b = 2500 \text{ daN/m}^3 \rightarrow \underline{N_m = 5679 \text{ daN}}.$$

$$\text{d'où } N = N_c + N_t + N_m = \underline{114554 \text{ daN}}.$$

Vérification :

$$\frac{N}{A \cdot B} = \frac{114554}{(230)^2} = 2,16 > \bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars} \quad \text{- n'est pas vérifiée.}$$

$$\text{Prenons } \underline{A = B = 240 \text{ cm}}.$$

$$\frac{N}{A \cdot B} = \frac{114554}{(240)^2} = 1,99 < 2 \text{ bars} \quad \text{- vérifiée.}$$

Ferraillage : (Méthode de flexion)

- la section d'armatures :

$$A_a = \frac{N(A-a)}{7h\bar{\sigma}_a} = \frac{114554(240-100)}{7 \cdot 40 \cdot 2800} = 20,46 \text{ cm}^2.$$

$$A_b = \frac{N(B-b)}{7h\bar{\sigma}_a} = \frac{114554(240-80)}{7 \cdot 40 \cdot 2800} = 23,38 \text{ cm}^2.$$

- Choix des armatures :

$$A_a = A_b = 16T14 \quad (24,62 \text{ cm}^2) \quad \text{esp} = 15 \text{ cm}.$$

Vérification de l'adhérence :

$$\bar{\sigma}_d = 2,8\bar{\sigma}_b = 2,8 \cdot 5,9 = 16,6 \text{ daN/cm}^2 \quad (\text{HA})$$

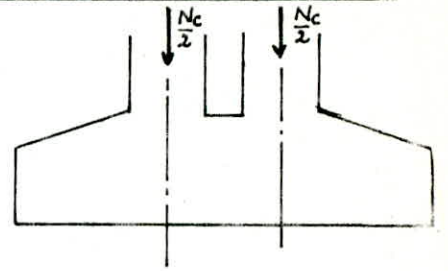
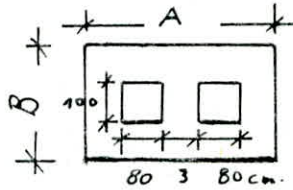
$$\text{si } \left\{ \begin{array}{l} \phi_a \leq \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{pas de crochets.} \\ \text{sinon il ya des crochets.} \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \phi_a = 1,4 \text{ cm.} \\ \frac{\sigma_d}{\sigma_a} A = \frac{16,6 \cdot 240}{2800} = 1,42 \text{ cm.} \end{array} \right\} \rightarrow \phi_a < \frac{\sigma_d}{\sigma_a} A \rightarrow \text{pas de crochets.}$$

Rem. :

D'après la vérification de l'adhérence les crochets ne sont pas nécessaires, mais en pratique on adopte des crochets de principe.

Semelle-3-



Rem.

Vu que l'espacement entre les deux fûts est très petit et de plus la semelle est rigide alors, on admet une répartition rectangulaire (uniforme) des contraintes du sol.

Le calcul se fait comme une semelle sous un poteau.

Les efforts sont :

$$\left. \begin{array}{l} N_{sp_1} = 81718 \text{ daN.} \\ N_{sp_2} = 154725 \text{ daN.} \\ 1,5 N_{sp_1} = 122577 \text{ daN.} \end{array} \right\} \rightarrow N_{sp_2} > 1,5 N_{sp_1} \text{ donc on dimensionne avec } N_{sp_2}$$

$$N_c = 2 \frac{N_{sp_2}}{1,5} = 2 \cdot \frac{154725}{1,5} = 206300 \text{ daN.}$$

Dimensions du fût :

$$\left. \begin{array}{l} a = 2 \cdot 80 + 3 = 163 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm.} \end{array} \right\}$$

$$B \geq \frac{N_c}{k \bar{\sigma}_s} = \frac{206300}{1,63 \cdot 2} = 252 \text{ cm où } k = \frac{a}{b} = 1,63.$$

on choisit :

$$\left. \begin{array}{l} A = k \cdot B = 415 \text{ cm.} \\ B = 255 \text{ cm.} \end{array} \right\}$$

on obtient :

$$\left. \begin{array}{l} h = 65 \text{ cm} \\ h_e = 70 \text{ cm} \\ h_n = 30 \text{ cm.} \end{array} \right\}$$

- Poids des terres au dessus de la semelle :

$$N_t = \gamma_t \left[(D - h_e) + \frac{1}{2} (h_e - h_n) \right] B (A - a) = 10282 \text{ daN.}$$

