

10/93

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

المكتبة
BIBLIOTHEQUE —
Ecole Nationale Polytechnique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES



SUJET

ETUDE D'UN BATIMENT
D'HABITATION A OSSATURE
METALLIQUE, COMPRENANT UN
REZ-DE CHAUSSEE, QUATRE
ETAGES.

PROPOSE PAR: **C.T.C**
ETUDIE PAR : **DJAFRI KAMEL**
DIRIGE PAR : **Mme KHETAB**
REALISE PAR : **BATIMETAL**

Promotion Juin 1993

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BIBLIOTHEQUE — المكتبة

Ecole Nationale Polytechnique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES



SUJET

ETUDE D'UN BATIMENT
D'HABITATION A OSSATURE
METALLIQUE, COMPRENANT UN
REZ-DE CHAUSSEE, QUATRE
ETAGES.

PROPOSE PAR: **C.T.C**
ETUDIE PAR : **DJAFRI KAMEL**
DIRIGE PAR : **Mme KHETAB**
REALISE PAR : **BATIMETAL**

Promotion Juin 1993

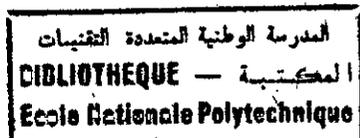
DEDICACE

Je dedie ce modeste travail à :

- Ma famille
- Mes amis
- Tous mes anciens enseignants

DJAFRI Kame1

SOMMAIRE



Page

CHAPITRE 1	INTRODUCTION	
1-1-	Présentation de l'ouvrage	1
1-2-	Mode de construction	1
1-3-	Système de contreventement	1
1-4-	Plancher	1
1-5-	Escalier	2
1-6-	Caractéristiques des matériaux	2
CHAPITRE 2	EVALUATION DES CHARGES	
2-1-	Charge permanente	2
2-2-	Surcharge d'exploitation	4
CHAPITRE 3	ÉTUDE AU VENT	
3-1-	Introduction	4
3-2-	Action globale due au vent	4
CHAPITRE 4	ÉTUDES AU SEISME	
4-1-	Introduction	8
4-2-	Méthode appliquée	9
4-3-	Action sismique	9
4-4-	Poids de la structure	10
4-5-	Distribution verticale de la force sismique	11
4-6-	Conclusion	12
4-7-	Distribution horizontale de la force sismique	13
CHAPITRE 5	PREDIMENSIONNEMENT	
5-1-	Objet	14
5-2-	Dimensionnement des solives	14
5-3-	Portiques auto-stables	16
5-4-	Paliers de contreventement	27
5-5-	Dimensionnement des éléments	32

CHAPITRE 6	PLANCHERS	
6-1-	Méthode appliquée	36
6-2-	Plancher d'étage courant	36
CHAPITRE 7	PLANCHER COLLABORANT	
7-1-	Calcul de la position de l'axe neutre de la section mixte	44
7-2-	Largeur du plancher collaborant	45
7-3-	Calcul de la position de l'axe neutre	45
7-4-	Calcul des connecteurs	45
7-5-	Vérification de glissements entre la dalle et la solive	47
CHAPITRE 8	VERIFICATION	
8-1-	Calcul des rigidités	49
8-2-	Calcul des efforts internes	55
8-3-	Vérification des portiques	58
8-4-	Vérification des déformations horizontales	65
8-5-	Stabilité au renversement	65
8-6-	Vérification du voilements des poteaux du portique auto-stable	66
CHAPITRE 9	ASSEMBLAGES	
9-1-	Objet	67
9-2-	Assemblage poteau poutre	67
9-3-	Dimensionnement de la soudure poutre-platine	73
9-4-	Assemblage solive-poutre	75
9-5-	Assemblage des diagonales de contreventements aux poteaux	80
9-6-	Bases des poteaux et tiges d'encrage	82
CHAPITRE 10	FONDATIONS	
10-1-	Introduction	85
10-2-	Semelle isolée	85
10-3-	Semelle sous deux poteaux	87

CHAPITRE 11 CONCLUSION

89

ANNEXE1 :

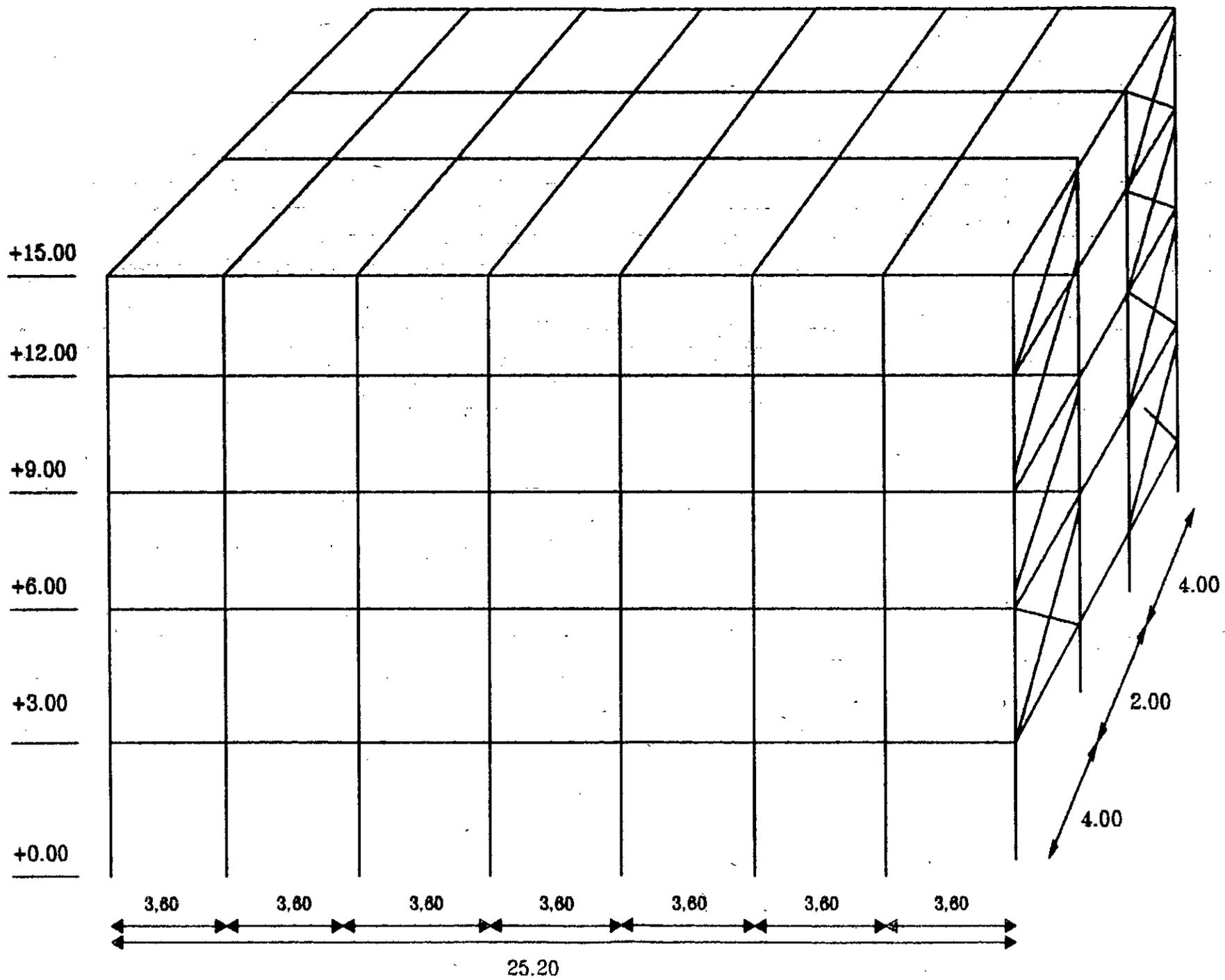
- 1 Fichier de données du portiques auto-stable 91
- 2 Fichier des résultats des déplacements des noeuds 93

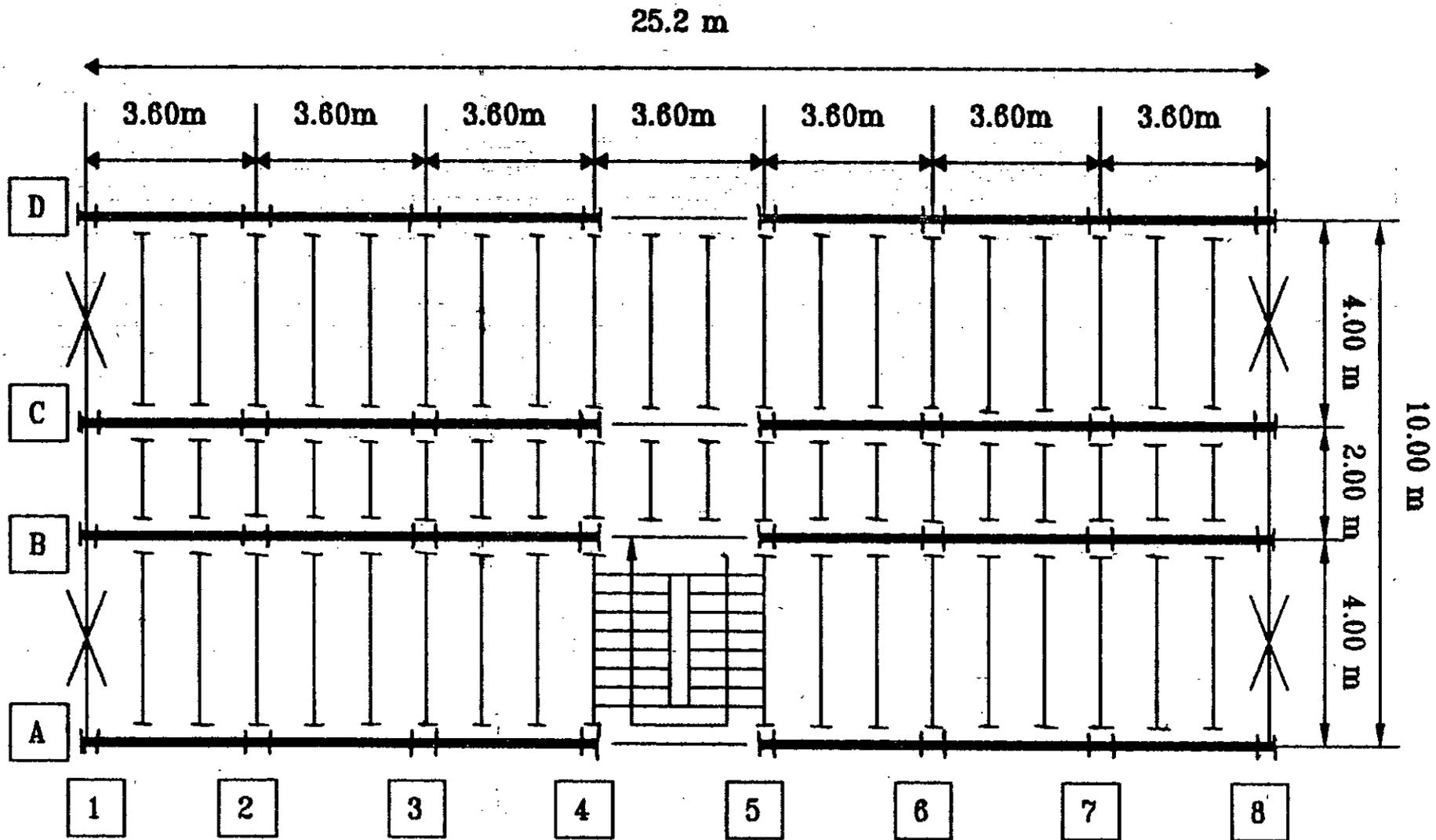
ANNEXE2 :

- 1 Fichier de données des portiques contreventé 94
- Fichier des résultats des déplacements des noeuds 97

BIBLIOGRAPHIE

100





VUE EN PLAN

1- INTRODUCTION

1-1- Présentation de l'ouvrage :

Ce projet de fin d'études consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment d'habitation (R+4) à ossature métallique dont les dimensions en plan sont :

Largeur = 10,49 m

Longueur = 25,70 m

Hauteur = 16,33 m

1-2- Mode de construction

Une ossature poteaux/poutres dont tous les assemblages (noeuds) 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 proledes permettent de s'opposer à cette déformation :

- Le remplissage d'un panneau par un élément rigide dans son plan.
- Une triangulation intérieure du panneau par des barres droites.
- Encastrement des poutres au poteaux.

1-3- Système de contreventement :

a- Contreventement vertical assuré par :

- * Des pales de stabilité dans le sens transversal,
- * Des portiques autostables dans le sens longitudinal.

b- Contreventement horizontal assuré par : des planchers rigides grâce à leur grande inertie transversale.

1-4- Plancher :

L'ossature métallique des planchers est essentiellement constituée par des petites poutres appelées solives; disposées parallèlement et également espacées. Dans notre cas les solives prennent appui sur les poutres, et sont espacées de 1,2 m sur lesquelles on met une tôle

ondulée (TN40) qui sert comme coffrage perdu pour la dalle en béton armé du plancher. L'effet de non glissement entre la dalle en béton armé et le métal est assuré par des connecteurs : ce type de plancher est appelé plancher collaborant.

1-5- Escaliers

Notre bâtiment est réalisé avec un seul type d'escaliers en béton armé à l'intérieur.

1-6- Caractéristiques des matériaux

a- Aciers :

On utilise l'acier E 24 qui est le plus communément employé dans la charpente du bâtiment. Sa limite inférieure d'élasticité est égale à 24 da N/mm^2 .

b- Béton : Pour les planchers et la fondation, on utilise un dosage de 350 KG/m^3 de ciment CPA 325.