- Poids du massif de la semelle :

$$N_m = \gamma_b \left[A \cdot B \cdot h_n + \frac{1}{2} B (A - a) (h_e - h_n) + a b (D - h_e) \right] = 14410 \text{ daN.}$$

$$\text{d'où } N = N_c + N_t + N_m = 230992 \text{ daN.}$$

Vérification : $N/A \cdot B = 2,18 > 2 \text{ bars}$ n'est pas vérifié.

$$\text{on choisit } \left. \begin{array}{l} A = 430 \text{ cm} \\ B = 270 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow N/A \cdot B = 1,99 < 2 \text{ bars c'est vérifié.}$$

Ferraillage : (Méthode de flexion)

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 48,41 \text{ cm}^2 \rightarrow 25 \text{ T16 (esp. 10 cm)} \\ A_b = 30,82 \text{ cm}^2 \rightarrow 28 \text{ T12 (esp. 15 cm)}. \end{array} \right\}$$

Vérification de l'adhérence :

$$\left. \begin{aligned} \phi_a &= 1,6 < A \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma_a} = 430 \frac{16,6}{2800} = 2,55 \text{ cm} \quad \text{--- Crochets inutiles.} \\ \phi_b &= 1,2 < B \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_a} = 270 \frac{16,6}{2800} = 1,6 \text{ cm} \quad \text{--- Crochets inutiles.} \end{aligned} \right\}$$

Semelle - 3' -

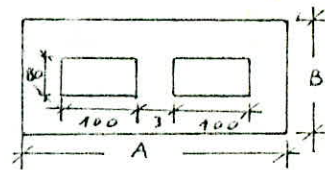
Les efforts sont :

$$\left. \begin{aligned} N_{sp_1} &= 81718 + 17912 = 99630 \text{ daN.} \\ N_{sp_2} &= 154725 + 24375 = 179100 \text{ daN.} \\ 1,5 N_{sp_1} &= 149445 \text{ daN.} \end{aligned} \right\} \rightarrow N_{sp_2} > 1,5 N_{sp_1} \quad \text{donc on dimensionne avec } N_{sp_2}$$

$$N_c = \frac{N_{sp_2}}{1,5} = \underline{119400 \text{ daN.}}$$

Dimensions du fût :

$$\left. \begin{aligned} a &= 2,100 + 0,030 = 2,03 \text{ m.} \\ b &= 0,80 \text{ m.} \end{aligned} \right\}$$



En effectuant le même raisonnement que précédemment, on obtient :

$$\left. \begin{aligned} A &= B = 250 \text{ cm.} \\ h &= 45 \text{ cm.} \\ h_f &= 50 \text{ cm.} \\ h_r &= 20 \text{ cm.} \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} N_t &= 2162 \text{ daN} \quad (\text{poids des terres au-dessus de la semelle}) \\ N_m &= 7626 \text{ daN} \quad (\text{poids du massif de la semelle}) \end{aligned} \right\}$$

$$\text{d'où } N = N_c + N_t + N_m = \underline{129188 \text{ daN.}}$$

$$\text{Vérification: } \frac{N}{A \cdot B} = \frac{129188}{(250)^2} = 2,07 > 2 \text{ bars} \quad \text{n'est pas vérifié.}$$

$$\text{on choisit } \underline{A = B = 260 \text{ cm}} \rightarrow \frac{N}{A \cdot B} = 1,91 < 2 \text{ bars} \quad \text{--- vérifié ---}$$

Ferraillage :

$$\left. \begin{aligned} A_a &= 8,35 \text{ cm}^2 \rightarrow 13 \text{ T}10 \quad (10,2 \text{ cm}^2) \quad \text{esp.} = 20 \text{ cm.} \\ A_b &= 26,36 \text{ cm}^2 \rightarrow 18 \text{ T}14 \quad (27,7 \text{ cm}^2) \quad \text{esp.} = 15 \text{ cm.} \end{aligned} \right\}$$

Vérification de l'adhérence :

$$\left. \begin{aligned} \phi_a &= 1,0 < \frac{\bar{\sigma}_d}{\sigma_a} A = \frac{16,6 \cdot 260}{2800} = 1,5 \text{ cm.} \\ \phi_b &= 1,4 < \frac{\bar{\sigma}_d}{\sigma_a} B = 1,5 \text{ cm.} \end{aligned} \right\} \text{ Crochets inutiles.}$$

Semelle - 4 -

Les efforts max. sont :

$$\text{Sous } S_{p_1} : (G+1,2P) \quad \left| \begin{array}{l} N_1 = 81718 \text{ daN} \\ N_2 = 53125 \text{ daN} \\ N_3 = 7999 \text{ daN} \end{array} \right.$$

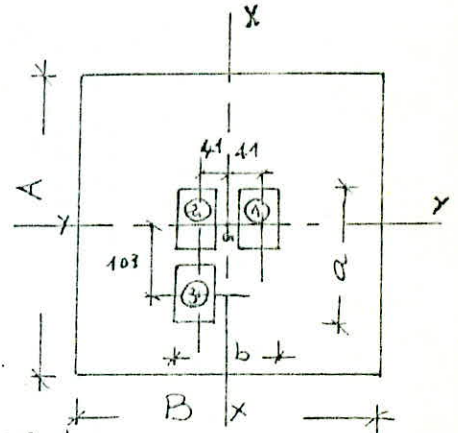
Dimensions du fût :

$$\left| \begin{array}{l} a = 203 \text{ cm} \\ b = 163 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$N_c = \sum N_i = 142842 \text{ daN.}$$

On choisit $A = B = 350 \text{ cm.}$

$$\left| \begin{array}{l} V_x = V_y = 175 \text{ cm} \\ I_{G_x} = I_{G_y} = \frac{350^4}{12} = 1250520833 \text{ cm}^4. \\ W_x = W_y = 7145833 \text{ cm}^3. \end{array} \right.$$



Sens des: x

$$\sum M/G_x = (81718 - 53125 - 7999) \cdot 0,41 = 8444 \text{ daN.m.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_c}{A \cdot B} + \frac{M_x}{W_x} = \frac{142842}{350^2} + \frac{8444 \cdot 10^2}{7145833} = 1,28 \text{ b.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_c}{A \cdot B} - \frac{M_x}{W_x} = \frac{142842}{350^2} - \frac{8444 \cdot 10^2}{7145833} = 1,05 \text{ b.}$$

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,22 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 3 \text{ bars.} \quad \text{-- vérifié}$$

Sens des: y

$$\sum M/G_y = 7999 \cdot 1,03 = 8239 \text{ daN.m.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_c}{A \cdot B} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{142842}{350^2} + \frac{8239 \cdot 10^2}{7145833} = 1,28 \text{ b.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_c}{A \cdot B} - \frac{M_y}{W_y} = \frac{142842}{350^2} - \frac{8239 \cdot 10^2}{7145833} = 1,05 \text{ b.}$$

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,22 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 3 \text{ bars.} \quad \text{-- vérifié}$$

$$h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} = \frac{350-203}{4} = 36,75 \text{ cm} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{350-163}{4} = 46,75 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow h = 50 \text{ cm.}$$

$$h_f = h + 5 \text{ cm} = 55 \text{ cm.}$$

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

Vérification sous $S_{p_2} : (G+P+E)$

$$\left| \begin{array}{l} N_1 = 154725 \text{ daN} \\ N_2 = 125860 \text{ daN} \\ N_3 = 14740 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$N_c = \sum N_i = 295325 \text{ daN}$$

$$\left| \begin{array}{l} \text{suivant : x} \rightarrow \sum M/G_x = (N_1 - N_2 - N_3) \cdot 0,41 = 5791 \text{ daN.m.} \\ \text{suivant : y} \rightarrow \sum M/G_y = N_3 \cdot 1,03 = 15182 \text{ daN.m.} \end{array} \right.$$

- Poids des terres au dessus de la semelle :

$$N_E = \gamma_E \left[\left[(B-b)A + \frac{1}{4} a \cdot b \right] (D-h_t) + \frac{1}{2} A(B-b)(h_t-h_0) \right] = \underline{6801 \text{ daN.}}$$

- Poids du massif de la semelle :

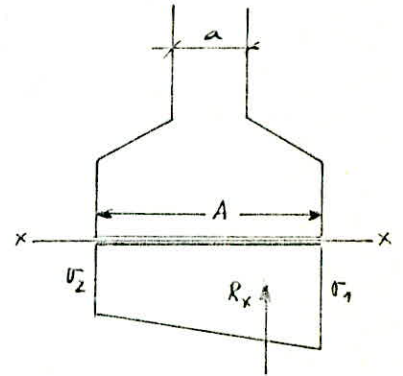
$$N_m = \gamma_b \left[A \cdot B \cdot h_t + \left(\frac{1}{2} A(B-b) + \frac{1}{4} a \cdot b \right) (h_t-h_0) + \frac{3}{4} a \cdot b (D-h_t) \right] = \underline{12494 \text{ daN.}}$$

d'où $N = N_c + N_E + N_m = \underline{314620 \text{ daN.}}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A \cdot B} + \frac{M_x}{W_x} = \frac{314620}{(350)^2} + \frac{5791 \cdot 10^4}{7145833} = 2,65 \text{ b.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A \cdot B} - \frac{M_x}{W_x} = \frac{314620}{(350)^2} - \frac{5791 \cdot 10^4}{7145833} = 2,49 \text{ b.}$$