2- EVALUATION DES CHARGES

2-1- Charges permanentes :

a Planchers courants :

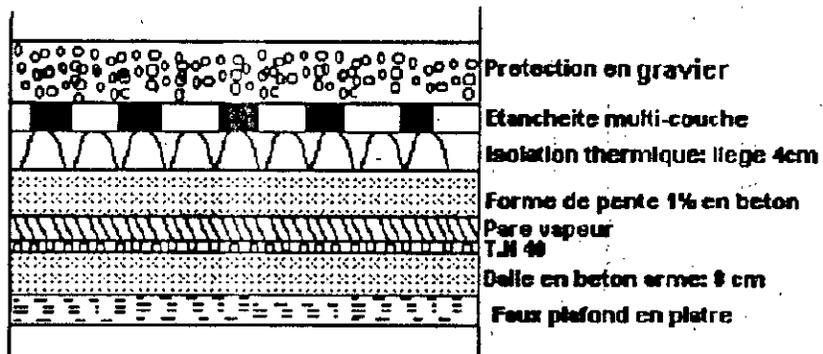
carrelage (2 cm) ----->	40 da N/m^2
Mortier de pose (1,5 cm) ----->	35 da N/m^2
Sable stabilisé (3 cm) ----->	54 da N/m^2
Dalle béton armé (10 cm) ----->	250 da N/m^2
Tôle nervurée (TN40) ----->	10 da N/m^2
Faux plafond ----->	28 da N/m^2
Cloisons ----->	50 da N/m^2

$$G = 477 \text{ da N/m}^2$$

b- Plancher terrasse :

Protection gravillon (15/25 ep : 5 cm) ----->	80 da N/m ²
Etancheite multicouche ----->	10 da N/m ²
forme de pente (1 %) ----->	210 da N/m ²
Isolation liege (4 cm) ----->	16 da N/m ²
pare vapeur (polyane) + papier Craft ----->	5 da N/m ²
Dalle béton armé 8 cm ----->	200 da N/m ²
Tôle nervurée TN40 ----->	10 da N/m ²
Faux plat and (placo plâtre) ----->	28 da N/m ²

G = 559 da N/m²



2-2- Surcharges d'exploitation :

Plancher terrasse (inaccessible) ----->	100 da N/m^2	
Plancher courant ----->	150 da N/m^2	
Escaliers ----->	250 da N/m^2	
Balcon ----->	350 da N/m^2	
. Poids propre de l'acrotère (par m^2 de surface verticale, (e = 5 cm; h = 50 cm; $\rho = 2500 (kg/m^3)$) ----->		125 da N/m^2 .
. Poids des murs extérieurs : (par m^2 de surface verticale).		
* Briques creuses (e = 10 cm; $\rho = 1100 (kg/m^3)$) ----->	110 kg/m^2	
* briques creuses (e = 5 cm; $1100 (kg/m^3)$) ----->	70 kg/m^2	
* Enduit de plâtre (e = 2 cm; $\rho = 2000 (kg/m^3)$) ----->	10 kg/m^2	

290 kg/m^2

On prend un pourcentage de vide de 25 % on aura :

$$W_r = 0,75 \cdot 290$$

$$W_r = 217,5 (kg/m^2)$$

3- ETUDE AU VENT

3-1- Introduction :

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

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

3-2- Action globale due au vent :

a- Action globale du vent est donnée par :

$$q = q_0 \cdot K_s \cdot K_h \cdot \delta \cdot C \cdot B [Kg/m^2]$$

Avec q_0 : pression dynamique de base qui dépend de la région du lieu d'implantation de la construction.

$$q_0 = \frac{V^2}{1630} : q_0 \text{ en da N/m}^2 \text{ et } V \text{ en m/s}$$

Pour notre cas, $q_0 = 70 \text{ da N/m}^2$ (region II),

cas extreme $q_0 \times 1,75$

* coefficient de site : K_s

Site normal, $K_s = 1$ (NV65 1.242)

* Effet de la hauteur au dessus du sol : K_h .

action du vent est une fonction de latitude du point étudie, par rapport au sol environnant.

$$\text{Pour } 0 < H < 500 \text{ m} \quad K_h = 2,5 \frac{H+18}{H+60}$$

$$\text{or } H = 16,33 \text{ m} \quad \text{---->} \quad K_h = 1,124$$

* Effet de dimensions : δ

Les pressions dynamiques de base s'exerçant sur un élément de construction peuvent être affectées d'un coefficient de reduction δ ,

δ : Fonction de la plus grande dimension exposée au vent.

D'après NV 65 fig R III 2 pour $H \leq 30 \text{ m}$, $\delta = 0,70$

* Coefficient de majoration dynamique β :

la période d'oscillation du bâtiment est donnée par :

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}}$$

$$\text{pour } L = a = 25,7 \text{ cm} \quad \text{---->} \quad T_a = 0,29 \quad \text{---->} \quad \xi_a = 0,29$$

$$L = b = 10,49 \text{ m} \quad \text{---->} \quad T_b = 0,45 \quad \text{---->} \quad \xi_b = 0,45$$

(ξ : coefficient de repance)

on prendra : $\xi = 0,45$

$$H = 16,33 \text{ m} < 30 \text{ m} \quad \left\{ \begin{array}{l} \tau = 0,35 \\ \theta = 0,70 \end{array} \right.$$

d'où le coefficient de majoration dynamique :

cas normal : $\beta = \theta (1 + \xi \cdot \tau) = 0,81$,

cas extreme : $\beta = (0,5 + \theta/2) (1 + \xi \cdot \tau) = 0,98$.

mais β doit être ≥ 1 ----> $\beta = 1$.

* Coefficient d'action du vent : C (coefficients de pression)

b. Actions extérieures : ce

Vent à Sa :

$$\left. \begin{aligned} \lambda_a &= \frac{H}{a} = 0,63 \\ \frac{b}{a} &= 0,41 \end{aligned} \right\} \Gamma_a = 1$$

Face au vent : $C_e = 0,8$: ∇ 0

Face sans vent : $C_e = - (1,3 \Gamma_a - 0,8) = - 0,5$

vent à Sb :

$$\left. \begin{aligned} \lambda_b &= \frac{H}{b} = 1,5 \\ \frac{b}{a} &= 0,41 \end{aligned} \right\} \text{----> } \Gamma_a = 1$$

Face au vent : $C_e = + 0,8$ ∇ 0

Face sans vent : $C_e = -(1,3 \Gamma_a - 0,8) = 0,5$

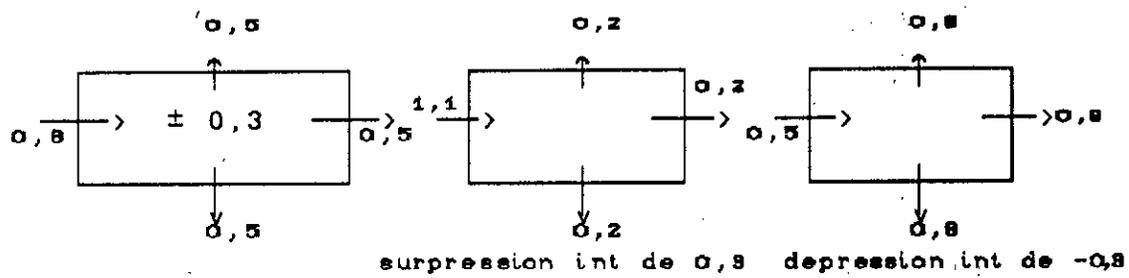
c- Action intérieures C_i :

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 fermés.

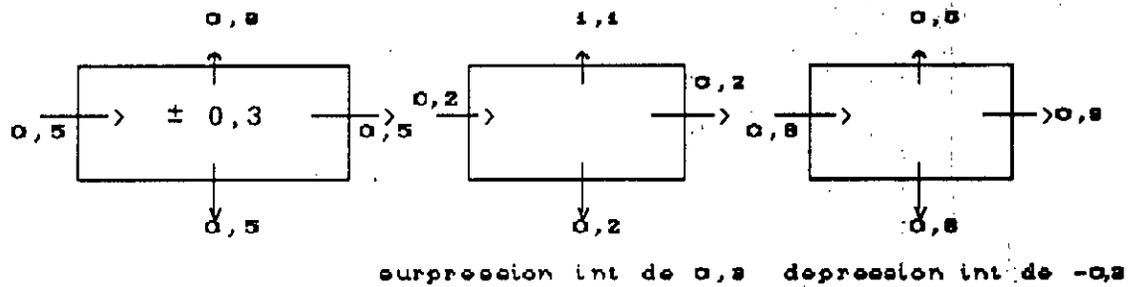
sur pression : $C_i = + 0,3$,

depression : $C_i = - 0,3$.

* Action globales C :



Vent



Donc finalement la pression du vent est donnée par le produit des coefficients :

Face au vent : $q_r = 70 \cdot 1,1 \cdot 1,24 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 1 = 60,58 \text{ kg / m}^2$

Face sans le vent : $q_r = 70 \cdot 1,1 \cdot 1,24 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 0,8 = 44,06 \text{ kg / m}^2$

face au vent normal :

$q_l = 60,58 \cdot 25,70 \text{ m} = 1556,91 \text{ kg/ml}$

$q_t = 60,58 \cdot 10,49 \text{ m} = 635,48 \text{ kg/ml}$

face sans vent normal :

$q'l = 44,06 \cdot 25,70 = 1132,34 \text{ kg/ml}$

$q't = 44,06 \cdot 10,49 = 462,19 \text{ kg/ml}$

Face le plus défavorable :

$q_l = 1556,9 \text{ kg/ml}$

$q_t = 635,48 \text{ kg/ml}$

Vent extreme :

$$q_{lex} = q_l \cdot 1,75 = 2724,59 \text{ kg/ml}$$

$$q_{tex} = q_t \cdot 1,75 = 1112,09 \text{ kg/ml}$$

d- Forces résultantes concentrées au niveau des planchers :

$p_r = q \cdot h$ avec h : différence de niveau entre étages,

$h = 3,00 \text{ m}$ pour les niveaux 1,2,3,4,

$h = 1,5 + 0,6 = 2,1 \text{ m}$ pour le niveau terrasse.

sens longitudinal :

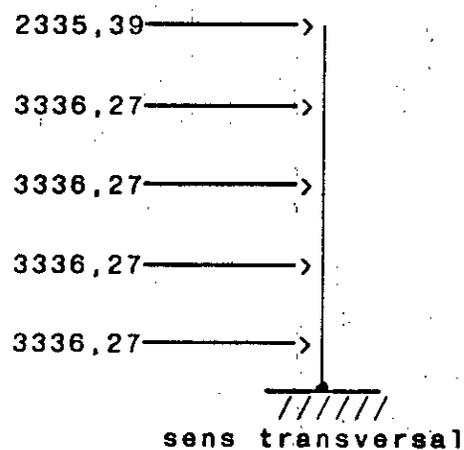
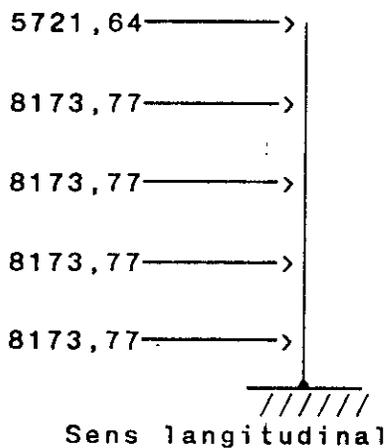
Niveaux 1,2,3 et 4 : $p_r = 2724,59 \cdot 3 = 8173,77 \text{ kg}$.

Niveau 5 : $p_r = 2724,59 \cdot 2,1 = 5721,64 \text{ kg}$.

Sens transversal :

Niveaux 1,2,3 et 4 : $p_r = 1112,09 \cdot 3 = 3336,27 \text{ kg}$.

Niveau 5 : $p_r = 1112,09 \cdot 2,1 = 2335,39 \text{ kg}$.



4- ETUDE AU SEISME

4-1- Introduction :

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

4-2- Méthode appliquée :

Nos calculs seront effectués par la méthode de statique; car nous vérifions toutes les conditions données par le (RPA 88), à savoir :

- R < 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.

4-3- Action sismique :

* Force sismique minimum (Art 3-3-1) :

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissantes non simultanément dans la direction des axes principaux de la structure; conformément à la formule :

$$V = A.D.B.Q.W$$

a- coefficient A :

C'est un coefficient d'accélération de zone il dépend du groupe d'usage et de la zone sismique (càd, la région où sera implantée la construction).

la valeur est donnée par le tableau (1) des (RPA 88) :

Groupe d'usage (2)	} -----> A = 0,15
Zone sismique (II)	

b- Coefficient B :

Le facteur de comportement de la structure

Depend de la structure et de la nature du contreventement.

Nous avons une assatine métallique contre ventée par palées

$$B = 0,25.$$

c- Coefficient D :

c'est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est donné par

le tableau (4) des RPA88 : $q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} Pq$

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

P_1 : Critère de files porteuses (observé); $P_1 = 0$

P_2 : Surabondance en plan (observé); $P_2 = 0$

P_3 : Symétrie en plan (observé); $P_3 = 0$

P_4 : Régularité en élévation (observé); $P_4 = 0$

P_5 : Contrôle de la qualité des matériaux (non observé); $P_5 = 0$, à 5

P_6 : Contrôle de la qualité de la construction (non observé); $P_6 = 0,10$

$$Q = 1 + 0,0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10.$$

$Q = 1,15$ dans les deux directions.

4-4- Poids de la structure :

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes et 20 % des surcharges d'exploitation article (3-2-1-3-5 RPA 88).