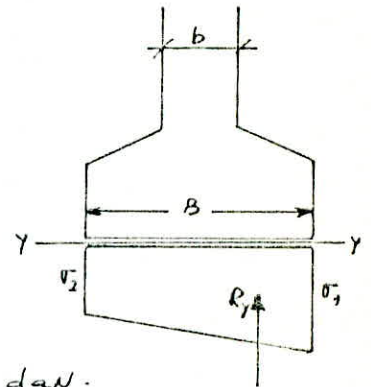
$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,61 < 1,5\bar{\sigma}_s = 3 \text{ bars} \quad - \text{Vérifié.}$$



$$\sigma_1 = \frac{N}{A \cdot B} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{314620}{(350)^2} + \frac{15182 \cdot 10^4}{7145833} = 2,78 \text{ b.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A \cdot B} - \frac{M_y}{W_y} = \frac{314620}{(350)^2} - \frac{15182 \cdot 10^4}{7145833} = 2,36 \text{ b.}$$

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,67 < 1,5\bar{\sigma}_s = 3 \text{ bars} \quad - \text{Vérifié.}$$



Ferraillage : (Méthode de flexion)

$$R_x = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) A \cdot B = \frac{1}{2} (2,65 + 2,49) 350^2 = 314825 \text{ daN.}$$

$$\rightarrow A_a = \frac{R_x (A-a)}{7h\bar{\sigma}_a} = \frac{314825 (350-203)}{7 \cdot 50 \cdot 2800} = 47 \text{ cm}^2.$$

$$R_y = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) A \cdot B = \frac{1}{2} (2,78 + 2,36) 350^2 = 314825 \text{ daN.}$$

$$\rightarrow A_b = \frac{R_y (B-b)}{7h\bar{\sigma}_a} = \frac{314825 (350-163)}{7 \cdot 50 \cdot 2800} = 60 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures :

$$A_a = 24 \text{ T16 } (48,38 \text{ cm}^2) \quad \text{esp} = 15 \text{ cm.}$$

$$A_b = 30 \text{ T16 } (60,51 \text{ cm}^2) \quad \text{esp} = 10 \text{ cm.}$$

Vérification de l'adhérence :

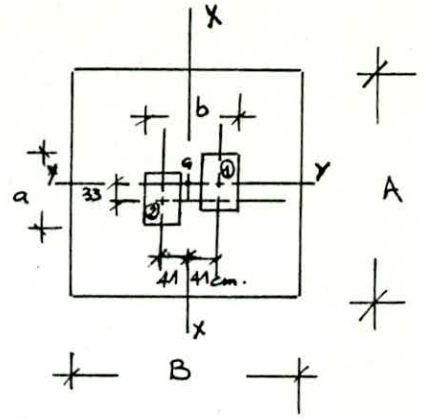
$$\phi = 1,6 < \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} A = \frac{16,6 \cdot 350}{2800} = 2,075 \text{ cm} \quad - \text{pas de crochets.}$$

Semelle-5-

Sous $SP_1 : (G + 1,2P)$ $\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 53125 \text{ daN} \\ N_2 = 17912 \text{ daN} \end{array} \right.$
 $N_c = \sum N_i = 71037 \text{ daN}$

on choisit $A = B = 270 \text{ cm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = V_y = 135 \text{ cm} \\ I_{Gx} = I_{Gy} = \frac{270^4}{12} = 4,429 \cdot 10^8 \text{ cm}^4 \\ W_x = W_y = 3280500 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$



Sens : x

$$\sum M/G_x = (N_1 - N_2) \cdot 0,41 = 14437 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_c}{A \cdot B} + \frac{M_x}{W_x} = \frac{71037}{270^2} + \frac{14437 \cdot 10^2}{3280500} = 1,41 \text{ b}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_c}{A \cdot B} - \frac{M_x}{W_x} = \frac{71037}{(270)^2} - \frac{14437 \cdot 10^2}{3280500} = 0,53 \text{ b}$$

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 1,41 + 0,53}{4} = 1,19 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 3 \text{ bars} \text{ - vérifié}$$

dimensions du fût

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 163 \text{ cm} \\ b = 113 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Sens : y

$$\sum M/G_y = N_2 \cdot 0,33 = 5911 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_c}{A \cdot B} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{71037}{(270)^2} + \frac{5911 \cdot 10^2}{3280500} = 1,15 \text{ b}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_c}{A \cdot B} - \frac{M_y}{W_y} = \frac{71037}{(270)^2} - \frac{5911 \cdot 10^2}{3280500} = 0,79 \text{ b}$$