- Poids propre du plancher courant -----> 477 kg/m^2
- Poids propre du plancher terrasse -----> 559 kg/m^2
- Poids propre de lacrotère (par m^2 de surface verticale)---> 125 kg/m^2
- Surcharge du plancher courant -----> 150 kg/m^2
- Surcharge du plancher terrasse -----> 100 kg/m^2
- Poids propre des murs extérieurs (par m^2 de surface verticale en tenant compte du pourcentage de vide 25 %) -----> $217,5 \text{ kg/m}^2$
- Surface totale d'un plancher $10,49 \times 25,7$ -----> $269,6 \text{ m}^2$
- Surface verticale de lacrotère $10,49 + 25,7) \cdot 2 \cdot 0,5$ -----> $36,19 \text{ m}^2$
- Surface totale verticale des murs extérieurs
($10,49 + 25,7) \cdot 2 \cdot 16,33$ -----> 1182 m^2

$$W = [(477 + 0,2 \cdot 150) \cdot 4 + (559 + 0,2 \cdot 100)] \cdot 269,6 + 125 \cdot 36,19 + 217,5 \cdot 1182 = 964,46 \text{ t.}$$

La force sismique "vent", dans les deux directions :

$$V = 0,15 \cdot \frac{1}{4} \cdot 2 \cdot 15 \cdot 964,46 = 83,18 \text{ t};$$

$$V = 83,18 \text{ t.}$$

4-5- Distribution verticale de la force sismique :

La force latérale totale "V" doit être distribuée sur la hauteur de la structure, selon les formules suivantes :

(article 3.2.1.4 des RPA 88)

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n f_i;$$

Où f_i est une force concentrée au sommet ; sa valeur est :

$$f_i \begin{cases} 0,07 \text{ t.v} & \text{si } T > 0,75 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T < 0,75 \text{ sec} \end{cases}$$

Sans que cette force dépasse 0,25 V.

La partie restante de l'effort horizontal "V" doit être distribuée sur la hauteur de la structure, suivant la formule:

$$F_K = \frac{(V - F_t) W_K \cdot R_K}{\sum_{i=1}^n W_i h_i};$$

F_K : étant l'effort horizontal au niveau K.

h_i : est le niveau d'un plancher quelconque,

h_K : est le niveau d'un plancher considéré.

W_k : sont les masses supposées concentrées au niveau de chaque plancher :

$$W_4 = (447 + 0,2 \cdot 150) \cdot 269,6 + 3(10,49 + 25,7) \cdot 2 \cdot 217,5$$

$$W_4 = 183,91 \text{ t.}$$

$$W_1 = W_2 = W_3 = W_4 = 183,91 \text{ t.}$$

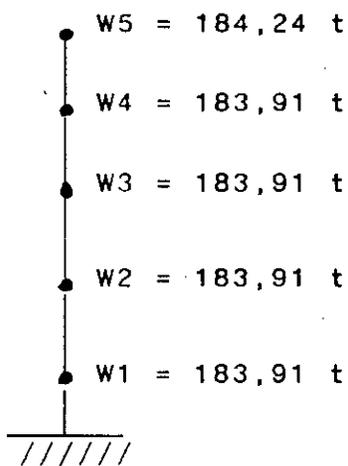
$$W_5 = (559 + 0,2 \cdot 100) \cdot 269,6 + 125,36 \cdot 19 + 3/2(10,49 + 25,7) \cdot 2 \cdot 217,5$$

$$W_5 = 184,24 \text{ t.}$$

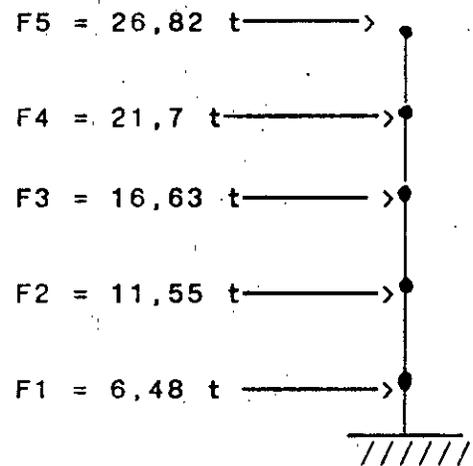
Dans notre cas : $f_t = 0$

Les valeurs des forces FK sont identiques dans les deux sens (voir tableau).

Niveau	WK(t)	hK(m)	WK.hK	FK (t)
5	184,24	15,83	2 916,52	26,82
4	183,91	12,83	2 359,56	21,7
3	183,91	9,83	1 807,83	16,63
2	183,91	6,83	1 256,10	11,55
1	183,91	3,83	704,37	6,48
0	-	-	-	0



Masses au niveau de chaque plancher



Forces au niveau de chaque plancher

4-6- Conclusion :

Si on compare les forces du seisme et celle du vent, on constate que le seisme produit des efforts plus importants que le vent, donc ces efforts seront pris seuls dans le calcul pour les sollicitations du 2^{ème} genre.

4-7- Distribution horizontale des forces sismiques :

Dans les deux directions ce sont les portiques (autostables, contreventes) qui reprendront les forces sismiques la force sismique horizontale (FK) appliquée au niveau (K), sera, donc distribuée à ses éléments de contreventement,

Pro portionnellement à leur rigidités (article (3.2.1.5 RPA 88);

$$\text{Sens longitudinale : } f_{ix} = FKX \left[\frac{R_i^{(l)}}{\sum R_i^{(l)}} + ex \cdot Y_i \frac{R_i^{(l)}}{R_{i\theta}} \right]$$

$$\text{Sens transversal : } f_{iy} = FKy \left[\frac{R_i^{(t)}}{\sum R_i^{(t)}} + ey \cdot x_i \frac{R_i^{(t)}}{R_{i\theta}} \right]$$

Dans le chapitre suivant (prédimensionnement), les forces sismiques dans chaque portique autostable, sont obtenues, à priori, en divisant les forces FK à chaque niveau par "8"; par contre pour les portiques contreventes les forces sismiques sont obtenues en divisant les forces FK à chaque niveau par "2".

La majoration des forces sismiques, due à la torsion horizontale résultante de l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion, est ignorée à ce stade de calcul (prédimensionnement).

Voir tableau ci-dessous :

Niveau	1	2	3	4	5
$F_i^{(l)}$ (+)	0,81	1,444	2,0787	2,7125	3,3525
$F_i^{(t)}$ (+)	3,24	5,775	8,315	10,85	13,41

Dans un chapitre ultérieur (vérifications) nous reviendrons pour la distribution horizontale exacte des forces sismiques, en tenant compte cette fois-ci, de la majoration provoquée par la torsion horizontale, due à l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion.

* Condition de résistance :

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} \leq \sigma_e \text{ or } M_{\max} = \frac{W l^2}{8}$$

$$W = 4/3 W_G + 3/2 W_q$$

$$W = 413.670,8 + 312.120 = 1074.4 \text{ kg/ml}$$

$$W \geq \frac{M_{\max}}{2} = \frac{w \cdot l^2}{8 \cdot 2}$$

$$W_x \geq \frac{1074,4 \cdot 10^{-2} \cdot (400)^2}{8 \cdot 24 \cdot 10^2} = 89,53 \text{ cm}^3$$

$$\text{Finalement } \begin{cases} I_x \geq 160,85 \text{ cm}^4 \text{ (condition de flèche)} \\ W_x \geq 89,53 \text{ cm}^3 \text{ (condition de résistance)} \end{cases}$$

$$\text{On choisit un IPE 180 } \begin{cases} I_x = 1317 \text{ cm}^4 \\ W_x = 146 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

C'est la condition de résistance qui domine.

b_ Plancher courant:

Avec les mêmes étapes de calcul on trouvera:

$$I_x \geq 214,28 \text{ cm}^4; \text{ condition de flèche}$$

$$W_x \geq 101,53 \text{ cm}^3; \text{ condition de résistance}$$

C'est la condition de résistance qui domine;

$$\text{On choisit un IPE 180 } \begin{cases} I_x = 1317 \text{ cm}^4 \\ W_x = 146 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

$$\text{Conclusion : } \begin{cases} \text{Solives du plancher terrasse IPE180} \\ \text{Solives du plancher courant IPE180} \end{cases}$$

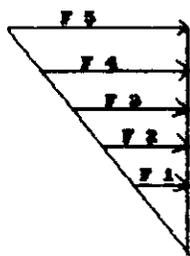
5-3- Portiques autostables :

Pour cette structure, on a huit portiques autostables, dans le sens longitudinal, pour que le déplacement du dernier étage soit inférieur au déplacement admissible, puisque la hauteur du portique est plus grande que sa largeur; ce qui favorise un déplacement important pour des forces sismiques (horizontales faibles) et aussi pour que la contrainte dans le poteau intermédiaire à la base, soit inférieure à σ_c .

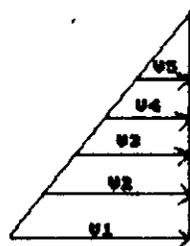
Donc, la force sismique, qui revient à chaque portique autostable, représente le huitième de la force sismique obtenue de l'étude sismique, multipliée par 1,25 (d'après RPA88).

VK est l'effort tranchant, à la base du poteau, à chaque niveau K.

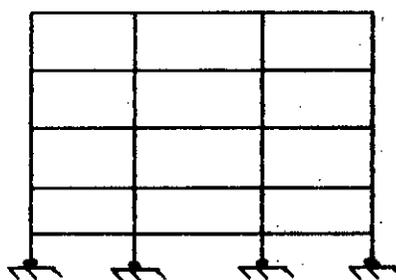
Niveau	FK(t)	VK (t)
5	4,19	-
4	3,39	4,19
3	2,6	7,58
2	1,805	10,18
1	1,0125	13,98
0	-	12,9975



(Forces sismiques)



Efforts Tranchants

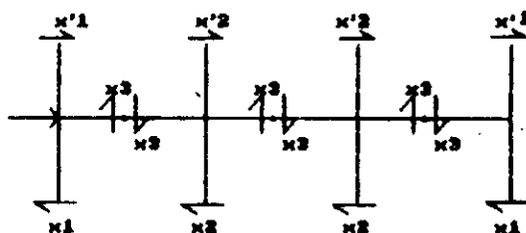


Portique auto-stable

Pour prédimensionner ce portique, on utilise la méthode, dite "portal Method"; cette méthode est appliquée pour les portiques autostable (poteaux, poutres, travail en flexion).

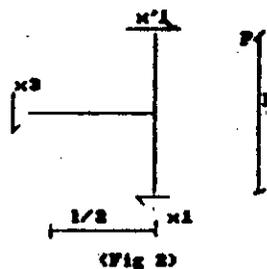
Dans cette méthode, on suppose que les points d'inflexion (points des moment nuls), sans charges horizontales, sont au milieu des éléments.

On détache un tronçon (i) (fig 1)



(Fig 1)

$$(X_1 + X_2) \cdot 2 = \sum_{i=1}^n F_i = V_i$$



(Fig 2)

d'après la (fig 2), on prend $\sum M/P$:

$$X_1 h - X_2 l/2 = 0 \rightarrow X_1 = X_2 l/2h$$

$$\text{or } l = 1,2h \rightarrow X_1 = 0,6 \times X_2$$

d'après la (fig 3) on prend $\sum M/P$:

$$X_2 h - X_3 l = 0$$

$$\rightarrow X_2 = X_3 l/h \rightarrow X_2 = 1,2 X_3$$

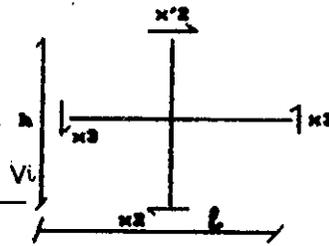
$$X_2 = 1,2 \times X_3$$

$$\rightarrow X_3 = 2 \times X_1$$

$$X_1 = 0,6 \times X_3$$

$$(X_1 + X_2) \cdot 2 = V_i \rightarrow (X_1 + 2X_1) \cdot 2 = V_i \quad X_1 = \frac{V_i}{6}$$

$$X_2 = \frac{V_i}{3}$$



(Fig 3)

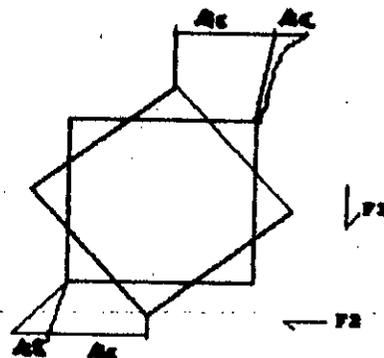
Le déplacement relatif d'étage, peut être déterminer d'après la formule :

$$\Delta e = \Delta c + \Delta g$$

$$\text{Avec } \Delta c = \frac{Xh^3}{12 EIC} ; \quad \Delta g = \frac{Xl h^2}{12 EIg}$$

Où :

- X : effort de cisaillement dans un poteau
- h : Hauteur d'étage



- I_c : Moment d'inertie du poteau
 - I_g : Moment d'inertie de la poutre
 - l : la partie de la poutre
 - Δ_e : déplacement relatif d'étage
 - Δ_c : contribution du poteau au déplacement relatif d'étage
 - Δ_g : contribution de la poutre au déplacement relatif d'étage
- À cause de la grande flexibilité des portiques autostables, nous utiliserons un critère de déformation, pour le prédimensionnement :

$$\Delta_e = \frac{Xh^2}{12 EI_c} + \frac{Xh^2 l}{12 EI_g} \leq [\Delta].$$

$[\Delta] = 0,0075 h$ (article 3.2.1.7 RPA88)

La procédure de calcul consiste, à sélectionner un poteau, puis d'après la formule précédente de la limitation du déplacement relatif d'étage, on sélectionne la poutre.

Exemple de calcul, des efforts tranchants, dans les éléments du portique :

$$\text{Niveau 1 : } X_z = \frac{\sum F_i}{3} = \frac{V_i}{3} \quad \text{----> } X_z = 4,3325 \text{ t.}$$

$$\text{or } X^1 = \frac{X_z}{2} = 2,16627.$$

$$X^a = 3,6124 \text{ t.}$$

Pour le reste des calculs, voir tableau ci-dessous :

Niveau	T dans les poteaux intermédiaire x^z (t)	T dans les poteaux dérivé x^1 (t)	T dans les poutres X^a (t)
5	1,3966	0,6983	1,1639
4	2,5267	1,2633	2,1055
3	3,393	1,6967	2,8278
2	3,995	1,9975	3,3290
1	4,3325	2,1662	3,6104

Calcul des moments de renversement, aux différents niveaux par rapport aux points d'inflexion des poteaux;

Pour cela voir le tableau ci-après.