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,06 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 3 \text{ bars} \text{ - vérifié}$$

$$h \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} = \frac{270 - 163}{4} = 26,75 \text{ cm} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{270 - 113}{4} = 39,25 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

$$h_f = h + 5 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

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

Vérification sous $SP_2 : (G + P + E)$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 125860 \text{ daN} \\ N_2 = 24375 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$N_c = \sum N_i = 150235 \text{ daN}$$

Suivant x :

$$\sum M/G_x = (N_1 - N_2) \cdot 0,41 = 41609 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Suivant y :

$$\sum M/G_y = N_2 \cdot 0,33 = 8044 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

- Poids des terres au dessus de la semelle :

$$N_t = \gamma_t \left[(D - h_t) + \frac{1}{2} (h_t - h_n) \right] (A - a) B = \underline{4176 \text{ daN}}.$$

- Poids du massif de la semelle :

$$N_m = \gamma_b \left[A \cdot B \cdot h_n + \frac{1}{2} B (A - a) (h_t - h_n) + a \cdot b (D - h_t) \right] = \underline{8734 \text{ daN}}.$$

d'où $N = N_c + N_m + N_t = \underline{163145 \text{ daN}}.$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A \cdot B} + \frac{M_x}{W_x} = \frac{163145}{(270)^2} + \frac{41609 \cdot 10^2}{3280500} = 3,51 \text{ b}.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A \cdot B} - \frac{M_x}{W_x} = \frac{163145}{(270)^2} - \frac{41609 \cdot 10^2}{3280500} = 0,97 \text{ b}.$$

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,875 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 3 \text{ bars}.$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A \cdot B} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{163145}{(270)^2} + \frac{8044 \cdot 10^2}{3280500} = 2,48 \text{ b}.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A \cdot B} - \frac{M_y}{W_y} = \frac{163145}{(270)^2} - \frac{8044 \cdot 10^2}{3280500} = 1,99 \text{ b}.$$

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,36 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 3 \text{ bars}.$$

Ferraillage : (Méthode de flexion).

$$R_x = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) A \cdot B = \frac{1}{2} (3,51 + 0,97) 270^2 = 163296 \text{ daN}.$$

$$\rightarrow A_d = \frac{R_x (A - a)}{7 h \bar{\sigma}_a} = \frac{163296 (270 - 163)}{7 \cdot 45 \cdot 2800} = 19,81 \text{ cm}^2.$$

$$R_y = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) A \cdot B = \frac{1}{2} (2,48 + 1,99) 270^2 = 162932 \text{ daN}.$$

$$\rightarrow A_b = \frac{R_y (B - b)}{7 h \bar{\sigma}_a} = \frac{162932 (270 - 113)}{7 \cdot 45 \cdot 2800} = 29 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures :

$$A_a = 18 \text{ T12 } (20,36 \text{ cm}^2) ; \text{ esp} = 15 \text{ cm}.$$

$$A_b = 19 \text{ T14 } (29,24 \text{ cm}^2) ; \text{ esp} = 15 \text{ cm}.$$

Vérification de l'adhérence :

$$\phi_a = 1,2 < \frac{16,6 \cdot 270}{2800} = 1,6 \text{ cm} \quad \text{pas de crochets}.$$

$$\phi_b = 1,4 < 1,6 \text{ cm} \quad \text{pas de crochets}.$$

Semelle - 1' -

Les efforts sont :

$$\left. \begin{array}{l} N_{sp_1} = 17912 \text{ daN} \\ N_{sp_2} = 24375 \text{ daN} \\ 1,5 N_{sp_1} = 26868 \text{ daN} \end{array} \right\}$$

$$\rightarrow N_{sp_2} < 1,5 N_{sp_1}$$

On dimensionne avec N_{sp_2} .

et la vérification sous sp_2 est inutile.