Exemple de calcul, du moment de renversement, à mi-hauteur du poteau de base :

$$M_{renr} = F5.1,5.9 + F4 \times 1,5 \times 7 + F3.1,5.5 + F2.1,5.3 + F1 \times 1,5.1$$

$$M_{renv} = 121,301 \text{ tm}$$

Niveau	FK(t)	mi-hauteur d'étage h'	FK.h'	Mren/(t.m)
5	4,19	/	/	/
4	3,39	1,5	6,285	6,285
3	2,6	1,5	5,085	23,94
2	1,805	1,5	3,9	50,56
1	1,0125	1,5	2,707	83,827
0	-	/	1,519	121,301

Exemple de calcul, des éléments du portique autostable (poteaux, poutres) :

Les poteaux sont calculés en flexion composée et les poutres en flexion simple.

5-3-1- Poteaux :

Poteaux intermédiaires à la base :

$$NG = 559.3,6.3 + 477.3,6.3.4 + 125.3,6.0,5$$

$$NG = 26,87 \text{ t.}$$

$$Nq = (100 + 4.150).3,6.3 = 7,56 \text{ t}$$

(La dégression de charge n'est pas à considérer, car le bâtiment est d'une hauteur faible),

- Calcul de NE :

Le moment de renversement, à ce niveau, est équilibré par un couple de forces, développé, dans le poteau drive (NE=0 pour un poteau interne diare),

$$\sum M_f = 0$$

$$F_1 \cdot 10,8 = M_{renv}$$

$$F_1 = \frac{121,301}{10,8}$$

$$F_1 = 11,23 \text{ t (pour le poteau de rive)}$$

Dans notre cas, pour poteau intermédiaire, $F_2 = 0$

$$\left. \begin{array}{l} MG = 0 \\ MQ = 0 \end{array} \right\} \text{Négligeable devant ME.}$$

$$ME = X_2 \cdot h/2 = 4,3325 \cdot 1,5$$

$$ME = 6,499 \text{ t.m}$$

Avec la combinaison (G+Q+1,2E)

On aura :

$$N = NG + NQ + 1,2 NE$$

$$N = 26,87 + 7,5 + 1,2 \cdot 0 = 34,43 \text{ t}$$

$$M = MG + Mq + 1,2 ME = 0 + 0 + 1,2 \cdot 6,449$$

$$M = 7,799 \text{ t.m.}$$

Donc, le poteau intermédiaire à la base, est sollicité en flexion composée, sans : $M = 7,799 \text{ t.m}$; $N = 34,43 \text{ t}$.

On choisit un poteau : HEB220 A = 91 cm²; $I_x = 891 \text{ cm}^4$

$$W_x = 736 \text{ cm}^3 \quad I_y = 2843 \text{ cm}^4$$

5-3-2- Poutres :

La poutre est sélectionnées, d'après la formule :

$$De = \frac{xh^3}{12 E I_c} + \frac{lh^2}{12 E I_g} \leq 0,0075 h = 2,25 \text{ cm}$$

$$I_g \geq \frac{x l h^2}{12 E \left[2,25 - \frac{xh^3}{12 E I_c} \right]}$$

$$I_g \geq \frac{4,3325 \cdot 3,6 \cdot 10^2 (300)^2 \cdot 10^3}{12,21 \cdot 10^5 \left[2,25 - \frac{4,3325 (300)^3 \cdot 10^3}{12 \cdot 10^5 \cdot 21,8091} \right]}$$

$$I_g \geq 3323 \text{ cm}^4$$

On choisit : IPE 360 $I_x = 16270 \text{ cm}^4$ $W_x = 904 \text{ cm}^3$, $I_y = 1043 \text{ cm}^4$

5-3-1-1- Vérification du poteau :

Longueur de flambement dans le plan (X - X); les liaisons sont telles que :

$$l_{fy} = l_0 = 3 \text{ cm} = 300 \text{ cm.}$$

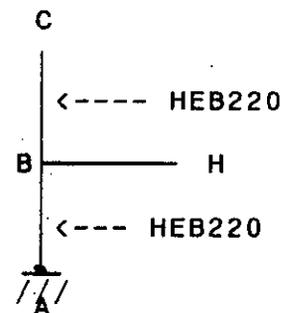
Longueur de flambement dans le plan (Y - Y); le poteau n'est pas parfaitement encastree, et la longueur de flambement est donnée par la formule :

$$\frac{l_{fx}}{l_0} = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4(KA + Kb) + 1,1 \cdot KA \cdot KB}{KA + KB + 5,5 \cdot KA \cdot KB}}$$

L'extrémité A est articulée d'où $KA = 0$, et

$$\frac{l_f}{l_0} = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4 \times KB}{KB}}$$

$$\text{avec } KB = \frac{RBH}{RBH + RBA + RBC} ; R = \frac{I}{l}$$



$$RBH = \frac{16270}{360} = 46,44 ; RBA = RBC = \frac{8091}{300} = 26,97 \text{ ----> } KB = 0,46$$

$$l_f = 1,16 l_0 = 7,26 \text{ cm.}$$

Elancement maximal :

$$\lambda_{\max} = \max (\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = \frac{7,26 \times 10^2}{14,6} = 49,7$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{300}{5,59} = 53,66$$

$\lambda_y > \lambda_x$ ---> le flambement est à craindre dans le plan perpendiculaire au plan de la flexion; plan (X - X)

$$\sigma_K = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2} = \frac{3,14^2 \cdot 21000}{(53,66)^2} = 71,91$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{34,43 \times 10}{72,7} = 4,73 \text{ (da N/mm}^2\text{)}$$

$$\mu = \frac{\sigma_K}{\sigma} = \frac{71,91}{2,61} = 27,55$$

$$K_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} = 1,011$$

$$K_f = \frac{\mu + 0,25}{\mu - 1,3} = 1,059$$

La contrainte de flexion : $\sigma_f = \frac{M}{W_x}$

$$\sigma_f = \frac{7,799 \cdot 10^3}{904} = 8,627 \text{ da N/mm}^2$$

$$K \cdot \sigma + K_f \cdot \sigma_f = 1,011 \cdot 4,73 + 1,059 \cdot 8,27 = 13,92 \text{ daN/mm}^2$$

$$K \cdot \sigma + K_f \cdot \sigma_f = 13,92 < \sigma_e \text{ (24 da N/mm}^2\text{)} \quad \text{ok}$$

5-3-2-1- Vérification de la poutre :

Poutre intermédiaire du niveau 1 :

$$Q_1 = 217,5 \cdot 3 \cdot 10^{-3} = 0,6525 \text{ (t/ml); mur extérieur seulement}$$

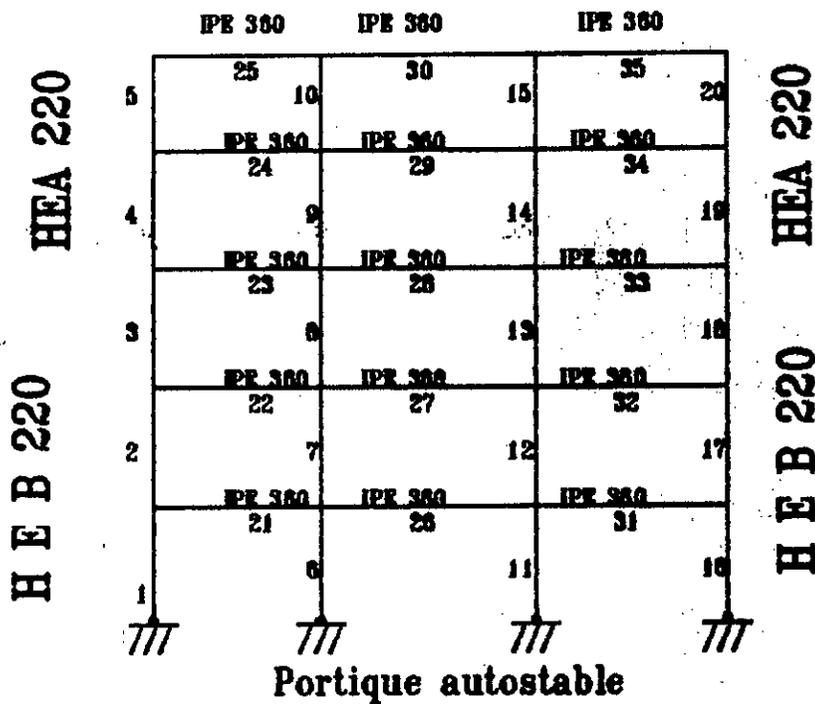
$$Q_2 = 477 \cdot 3 \cdot 10^{-3} = 1,431 \text{ (t/ml); plancher courant.}$$

$$q = Q_1 + Q_2 = 2,0835 \text{ t/ml}$$

Poteaux d'un portique autostable intermediaire

1		3		Niveau	
Poteau de rive	Poteau intermediaire	Poteau de rive	Poteau intermediaire		
1	6	3	8	Poteau	
13,435	26,87	8,28	16,56	NG	Sollicitation en (t). (t.m)
3,78	7,56	2,16	4,32	NO	
11,23	0	4,68	0	NE	
2,1662	-	1,6967	-	X1	
-	4,3325	-	3,393	X2	Combi- naison G+Q+1,2E
3,249	6,499	2,545	5,0895	ME=x1h/2 x2h/2	
30,69	34,43	16,06	20,88	N	
3,899	7,799	3,054	6,107	M	
HEB 220	HEB 220	HEA 220	HEA 220	Choix du profil	
4,77	4,73	2,5	3,25		contrainte
7,57	8,627	5,93	11,86		
322,68	348	298,34	324,46	If(x)	flambem- ent plan Y-Y
34,22	36,9	36,03	39,18	λ_x	
300	300	300	300	Ify	flambem- ent plan X-X
53,66	53,66	60,24	60,24	λ_y	
1,006	1,011	1,005	1,006	K1	raf- finement
1,029	1,059	1,026	1,031	K2	
12,59 < 24 $\Delta \sigma_N / \text{mm}^2$	13,92 < 24 $\Delta \sigma_N / \text{mm}^2$	8,6 < 24 $\Delta \sigma_N / \text{mm}^2$	15,49 < 24 $\Delta \sigma_N / \text{mm}^2$	K0+K10 $f < \sigma_e$	verificat. resistance

1	2	3	4	5	Niveau	
26	27	28	29	30	poutre	
4,3325	3,995	3,393	2,5267	1,3966	t2(t)	
HEB 220	HEB 220	HEA 220	HEA 220	HEA 220	Poteau choisi	
8091	8091	5410	5410	5410	IC cm ⁴	
3323	2984,6	2764	1856,8	909,91	Ig calculée cm ⁴	
IPE 360	IPE 360	IPE 360	IPE 360	IPE 360	Choix de la poutre	
3,6104	3,3290	2,8278	2,1055	1,1639	de X3(t)	
2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	MG (t.m)	Solicitation en(t.m).(t)
0,45	0,45	0,45	0,45	0,3	MQ (t.m)	
6,5	6,0	5,09	3,79	2,09	ME= X . h/2 2	
9,2	8,7	7,79	6,49	4,2	M	combinaison G+Q+E
10,18	9,62	8,62	7,18	4,65	σ	contrainte nN/mm ²
10,18<24	9,62<24	8,62<24	7,18<24	4,65<24	$\frac{\sigma}{\sigma_{ce}}$	verification de la resistance
0,195	0,195	0,195	0,195	0,195	f	Calcul de la fleche (cm)
0,195<0,66	0,196< 0,66	0,195 < 0,66	0,195 < 0,66	0,195 < 0,66	$\frac{f}{f_{lim}}$	verification de la fleche



Portiques 2. 3. 4. 5. 6 et 7 :

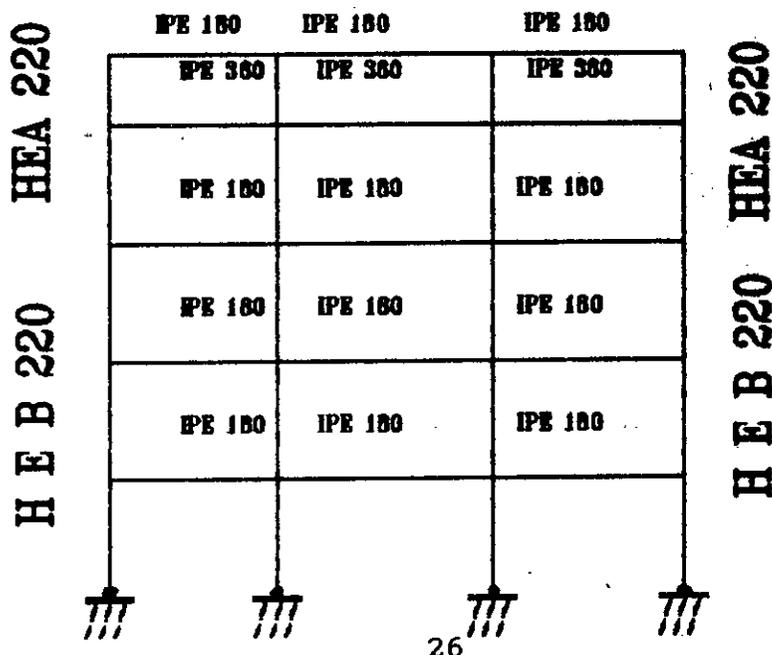
Ces portiques seront conçus et calculés pour reprendre uniquement les charges verticales (poutres articulées aux poteaux), sans combinaison des CM66.

Poutres :

Elles sont chargées de la même manière que les solives; donc elles sont identiques à celle-ci (IPE 180).

Poteaux :

Ce sont les mêmes poteaux que pour les portiques précédents, ils appartiennent aussi aux portiques autostables.



5-4- Palées de contreventement :

On a trouvé précédemment les résultats suivants, pour chaque palée de contreventement :

NIVEAU	FK(t)	VK(t)
5	13,41	-
4	10,85	13,41
3	8,315	24,26
2	5,775	32,575
1	3,24	38,35
0	-	41,59-

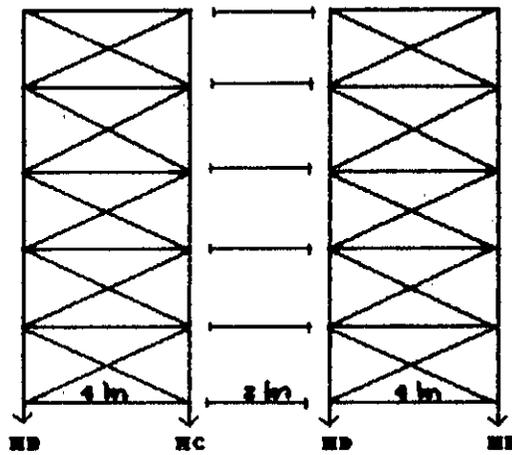
Le type de contreventement choisi, est en forme de (X).

Tableau donnant les moments de renversement, à chaque niveau à la base, de chaque poteau :

NIVEAU	VK(t)	HAUTEUR D'ETAGE h(m)	VK.h	MOMENT DE RENVERSEMENT (t.m)
5	/	/	/	/
4	13,41	3	40,23	40,23
3	10,85	3	32,55	72,78
2	8,315	3	24,944	97,724
1	5,775	3	17,324	115,048
0	3,24	3	9,724	124,772

Le moment de renversement doit résister, aux charges permanentes, des baies contreventées.

Il faut vérifier que le moment résistant (MR), est supérieur au égal, au moment de renversement (Mrenv) ($MR \geq Mrenv$).



Les poteaux des files B, C, D, et F, sont identiquement chargés.

Planchés terrasses : -----> $559 \times 4.1,8 = 4,0248 \text{ t}$
 (04) planches courants : -----> $4.477.4.1,8 = 13,7376 \text{ t}$
 remplissage : -----> $217,5.4.15 = 13,05 \text{ t}$

poids de la fondation estimé à :
$$= \frac{1 \text{ t}}{31,81 \text{ t}}$$

d'où, $NB = NC = ND = NE = 31,81 \text{ t}$

On prenant le moment, par rapport au point (E) :

$$MR = ND.4 + NC.6 + NB.10$$

$$MR = 31,81 (4 + 6 + 10) = 636,25 \text{ t.m}$$

$$MR = 636,25 \text{ t.m} > M_{renv} = 124,772 \text{ t.m};$$

Donc la stabilité au renversement est vérifiée.

5-4-1- Calcul des efforts :

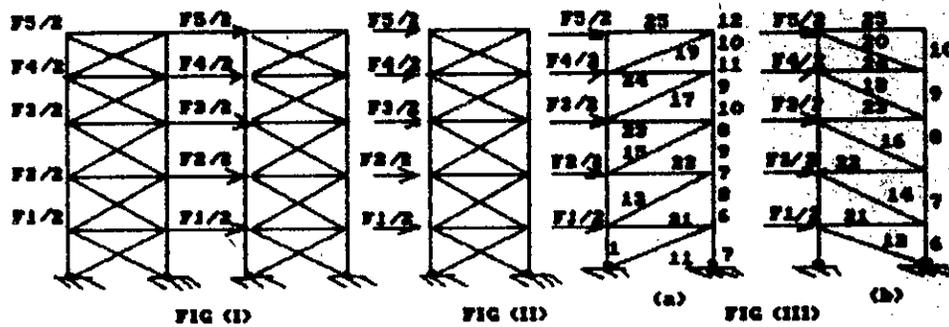
1- Sous chargement horizontal :

Chaque baie prend la moitié de la force sismique, appliquée à l'étage considéré, multiplié par 1,25 d'après RPA88.

Or, on a symétrie dans la structure;

(Fig (I)), donc il suffit d'étudier la première partie;

(Fig(II)), et cette dernière est équivalente au système de la (fig (III)).



On a opté pour cette solution, puisque le système de la fig(II), est un système hyperstatique, et pour chaque noeud en minimum, on a deux équations avec trois inconnus.

Le chargement est antisymétrique (par rapport à l'axe de symétrie du système); donc les efforts axiaux dans les éléments symétriques sont antisymétriques.

Pour d'éterminer ces efforts, on utilise la méthode des noeuds;

Signe - compression

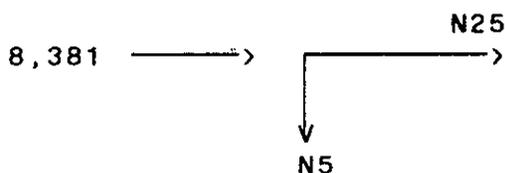
Signe + traction.

On détermine les efforts dans le système (a), et dans le système (b), puis on prend le cas le plus défavorable pour les poteaux et les poutres.

Exemple de calculs (système a) :

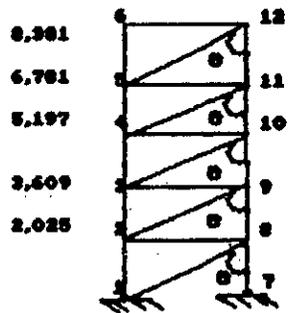
$$\text{tg}(\theta) = \frac{4}{3} = 1,33 \rightarrow \theta = 53,13^\circ$$

Noeud 6 :



$$N5 = 0$$

$$N25 = -8,381 \text{ t.}$$



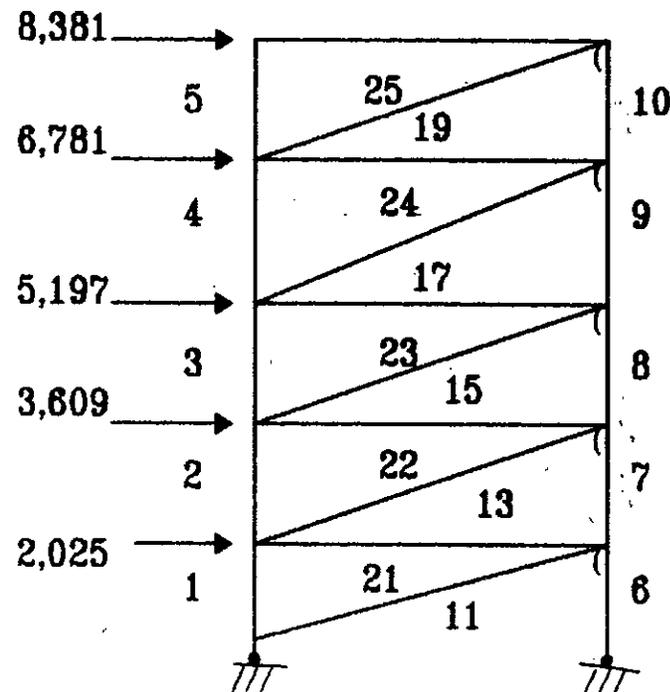
Nœud 12 : $M_{12} + M_{19} \sin \theta = 0$ $M_{19} = + 10,476 \text{ t}$
 $M_{10} + M_{19} \cos \theta = 0$ $M_{10} = - 6,286 \text{ t}$

Tous les efforts dans les différents éléments seront déterminés de la même manière (voir tableau ci-après).

Si le seisme change de sens: ce qui va changer dans ce tableau, X est le signe des efforts
l'intensite reste la meme.

Efforts (tonnes)

etage	RDC		1er		2 eme		3 eme		4 eme	
diagonale	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	33,835	-33,835	31,199	-31,199	26,501	-26,501	19,736	-19,736	10,91	-10,91
poteaux	1	6	2	7	3	8	4	9	5	10
	78,219	-78,219	56,559	-56,559	36,586	-36,586	19,62	-19,62	6,984	-6,984
poutres	21		22		23		23		24	
	-25,993		-23,969		-20,359		-15,162		-8,381	



5-5- Dimensionnement des éléments :

5-5-1- Diagonales :

Toutes les diagonales seront dimensionnées à la traction, vu le type de contreventement choisi en (X), les diagonales d'un même étage sont identiques.

Le système étudié est hyperstatique, donc, pour faciliter le calcul sans exagération, on néglige a priori, pour le prédimensionnement, les efforts dans les barres horizontales intermédiaires sans l'action de (G + Q), car généralement l'effort normal dans les barres horizontales due aux charges verticales, est très petit; la combinaison utilisée est : G + Q + E.

Exemple de calcul :

Les diagonales du 4^{ème} étage sont 19 et 20 :

$$N = 0 + 0 + 10,91 \text{ t} = 10,91 \text{ t}$$

On choisit une double cornière 80 x 80 x 8 { A = 21,02 cm² }.

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{10,91}{21,02} = 5,19 \text{ da N/mm}^2$$

$$\sigma = 5,19 < 24 \text{ da N/mm}^2$$

Toutes les diagonales seront calculées de la même manière (voir tableau ci-dessous).

Etage	diagonales	N(t) sans G+Q+E	choix des cornières	$\sigma = N/A$ da N/mm ²	Vérification $\sigma < \sigma_e$
RDC	11	33,835	90x90x9	12,53	12,53 < 24 da N/mm ²
1 ^{er}	13	31,199	90x90x9	11,55	11,55 < 24 da N/mm ²
2 ^{ème}	15	26,501	80x80x8	12,61	12,61 < 24 da N/mm ²
3 ^{ème}	17	19,736	80x80x8	9,39	9,39 < 24 da N/mm ²
4 ^{ème}	19	10,91	80x80x8	5,19	5,19 < 24 da N/mm ²

5-5-2- Poteaux : Ce sont les mêmes poteaux que pour les portiques autostables précédents (poteaux de rive), avec la vérification de ces poteaux aux efforts de compression sans la combinaison G+Q+E.

Poteau 6 : HEB 220 - $A = 91 \text{ cm}^2$; $i_x = 9,43 \text{ cm}$.

$N = N_G + N_Q + N_E$ $i_y = 5,59 \text{ cm}$.

$$N_G = 559 [1,81 (2+1)] + 125.0,5 (2+1) + 477.1,8(2+1).4 + 217,5. 3(2+1).4 = 21,34 \text{ t.}$$

$$N_Q = 100 [1,81(2+1)] + 150. 1,8(2+1).4 = 3,78 \text{ t.}$$

$$N = 21,34 \text{ t} + 3,78 \text{ t} + 78,219 = 103,34 \text{ t.}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{103,34.10}{91} = 11,35 \text{ da N/mm}^2.$$

$$\lambda = \frac{1fy}{i_y} = \frac{300}{5,59} = 53,67 \text{ ----> } K = 1,14.$$

$$K\sigma = 12,94 < \sigma_e = 24 \text{ da N/mm}^2.$$

c'est vérifié.

Poteau 8 : HEA 220, $A = 64,3 \text{ cm}^2$, $i_x = 9,17 \text{ cm}$, $i_y = 5,51$

$$N = 36,586 + 12,27 + 2,16 = 51,02 \text{ t.}$$

$$\sigma = \frac{51,02}{64,3} .10 = 7,93 \text{ da N/mm}^2.$$

$$\lambda = \frac{1fy}{i_y} = \frac{300}{5,51} = 54,45 \text{ ----> } K = 1,144.$$

$$K\sigma = 9,08 < \sigma_e = 24 \text{ da N/mm}^2.$$

c'est vérifié.

5-5-3- Poutres :

Les barres horizontales d'un même niveau, sont identiques; Elles sont dimensionnées à la flexion composée :

Exemple de calcul :

La barre du 1^{er} niveau est : "21".

On dimensionne la barre 21, en prenant (N) comme effort de compression sans (G+Q+E).

$$p_Q = 150 - 0,6 = 0,09 \text{ t/ml}$$

$$p_G = 477.0,6 + 217,5 - 3 = 0,939 \text{ t/ml.}$$

$$p = p_q + p_G = 1,029 \text{ t/m}$$

$$M = \frac{p l^2}{8} = 2,058 \text{ t.m}$$

$$N = 25,99 + 0 + 0 = 25,99 \text{ t}$$

$$\text{-----} \rightarrow \begin{cases} N = 25,99 \text{ t} \\ M = 2,058 \text{ t.m} \end{cases}$$

On choisit : IPE 200 $\left\{ A = 28,5 \text{ cm}^2, i_x = 8,26 \text{ cm}, W_x = 194 \text{ cm}^3 \right\}$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{25,99 \cdot 10}{28,5} = 9,12 \text{ da N/mm}^2$$

$$\lambda = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{400}{8,26} = 48,43$$

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 88,38 \text{ da N/mm}^2$$

$$\mu = \frac{\alpha_k}{\sigma} = 9,69$$

$$K_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} = 1,036$$

$$K_f = \frac{\mu + 0,25}{\mu - 1,3} = 1,185$$

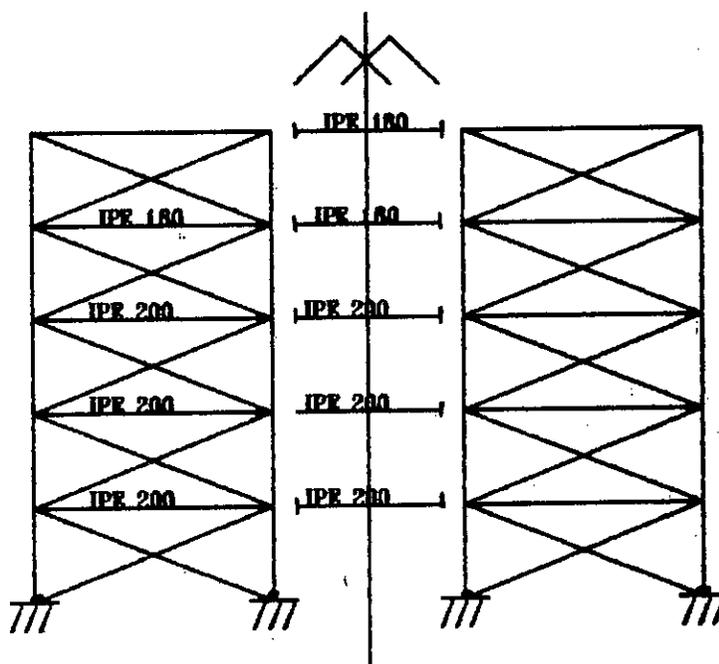
$$\sigma_f = \frac{M}{W_x} = \frac{2,058 \cdot 10^8}{194} = 10,61 \text{ da N/mm}^2$$

$$K_1 \sigma + K_f \sigma_f = 1,036 \cdot 9,12 + 1,185 \cdot 10,61 = 22,02 < 24 \text{ da N/mm}^2$$

ainsi les deux barres horizontales du niveau 1, seront identiques (IPE 200).

Toutes les barres seront dimensionnées de la même manière (voir tableau ci-dessous).