$$N_c = N_{sp_1} = \underline{17912 \text{ daN}}$$

Dimensions du fût :

$$\left| \begin{array}{l} a = 100 \text{ cm} \\ b = 80 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Dimensionnement de la semelle :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_c}{k \sigma_s}} = \sqrt{\frac{17912}{1,25 \cdot 2}} = 93 \text{ cm.} \quad \text{où } k = \frac{a}{b} = 1,25.$$

$$\text{on choisit } \left| \begin{array}{l} A = 125 \text{ cm} \\ B = 100 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} = \frac{125-100}{4} = 6,25 \text{ cm} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{100-80}{4} = 5 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow h = 20 \text{ cm.}$$

$$h_t = h + 5 \text{ cm} = 25 \text{ cm.}$$

$$h_n = 15 \text{ cm.}$$

Ferraillage : (Méthode des bielles)

$$\left| \begin{array}{l} A_a = \frac{N_c (A-a)}{B h \sigma_a} = \frac{17912 (125-100)}{8 \cdot 20 \cdot 2800} = 1,00 \text{ cm}^2 \\ A_b = \frac{N_c (B-b)}{B h \sigma_a} = \frac{17912 (100-80)}{8 \cdot 20 \cdot 2800} = 0,80 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

choix des armatures : $A_a = A_b = 8TB$ ($4,02 \text{ cm}^2$).
espacement = 15 cm.

Vérification de l'adhérence :

$$\left| \begin{array}{l} \phi_a = 0,8 > \frac{\sigma_d}{\sigma_a} A = \frac{16,6 \cdot 125}{2800} = 0,74 \text{ cm.} \\ \phi_b = 0,8 > \frac{\sigma_d}{\sigma_a} B = \frac{16,6 \cdot 100}{2800} = 0,59 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{crochets sont nécessaires.}$$

Semelle - 6 -

(Semelle d'escalier extérieur)
(en B.A.)

Sous S_{P_1} : (G+1,2P)

$$N_c = 17676 \text{ daN.}$$

Le poteau est de $a \times b = 25 \times 25 \text{ cm}$.

$$B^2 \geq \sqrt{\frac{N_c}{\sigma_s}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_c}{\sigma_s}} = \sqrt{\frac{17676}{2}} = 94 \text{ cm.}$$

On choisit $A = B = 100 \text{ cm}$.

$$h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} = \frac{100-25}{4} = 19 \text{ cm.} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{100-25}{4} = 19 \text{ cm.} \end{array} \right\} \rightarrow \underline{h = 20 \text{ cm.}}$$

$$h_t = h + 5 \text{ cm} = 25 \text{ cm.}$$

$$h_n = 15 \text{ cm.}$$

Ferraillage : (Méthode des bielles)

$$A_a = A_b = \frac{N_c(A-a)}{8 h \sigma_a} = \frac{17676(100-25)}{8 \cdot 20 \cdot 2800} = 2,96 \text{ cm}^2.$$

\rightarrow 7T10 ($5,49 \text{ cm}^2$) espacement = 15 cm.

Vérification de l'adhérence :

$$\phi = 1,0 > \frac{\sigma_s}{\sigma_a} A = \frac{16,6 \cdot 100}{2800} = 0,59 \text{ cm.} \quad - \text{ les crochets sont nécessaires.}$$

Semelle - 2 -

(Semelle d'escalier intérieur)
(en C.M.)

Sous S_{P_1} : (G+1,2P)

$$N_c = 42092 \text{ daN.}$$

Dimensions du fût :

$$\left. \begin{array}{l} a = 100 \text{ cm} \\ b = 80 \text{ cm.} \end{array} \right\}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_c}{\sigma_s}} = \sqrt{\frac{42092}{2}} = 145 \text{ cm} \rightarrow \text{on choisit } \underline{A = B = 150 \text{ cm.}}$$

$$h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} = \frac{150-100}{4} = 12,5 \text{ cm.} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{150-80}{4} = 17,5 \text{ cm.} \end{array} \right\} \rightarrow \underline{h = 20 \text{ cm.}}$$

$$h_t = h + 5 = 25 \text{ cm.}$$

$$h_n = 15 \text{ cm.}$$

Ferraillage : (Méthode de flexion)

$$\left\{ \begin{aligned} A_a &= \frac{N_c(A-a)}{7h\bar{\sigma}_a} = \frac{42092(150-100)}{7 \cdot 20 \cdot 2800} = 5,37 \text{ cm}^2 \\ A_b &= \frac{N_c(B-b)}{7h\bar{\sigma}_a} = \frac{42092(150-80)}{7 \cdot 20 \cdot 2800} = 7,52 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right.$$

Choix des armatures :

$$A_a = A_b = 10T10 \quad (7,85 \text{ cm}^2) \quad \text{espacement} = 15 \text{ cm}.$$

Vérification de l'adhérence :

$$\phi = 1,0 > \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_a} A = \frac{16,6 \cdot 150}{2800} = 0,89 \text{ cm} = \text{crochets sont nécessaires.}$$

Ferraillage du fût :