NIVEAU —>	1	2	3	4	5
Numéro de la barre	21	22	23	24	25
Effort de compression (t)	25,993	23,969	20,359	15,162	8,381
Moment de flexion (t.m)	2,058	2,058	2,058	2,058	0,916
Choix de la poutre	IPE 200	IPE 200	IPE 200	IPE 180	IPE 180
σ compression da N/mm^2	9,12	8,41	7,14	6,34	3,51
kf	1,185	1,168	1,14	1,156	1,081
σf da N/mm^2	10,61	10,61	10,61	14,09	6,27
$K\sigma + Kf\sigma f < \sigma_e$	22,02 < 24	21,07 < 24	18,43 < 24	22,81 < 24	10,34 < 24



Portique contreventé
(Sens transversal)

6- PLANCHERS :

6-1- Méthode appliquée (Méthode forfaitaire) :

Condition d'application de la méthode :

La charge d'exploitation (surcharge) $Q_B \leq \text{Min} \left\{ 2G; 500 \text{ N/m}^2 \right\}$

- Elément fléchi sans les charges, rapidement variable dans le temps et les positions.

- Dalle calculée en flexion ($0,8 < \frac{p_1}{p_2} < 1,25$), dans un seul sens, c'ad que le rapport $\frac{l_x}{l_y} \leq 0,4$.

- Les moments quadratique dans les section transversalle, sont les mêmes entravée (la poutre présente la même section).

- Les portées successives sont dans un rapport, compris entre 0,8 et 1,25.

- La fissuration est considérée non préjudiciable, à la tenue du béton armé, et a cette de ces revêtements.

6-2- Plancher d'étage courant :

Charge permanente : $G = 477 \text{ da N/m}$

Surcharge : $P = 150 \text{ da N/m}$

Panneau de dalle : $(l_x \times l_y) = (1,2 \text{ mx } 1/\text{m})$

Epaisseur dalle : 10 cm (BA)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,2}{4} = 0,3 < 0,4;$$

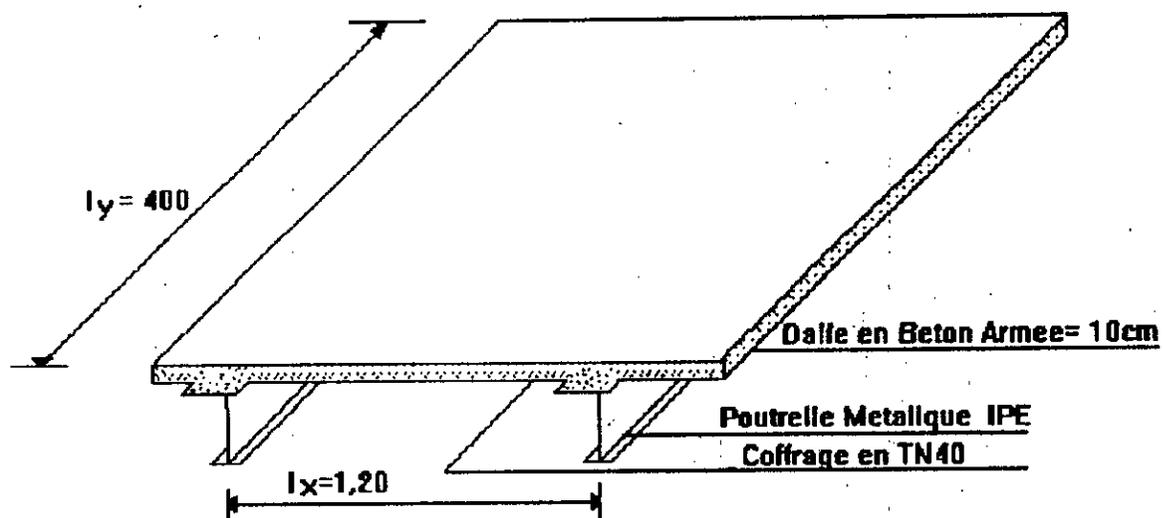
Donc la dalle travaille dans le sens de la plus petite portée l_x , les efforts seront donc, déterminés par la méthode forfaitaire, car les conditions d'application sont remplis.

$$Q_x = 1,35G + 1,5Q$$

$$Q_x = 1,35 \cdot 477 + 1,5 \cdot 150 = 868,95 \text{ da N/m}$$

Nous calculerons une bande de 1 m de largeur.

Plancher mixte Acier-Béton



Les moments, en travée est en appui, doivent vérifier :

$$M_t \times + \left[\frac{M_W + M_e}{2} \right] \geq 1,25 M_o$$



$$M_0 = \frac{q \times l \times l^2}{8} = 118,26 \text{ m.da N}$$

En travée dérivée ----> $M_t = 0,93 M_0 = 109,98 \text{ m.da N}$
 En travée intermédiaire ----> $M_t = 0,65 M_0 = 76,87 \text{ m.da N}$
 En appui ----> $M_a = 0,5 M_0 = 59,13 \text{ m.da N}$.

8-2-1- Calcul de la section d'armatures :

La dalle ayant 10 cm d'épaisseur, le diamètre maximal des barres à utiliser sera :

$$\phi \leq \frac{ht}{10} \text{ ----> } \phi \leq 10 \text{ mm.}$$

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

$$A = \frac{M}{Z \cdot \sigma_a} \text{ avec } Z = \frac{7}{8} h. \quad \sigma_a = 2400 \text{ da N/cm}^2$$

La section d'acier, en travée dérivée : $A = 0,65 \text{ cm}^2$

La section d'acier, en travée intermédiaire : $A = 0,46 \text{ cm}^2$

La section d'acier, en appui intermédiaire $A = 0,35 \text{ cm}^2$

La section des armatures de répartition c'est à dire parallèles aux grandes côtés, par unité de largeur, 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)

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

en rive : $A_y = 0,16 \text{ cm}^2$

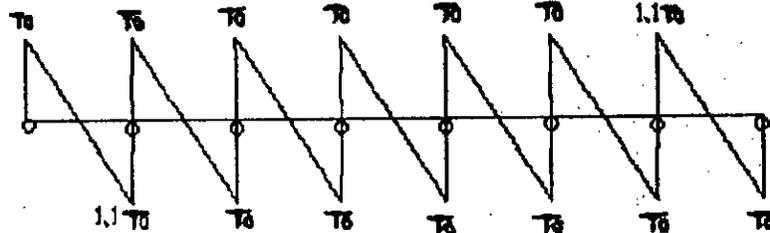
Intermédiaire : $A_y = 0,12 \text{ cm}^2$

en appui : $A_y = 0,09 \text{ cm}^2$

6-2-2- Effort tranchant isostatique :

$$T_0 = q \frac{l_x}{2} = 394,2 \text{ da N.}$$

Vérification cisaillement : $\tau_{max} = \frac{T}{b_0 \cdot z}$



avec $1,1T_0 = 433,62 \text{ da N.}$

$$b_0 = 100 \text{ cm} \quad z = \frac{7}{8} h = 7 \text{ cm.}$$

$$\tau_{max} = \frac{433,62}{100 \cdot 7} = 0,619 \text{ da N/cm}^2 < 1,15 \text{ b}$$

Donc, la dalle peut ne pas comporter darmatures transversales.

6-2-3- Espacement armatures :

Suivant la direction la plus sollicité (l_x) : $l_x \leq \{3h, 33 \text{ cm}\} = 24 \text{ cm}$

Suivant la direction perpendiculaire (l_y) : $l_y \leq \{4h, 45 \text{ cm}\} = 32 \text{ cm}$

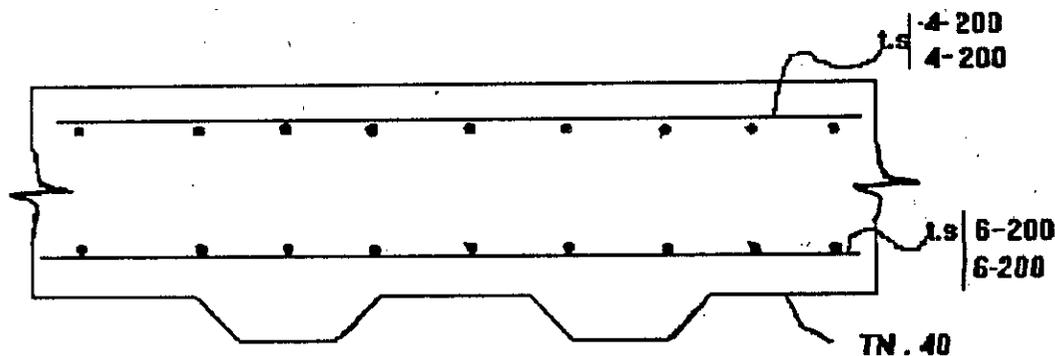
6-2-3- Choix du ferrailage :

D'après les résultats de section d'aciers. Obtenus, il serait plus judicieux, d'employer les treillis saudes en deux nappes (inférieure et supérieure).

- Nappe inférieure : Ts	6-200	cad, T.S de $\phi = 6 \text{ cm}$, espale de 200 mm dand les deux sens.
	6-200	

Section de ce T.S est de : $1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} > 0,65 \text{ cm}^2$ (obtenue)

- Nappe supérieure : T.S | 4-200 section = $0,63 \text{ cm}^2/\text{ml} > 0,35 \text{ cm}^2$
 4-200



6-2-5- Vérification :

* Condition de non-fragilité : (BA 68) (Art 52)

T.s $\phi 6 \leq 6 \text{ mm}$; $\sigma_e = 5200 \text{ bar}$; $\overline{\sigma_b} = 5,8 \text{ bars}$

* Vérifications la nappe inférieure :

Nous prenons : $A^0 = A^{0x} = A^{0y} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 └ Sens porteur
 └ Sens de répartition

Calculons :

$$A^1 = 1,2 A^0 = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A^2 = \left(0,69 \frac{\sigma_b}{\sigma_e} bh\right) \cdot \frac{2-\rho}{2} = 0,69 \frac{5,8}{5200} \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{2-0,25}{2} = 0,54 \text{ cm}^2$$

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 $A \geq A^0 \rightarrow A \geq 1,41 \text{ cm}^2$.
 $A \geq \min(A^1, A^2) \rightarrow A \geq 0,54 \text{ cm}^2$

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

8-2-6- Vérification à la fissuration : (BA 68) (Art 49)

$$w_f = \frac{A}{B_f} \cdot 100 = \frac{1,41}{2 \cdot 100 \cdot 2} \cdot 100 = 0,35 \% \text{ ou } B_f = 2b-d$$

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{w_f}{1+10 \cdot w_f} = \frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{6} \cdot \frac{0,35 \cdot 10^{-2}}{1+10 \cdot 0,35 \cdot 10^{-2}}$$

$$\sigma_1 = 1353 \text{ bar}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 5,8}{6}} = 3658 \text{ bar}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \sigma_e = (2/3(5200)) = 3467 \text{ bars} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3658 \text{ bar} \end{array} \right\} = 3467 \text{ bars vérifiée.}$$

8-2-7- Vérification de la flèche : (B.A 68) (Art 67)

Les déformations des hourdis doivent rester suffisamment faibles, pour ne pas nuire à l'aspect, et à l'utilisation de la construction.

$$\text{Flèche totale} = F_g \alpha = \frac{M_g l^2}{10E_v I_{fv}} \text{ ----> due, à l'ensemble des charges permanentes à long duré.}$$

$$F_{g0} = \frac{M_g l^2}{10E_i I_{fi}} \text{ ----> due, à l'ensemble des charges permanentes instantane.}$$

$$F_{g0} = \frac{MG+P L^2}{10E_i I_{fi}} \text{ -----> Due, à l'ensemble des charges et surcharges, supportées par l'hourdis.}$$

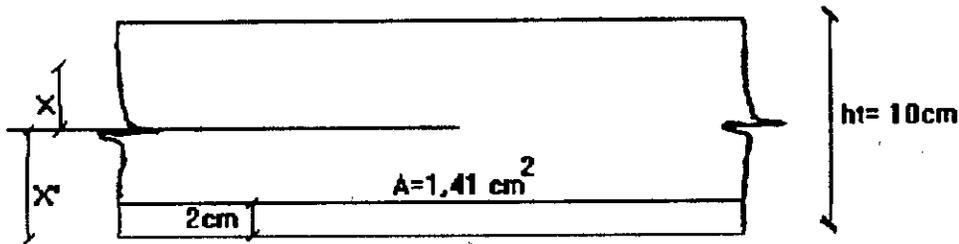
Applications :

Calcul de l'inertie totale I_t :

$$X = \frac{100 \cdot 10 \cdot \frac{10}{2} + 15 \cdot 1,41 \cdot (10 \cdot 2)}{100 \cdot 10 + 15 \cdot 1,41}$$

$$X' = ht - X = 4,94 \text{ cm.}$$

$$I_t = \frac{100(5,06)^3}{3} + \frac{100(4,94)^3}{3} + 15.1,41(4,94-2)^2 = 8520 \text{ cm}^4$$



Calculons le moment d'inertie, (I_f) défini par la relation :

$$I_f = \frac{I_t}{1 + \lambda \cdot \mu}, \text{ dans laquelle les coefficients } \lambda \text{ et } \mu \text{ sont égaux}$$

$$\bar{\lambda}_i = \frac{b}{72(2 + \frac{3b\sigma}{b\sigma h})} \frac{A}{b\sigma h} = \frac{5,8}{12(2+3,1)\frac{1,41}{100.8}} = 9,14; \text{ pour les charges de faible durée d'application.}$$

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

Valeur de μ :

Calculons d'abord M_g et $M_g + P$ (g et p non pondérées) :

$$M_g = 0,93520 = \frac{0,93.477(1,2)^2}{8} = 79,85 \text{ da N.m.}$$

$$\text{donc, } \sigma_a \text{ sous "g" : } \sigma_a = \frac{M_g}{3.A} = \frac{79,85.10^3}{\frac{7}{8} \cdot 8 \cdot 1,41} = 809,01 \text{ da N/m}^2$$

$$M_g + p = 0,93 M_p = 0,93(477 + 150) \frac{(1,2)^2}{8} = 104,96 \text{ da N/m}^2$$

$$\sigma_a \text{ sous "g+p" } \sigma_a = \frac{M_g + P}{3.A} = \frac{104,96.10^3}{\frac{7}{8} \cdot 8 \cdot 1,41} = 988,98 \text{ da N/m}^2$$