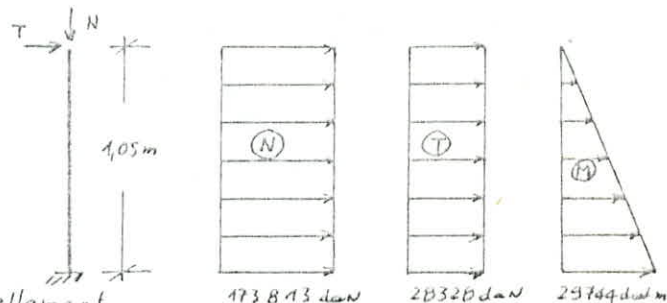
$$\text{sous } Sp_1 : (G+1,2P) \quad \left\{ \begin{aligned} N &= 81718 \text{ daN.} \end{aligned} \right.$$

$$\text{sous } Sp_2 : (G+P+1,25E) \quad \left\{ \begin{aligned} N &= 173813 \text{ daN.} \\ T &= 28328 \text{ daN.} \end{aligned} \right.$$

$$M = T \cdot 1,05 = 29744 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$\left\{ \begin{aligned} e_0 &= \frac{M}{N} = \frac{29744}{173813} = 0,171 \text{ m.} \\ \frac{h_t}{6} &= \frac{100}{6} = 0,166 \text{ m} \end{aligned} \right.$$

$\rightarrow e_0 > \frac{h_t}{6} \rightarrow$ section partiellement comprimée.



$$\left\{ \begin{aligned} b &= 80 \text{ cm} \\ h_t &= 100 \text{ cm} \\ d &= 3 \text{ cm} \\ h &= h_t - d = 97 \text{ cm.} \end{aligned} \right.$$

- Calcul du moment fictif/au c.d.g. des armatures tendues :

$$m = N \cdot f \quad \text{avec } f = e_0 + \frac{h_t}{2} - d = 0,641 \text{ m.}$$

$$m = 0,641 \cdot 173813 = 111436 \text{ daN}\cdot\text{m.}$$

En flexion simple sous l'effet de m :

$$\mu = \frac{15 m}{bh^2 \bar{\sigma}_{ca}} = \frac{15 \cdot 111436 \cdot 10^2}{80 \cdot (97)^2 \cdot 4200} = 0,0529 \rightarrow \left\{ \begin{aligned} E &= 0,9038 \\ k &= 37. \end{aligned} \right.$$

$$\rightarrow A_s = \frac{m}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{15 \cdot 111436 \cdot 10^2}{4200 \cdot 0,9038 \cdot 37} = 30,26 \text{ cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{37} = 113,5 \text{ daN/cm}^2 < 206 \text{ daN/cm}^2.$$

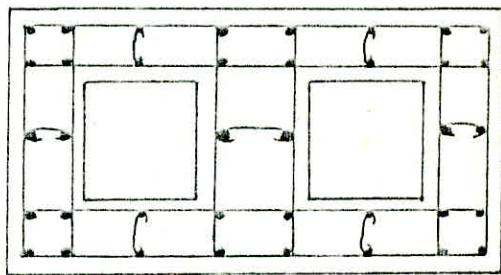
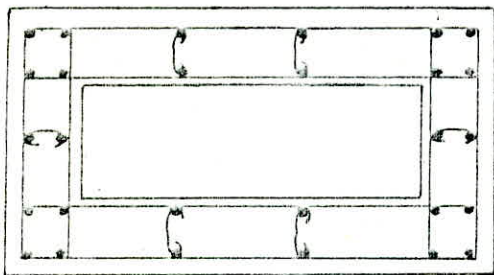
→ Armatures comprimées inutiles, mais on adopte un ferrailage symétrique $A = A'$.

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 30,26 - \frac{173813}{4200} = < 0 \rightarrow \text{ferrailage minimal.}$$

$$A_{\min} = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{\sigma'_{bu}} = 5,97 \text{ cm}^2$$

$$\text{où } \left\{ \begin{array}{l} \theta_1 = 1,4 \\ \theta_2 = 1,33 \\ \theta_3 = 1,52 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow A = HA(\theta).$$



LONGRINES :

On prévoit des longrines entre les deux sens du bâtiment.

Ces longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à $N/15$ pour les terrains de consistance moyenne.

(RPA 81) (Art. 4.2.3.3).

Dimensions : 25 cm x 30 cm.

Ferrailage : $N = \frac{173813}{15} = 11588 \text{ daN.}$

$$\rightarrow A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{11588}{2800} = 4,14 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \cdot T12 (4,52 \text{ cm}^2)$$

- Pour les armatures transversales on prend des cadres $\phi 8$ tous les 15 cm.

Vérification de non-fragilité :

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_c} = 0,69 \cdot 25 \cdot 30 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,73 \text{ cm}^2$$

or $A = 4,52 \text{ cm}^2$ — vérifié.

Vérification à la fissuration :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{w}_p}{1 + 10 \tilde{w}_p} = 3087 \text{ b.} \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2129 \text{ b.} \end{array} \right.$$

$$\text{où } \left\{ \begin{array}{l} k = 10^6 \\ \phi = 12 \text{ mm.} \\ \eta = 1,6 \\ \tilde{w}_p = 0,030 \end{array} \right.$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ daN/cm}^2.$$

Longrine (escalier extérieur)

Dimensions : 25cm x 55cm .

Ferrillage :

$$\frac{N}{15} = \frac{17676}{15} = 1178 \text{ daN.}$$

$$\rightarrow A = \frac{N/15}{\sigma_s} = \frac{1178}{2800} = 0,42 \text{ cm}^2.$$

$$\underline{4T12} \quad (4152 \text{ cm}^2).$$

Pour les armatures transversales on prend des cadres $\phi 6$ tous les 15cm .

Tableau récapitulatif :

Semelles	dimensions		Armatures .		Espacements	
	A (cm)	B (cm)	A _a (cm ²)	A _b (cm ²)	Suivant (A)	Suivant (B)
Semelle - 1	240	240	16T14	16T14	15cm	15cm .
— " — 1'	125	100	8T8	8T8	15cm	15cm .
— " — 2	150	150	10T10	10T10	15cm	15cm .
— " — 3	430	270	25T16	28T12	10cm	15cm .
— " — 3'	260	260	13T10	18T14	20cm	15cm .
— " — 4	350	350	24T16	30T16	15cm	10cm .
— " — 5	270	270	18T12	19T14	15cm	15cm .
— " — 6	100	100	7T10	7T10	15cm	15cm .

12. / CONCLUSIONS

Le bâtiment à ossature métallique étudié présente à la fois des avantages et des inconvénients.

1- / Avantages et inconvénients d'ordre structural.

— Les avantages du bâtiment à structure contreventée articulée :

- Les nœuds sont de conception simple et de réalisation aisée.
- Les poteaux sont sollicités uniquement par des efforts axiaux (moment nul à la base), ceci est favorable pour le dimensionnement de ces poteaux ainsi que leurs bases.
- La simplicité du montage due à la conception simple du montage des assemblages représente un gain appréciable sur la durée de montage de l'ossature.
- Le choix des encastremments des nœuds conduit peut-être à une consommation réduite d'acier, mais pas souvent au moindre coût.

— Les inconvénients sont :

- La nécessité de contreventer verticalement le bâtiment dans les deux sens peut se heurter quelque-fois à des contraintes architecturales (notamment l'utilisation des locaux).
- La hauteur des poutres peut être relativement importante, car elles ne bénéficient pas de l'effet favorable de la continuité (encastrement des poutres aux poteaux) et ceci peut devenir gênant si la hauteur des planchers est limitée.

2- / Avantages et inconvénients d'ordre général.

— Avantages :

- Légèreté : Le métal permet des ossatures beaucoup plus légères que le B.A. Il en résulte une diminution des charges sur le sol qui doit entraîner une économie de fondations, celle-ci étant d'autant plus appréciable que le terrain est plus mauvais.
- On peut citer d'autres avantages : souplesse, démontabilité, fiabilité du matériau, délai court de réalisation, etc...

— Inconvénients :

- coût relativement élevé à cause de l'importation d'une bonne partie des éléments.
- Nécessite de prendre des mesures de protection contre l'incendie et la corrosion.

BIBLIOGRAPHIE

- _ REGLEMENTS EN VIGUEUR :
- | |
|---------|
| CM 66 |
| CCBA 68 |
| RPA 81 |
| NV 65 |
- _ REVUE CTICM n°3 (Année 65)
- _ COURS ET T.D (CM - BA) - ENPA -
- _ AIDES - MEMOIRE (RDM - BA) - DUNOD -
- _ GUIDE PRATIQUE DE CHARPENTE METALLIQUE (R. DAUSSY)
- EYROLLES -
- _ COURS DE CONSTRUCTION METALLIQUE (L. FRUITET)
- DUNOD -
- _ LE CALCUL PRATIQUE DES STRUCTURES METALLIQUE (T1)
(M. LEVERT) - CTC -
- _ STRUCTURES RESISTANTES AUX SEISMES (R. PETROVICI)
_ OPU _