Finalement :

$$\mu_g = \max \left\{ 0; \frac{1 - 5\sigma_b}{\frac{4A \cdot \sigma_a}{b\sigma h} + 3\sigma_b} \right\}$$

$$= \max \left\{ 0; 1 - \frac{5.5,8}{\frac{4.1,41}{8.100} \cdot 809 + 3.5,8} \right\} = 0$$

$$\mu_{g+p} = \max \left\{ 0; 1 - \frac{5\bar{\sigma}_b}{\frac{4A \cdot \sigma_a}{b \sigma h} + 3\sigma_b} \right\}$$

$$= \max \left\{ 0; 1 - \frac{5.5,8}{\frac{4.1,41 \cdot 988,98}{8.100} + 3.5,8} \right\} = 0$$

Calcul de la fleche :

$$F_{g \alpha} = \frac{Mg \cdot lx^2}{10EV \cdot IfV} = \frac{(1,2)^2 \cdot 79,85 \cdot 10^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 1,27 \cdot 10^5 \cdot \frac{8520}{1+3,66 \cdot 0}} = 0,01 \text{ cm}$$

$$F_{g \beta} = \frac{Mg \cdot lx^2}{10Ei \cdot Ifi} = \frac{79,85 \cdot 10^2 (1,2)^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 3,8 \cdot 10^5 \cdot \frac{8520}{1+9,14 \cdot 0}} = 0,003 \text{ cm.}$$

$$F_{g \gamma} = \frac{M(g+p)lx^2}{10Ei \cdot Ifi} = \frac{104,96 (1,2)^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 3,8 \cdot 10^5 \cdot \frac{8520}{1+9,14 \cdot 0}} = 0,01 \text{ cm.}$$

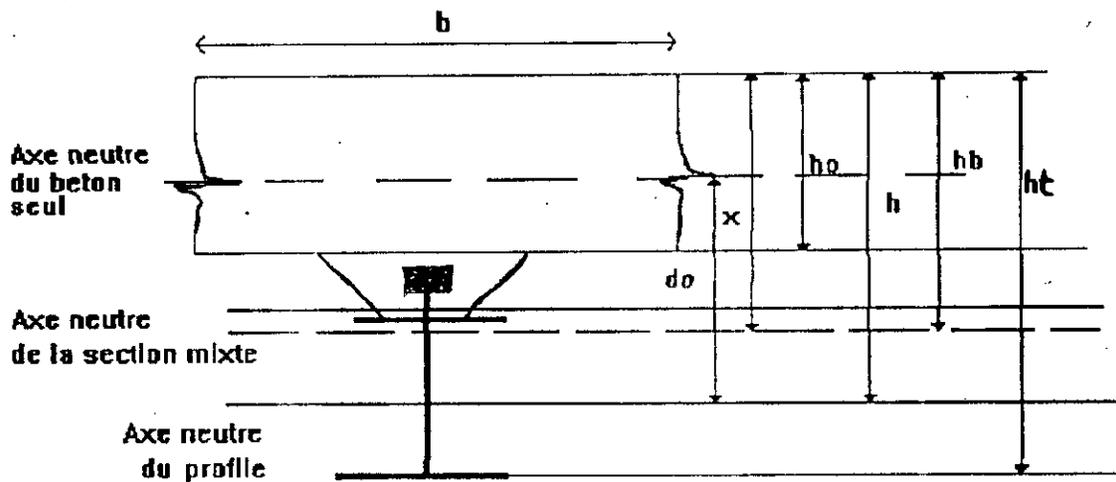
$$\Delta f_t = 0,01 + 0,003 + 0,01 = 0,023 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{lx}{500} = \frac{150}{500} = 0,30 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \Delta f_t = 0,023 \text{ cm} \\ f_{adm} = 0,30 \text{ cm} \end{array} \right\} 0,023 < 0,3 \text{ vérifier.}$$

7- PLANCHER COLLABORANT :

Le béton joue, dans ce cas un rôle actif dans la résistance de l'ouvrage. Ainsi, pour obtenir un taux de travail maximum, on admet donc, que le béton et l'acier, 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 glissements, 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 (ancrage), soit par simple (butée).



d_o : 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 le cas courants; on néglige les armatures de la dalle (treillis soudés); on a alors, entre les différentes grandeurs les relations suivantes :

$$h = \frac{h_o}{2} + d_o$$

$$B = bh_o \quad I_b = \frac{bh_o^3}{12}$$

$$B_o = B + nA \quad (A \text{ est la section du profilé})$$

7-1- Calcul, de la position de l'axe neutre de la section mixte :

$h_o = 10 \text{ cm.}$

Pointrelle IPE 180.

Hauteur des nervures (TN40) = 4 cm.

$$d_a = \frac{h_0}{2} + 4 + \frac{h \text{ poutrelle}}{2} = \frac{100}{2} + 40 + \frac{180}{2} = 180 \text{ mm.}$$

$$h = \frac{10}{2} + 180 = 23 \text{ cm.}$$

7-2- Largeur du plancher collaborant :

$$b = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} l'/2 = \frac{1,2}{2} = 0,6 \text{ m } l' : \text{ entre axe des solives} \\ l/10 = \frac{4}{10} = 0,4 \text{ m } l : \text{ portée des solives.} \\ 3/4 \text{ (distance de la section considéré à l'appui le plus} \\ \text{proche)} = 3/4 \cdot 1,2 = 0,9 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b = 0,4 \text{ m.}$$

$$\frac{B}{n.A} = \frac{40.10}{15.23,9} = 1,116$$

$$\frac{2(h-h_0)}{h_0} = \frac{2(23-10)}{10} = 2,6$$

on constate que $\frac{B}{n.A} < \frac{2(h-h_0)}{h_0}$; donc, l'axe neutre tombe en dessous de la dalle en B.A.

7-3- Calcul de la position de l'axe neutre :

$$X = \frac{h_0}{2} + \frac{d_a n A}{B_0} \quad \begin{array}{l} B_0 = B + nA = 40.10 + 4.12 + 15.23,9 \\ B_0 = 806,5 \text{ cm}^2 \end{array}$$

$$X = 5 + \frac{18.15.23,9}{806,5} = 13 \text{ cm.}$$

7-4- Calcul des connecteurs :

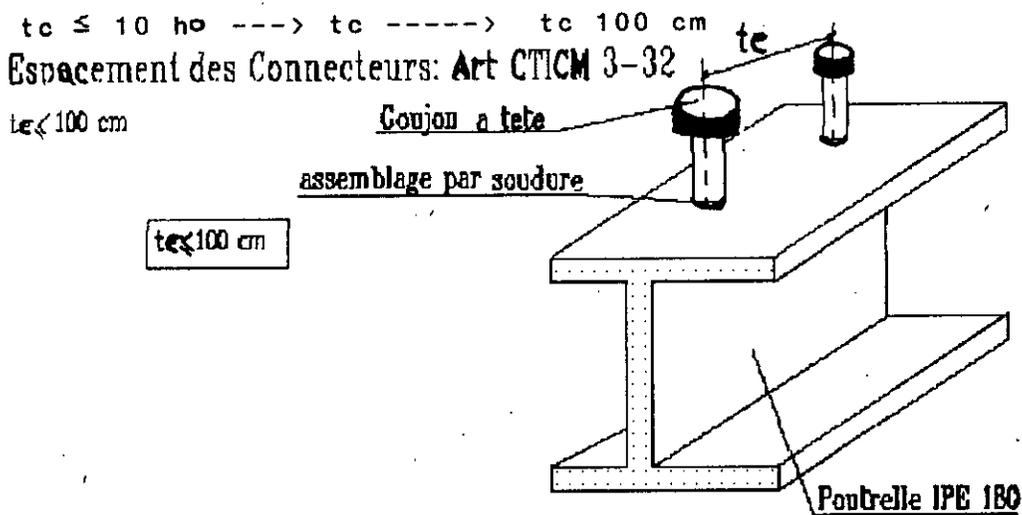
Les connecteurs assurent la transmission des forces de glissement des poutrelles, vers le béton, et s'opposent au soulèvement de la dalle.

Il existe plusieurs types de connecteurs, dont, les plus utilisés sont les goujons à tête, et les cornières.

On adoptera des goujons à tête cylindrique, d'une capacité :

$$\bar{Q} = 42 d \sqrt{d \sigma_j}$$

7-4-1- Espacement des connecteurs : (Art CTICM 3-32)



7-4-2- Capacité d'un goujon :

$$\bar{Q} = 42 d \sqrt{d \sigma_j} \quad \text{Art CTIM 3-422}$$

Cette relation, n'est valable que si :

$$0,6 d \leq t \leq d$$

$$1 \text{ cm} \leq d \leq 3,2 \text{ cm}$$

$$h \geq 4 d$$

$$1,2 d \leq \phi \leq 1,4 d$$

on prend un goujon : $d = 1,8 \text{ cm}$

$$h = 7,5 \text{ cm}$$

$$t = 1,40 \text{ cm}$$

$$\phi = 2,2 \text{ cm}$$

$$\bar{Q} = 42.1,8 \sqrt{1,8.270} = 1666,63 \text{ da N.}$$

7-5- Vérification de glissement, entre la dalle et la solive :

Action de l'effort tranchant : CTICM Art : 2.41

$$T_1 = \frac{T.S^*}{I_0}, \text{ avec } T_1 : \text{ effort de glissement de la dalle,}$$

sur la solive, par unité de largeur (car $x > h_0$ déjà vérifié)

$$S^* = \frac{d_0 n AB}{B_0} = \text{Moment statique d'une partie de la section mixte, par rapport à l'axe neutre.}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport à l'axe neutre de la section mixte.

$I_0 = I_b + nIA + S d_0$ avec, I_b = moment d'inertie du béton;
 I_a : moment d'inertie du profilé métallique.

$$A = 23,9 \text{ cm}^2 \quad B = 4448 \text{ cm}^2; \quad B_0 = 806,5 \text{ cm}^2 \quad d_0 = 18 \text{ cm}$$

$$I_a = 1317 \text{ cm}^4.$$

$$b = 40 \text{ cm} \quad v_0 = 14 - 8,48 = 5,52 \text{ cm}$$

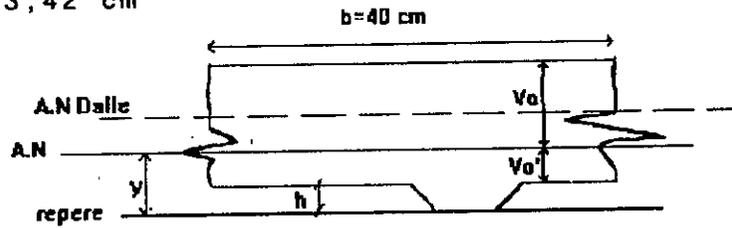
$$y = 8,48 \text{ cm} \quad v_0' = 10 - 5,52 = 4,48 \text{ cm}$$

$$e = 8,48 - 2 = 6,48 \text{ cm}$$

$$h = 4 \text{ cm}; \quad \eta = 4.12 = 48 \text{ cm}^2$$

$$I_b = \frac{bv_0^3}{3} + \frac{bv_0'^3}{3} + \frac{h^3 d}{12} + h d l^2$$

$$I_b = 3753,42 \text{ cm}^4$$



$$S^* = \frac{d_{on} AB}{B_{\sigma}} = \frac{18.15.23,9.448}{806,5} = 3584,55 \text{ cm}^3$$

$$I_{\sigma} = 3753,42 + 15.1317 + 3584,55 = 27092,97 \text{ cm}^4$$

On admet que $T = \frac{q_l}{2,4}$ CTICM Art 2.413

Avec $q = (G + 1,2 p)b = (477 + 1,2150).0,4 = 262,8 \text{ da N/ml}$

d'où $T_1 = \frac{262,8}{2,4} .4 = 438 \text{ da N.}$

Effort de glissement : $T_1 = \frac{T.S^*}{I_{\sigma}} = \frac{438.3584,55}{27092,97}$

$$T_1 = 57,94 \text{ da N/ml.}$$

Sinon fixe un espace entre les goujons, $t' = 25 \text{ cm}$, l'effort, revenant à un goujon, est :

$$T_1' = 57,94 .25 = 1448,74 < \bar{Q} = 1666,63 \text{ da N}$$

Donc, on peut dire qu'il n'y aura pas de glissement, entre la dalle et les solives.

8- VERIFICATION

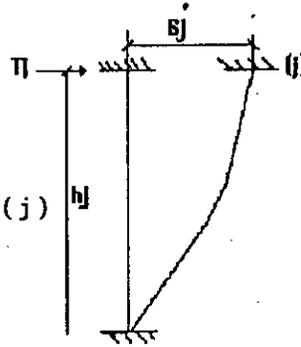
8-1- Calcul des rigidités :

Le calcul des rigidités a été fait selon une méthode exacte en appliquant des forces sismiques au portique. On détermine les déplacements relatifs d'étage (δ_j) d'après le programme ROBOT3) et la rigidité relative de niveau d'un portique est obtenue d'après le rapport suivant :

$$R_j = \frac{T_j}{\delta_j}$$

T_j : effort tranchant au niveau (j)

δ_j : déplacement relatif de l'étage (j)



Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

a- Rigidité du portique contreventé (sens transversal y - y)

Niveau	Forcé sismique $F_{iy}(t)$	$t_j(t)$	$\delta_j(m)$ $\times 10^{-2}$	$R_{j.y} (t/m)$
5	13,41	13,41	0,1316	10189,97
4	10,85	24,26	0,1214	19983,52
3	8,315	32,575	0,00979	33273,75
2	5,775	38,35	0,0741	51754,38
1	3,24	41,59	0,0410	101439,02

b- Rigidité du portique auto stable (sens longitudinal X - X)

Niveau	Force sismique F _i x(t)	T _j (t)	δ _j (m) x10 ⁻²	R _{jx} (t/m)
5	3,3525	3,3525	1,6327	205,33
4	2,7125	6,065	1,7364	349,286
3	2,0787	8,1437	1,9732	412,715
2	1,4437	9,5875	1,9352	522,423
1	0,81	10,3975	2,2754	456,953

8-1-1- Centre de masse Centre de torsion rigidités à la torsion
Après avoir calculé les rigidités relatives de niveaux des portiques, on déterminera dans ce qui suit le centre de rigidité (ou centre de torsion) et le centre de masse pour chaque niveau. Ces deux centres ne sont souvent pas confondus et leur excentricité provoque sans charges horizontales (seisme) une torsion; cette torsion engendre une augmentation de l'effort tranchant qui doit être pris en compte dans le calcul exacte des efforts.

Exception : Le bâtiment calculé étant symétrique; par conséquent le centre de masse est confondu avec le centre de torsion. Toute fois, le RPA (Art 3-2-1-5) exige une excentricité à chaque niveau dans les deux sens, égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.
- ex ou ey calculer.

a- Centre de torsion :

$$x_{cj} = \frac{\sum R_{jy} \cdot x_j}{\sum R_{jy}} ; \quad y_{cj} = \frac{\sum R_{jx} \cdot y_j}{\sum R_{jx}}$$

Avec

x_j = position à l'étage (j) d'un portique transversal / à Oy

y_j = position à l'étage (j) d'un portique longitudinal / à Ox

b- Centre de masse :

$$x_G = \frac{\sum r_i x_i}{\sum r_i} ; y_G = \frac{\sum r_i y_i}{\sum r_i}$$

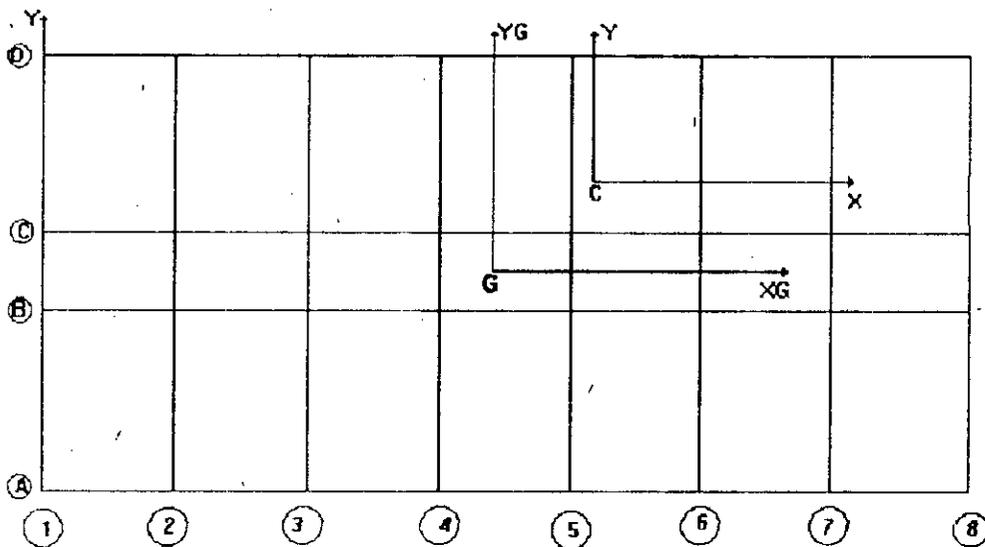
8- RIGIDITE A LA TORSION :

La rigidité à la torsion de l'étage (j) est donné par :

$$R_{j\theta} = \sum R_{jy} x_j^2 + \sum R_{jx} y_j^2$$

Ou x_j et y_j sont les coordonnées des portiques respectivement transversaux et longitudinaux par rapport au niveau repéré c x y

$$e_x = e_y = 5 \% L = 0,05 \cdot 25,2 = 1,26 \text{ m}$$



8- DISTRIBUTION DES EFFORTS HORIZONTAUX SUR LES PALUS DE STABILITE:

Dans les systèmes hyperstatiques, la distribution des efforts horizontaux sur les différents contreventement, 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 simplificatrice :

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

8-4 Mode de distribution :

La force horizontale F_i appliquée au niveau i , doit être distribué sur les palées de stabilité, dans la direction considérée, à l'aide des formules suivantes :

$$F_{ix} = F_x \left[\frac{R_{jx}}{\sum R_{jx}} + \frac{e_y \cdot R_{jx} \cdot y_j}{R_{j\theta}} \right]$$

$$F_{iy} = F_y \left[\frac{R_{jy}}{\sum R_{jy}} + \frac{e_x \cdot R_{jy} \cdot x_j}{R_{j\theta}} \right]$$

Avec e : excentricité

(x_i, y_i) : coordonnées de la palées i dans le repère $(c; x, y)$

	NIVEAU	XJ(x)	Yj(m)	Rjx(t/m)	Rjy(t/m)	NIVEAU	Rjg(t.m)
PORTIQUE	5	/	0,24	205,33	/	5	3293442,3
	4			349,286			
	3			412,715			
	2			522,423			
	1			456,953			
PORTIQUE	5	/	0,24	205,33	/	4	6452112,5
	4			349,286			
	3			412,715			
	2			522,423			
	1			456,953			
PORTIQUE	5	/	2,26	205,33	/	3	10722123,5
	4			349,286			
	3			412,715			
	2			522,423			
	1			456,953			
PORTIQUE	5	/	2,26	205,33	/	2	16662433,7
	4			349,286			
	3			412,715			
	2			522,423			
	1			456,953			
PORTIQUE	5	/	0,26	205,33	/	1	32567906,5
	4			349,286			
	3			412,715			
	2			522,423			
	1			456,953			
PORTIQUE	5	/	0,26	205,33	/		
	4			349,286			
	3			412,715			
	2			522,423			
	1			456,953			
PORTIQUE	5	/	4,26	205,33	/		
	4			349,286			
	3			412,715			
	2			522,423			
	1			456,953			
PORTIQUE	5	/	4,26	205,33	/		
	4			349,286			
	3			412,715			
	2			522,423			
	1			456,953			
PORTIQUE	5	13,86	/	205,33	/		
	4			349,286			
	3			412,715			
	2			522,423			
	1			456,953			
PORTIQUE	5	13,34	/	205,33	/		
	4			349,286			
	3			412,715			
	2			522,423			
	1			456,953			
PORTIQUE	5	/		10189,97	/		
	4			19963,52			
	3			33273,75			
	2			51754,38			
	1			60149,02			
PORTIQUE	5	/		10189,97	/		
	4			19963,52			
	3			33273,75			
	2			51754,38			
	1			10149,02			

Portique conrevente (1)

niveau	Fy(t)	Rj θ (t.m)	Fiy(t)
5	26,82	3293442,32	14,859
4	21,82	6452112,31	12,0902
3	16,63	10722123,51	9,2162
2	11,55	16662433,78	6,4015
1	6,48	32587906,9	3,592

Portique autostable A3.

niveau	Fx(t)	Rj θ (t.m)	Fix(t)
5	26,82	3293442,32	3,3656
4	21,82	6452112,31	2,73678
3	16,63	10722123,51	2,08378
2	11,55	16662433,78	1,4466
1	6,48	32587906,9	0,8107

8-2. Calcul des efforts internes (M.N.T) :

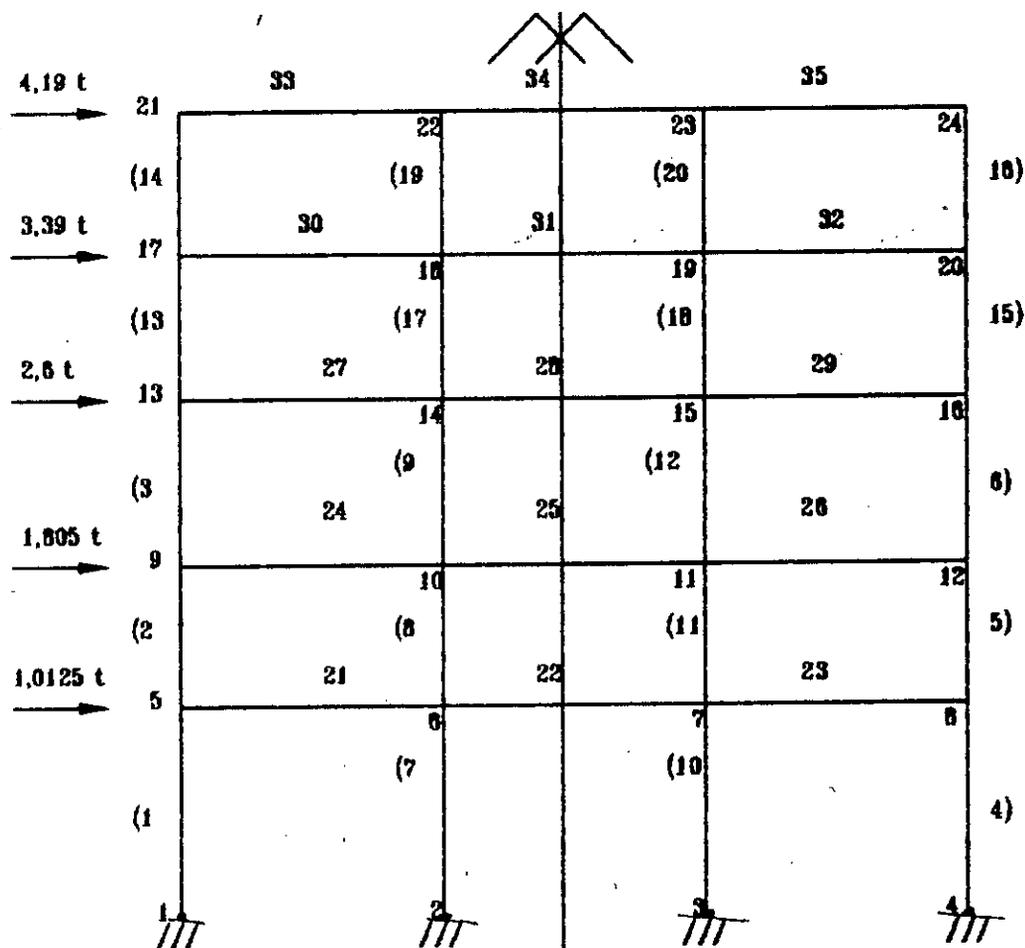
Le calcul des efforts internes (M.N.T) a été établi par le logiciel (ROBOT 3), qui après avoir reçu comme

* données (fichier de données) :

- les coordonnées des noeuds
- les conditions de liaisons
- les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure.
- les charges
- définition des poutres et des poteaux
- ainsi que les combinaisons désirées

* Fichier résultat :

- les efforts dans les barres
- les déplacements des noeuds
- les réactions à la barre
- les contraintes dans les barres



(Portique autostable)

Voir Annexe 1

**LES EFFORTS DANS LE PORTIQUE AUTOSTABLE INTERMEDIAIRE SELON
LA COMBINAISON DES CHARGES : G + Q + 1,2 E**

POTEAUX						POUTRES					
etage	num	coor- donnee	N(t)	t(t)	M(t.m)	etage	num	coor- donnee	N(t)	t(t)	M(t.m)
RDC	1	0	18,952	3,17	0	RDC	2	0	-0,698	-0,305	-10,66
		3	18,952	-3,17	9,51			3,6	0,698	13,99	-15,08
	4	0	50,06	3,83	0		22	0	-0,305	1,937	-4,677
		3	-50,06	-3,83	11,496			3,6	0,305	11,757	-13,00
	7	0	71,97	4,306	0		23	0	0,164	0,40	-0,64
		3	-71,97	-4,306	12,92			3,6	-0,164	13,23	-16,35
10	0	86,43	4,28	0	24	0	1,937	2,854	-4,105		
	3	-86,43	-4,28	12,629		3,6	-1,937	10,84	-10,27		
1er	2	0	17,28	1,256	1,154	1er	25	0	0,87	3,348	-2,299
		3	-17,28	-1,256	2,615			3,6	-0,87	10,35	-10,298
	5	0	36,828	3,868	4,85		26	0	0,043	2,896	-2,84
		3	-36,828	-3,868	6,15			3,6	-0,043	10,799	-11,38
	8	0	56,03	4,699	6,84		27	0	2,848	3,762	-2,616
		3	-56,03	-4,699	7,28			3,6	-2,848	9,93	-8,49
11	0	54,21	4,74	6,61	28	0	2,78	4,167	-0,86		
	3	-54,21	-4,74	7,42		3,6	-2,78	9,527	-6,788		
2eme	3	0	14,4	1,028	1,49	2eme	29	0	0,732	3,726	-1,43
		3	-14,4	-1,028	1,59			3,6	-0,732	9,968	-9,8
	6	0	26,03	3,625	5,23		30	0	2,8	4,907	-4,76
		3	-26,03	-3,625	15,649			3,6	-2,8	6,707	-6,51
	9	0	41,85	3,63	5,31		31	0	1,678	5,00	0,55
		3	-41,85	-3,63	5,59			3,6	-1,678	8,69	-7,189
12	0	40,97	3,918	5,72	32	0	0,53	4,78	0,29		
	3	-40,97	-3,918	6,04		3,6	-0,52	8,78	-7,725		
3eme	13	0	10,64	0,76	1,023	3eme	33	0	5,53	5,73	0,726
		3	-10,64	-0,76	1,248			3,6	-5,53	7,96	-4,732
	15	0	16,06	2,89	4,15		34	0	4,087	5,996	2,433
		3	-16,06	-2,89	4,53			3,6	-4,087	7,698	-5,496
	17	0	27,75	2,56	3,78		35	0	2,368	6,543	2,82
		3	-27,75	-2,56	3,93			3,6	-2,368	7,15	0,739
18	0	27,71	2,87	4,166							
	3	-27,71	-2,87	4,42							
4eme	14	0	5,73	-0,499	-0,77						
		3	-5,73	0,499	-0,72						
	16	0	7,15	2,368	3,197						
		3	-7,15	-2,368	3,91						
	19	0	13,96	1,442	2,026						
		3	-13,96	-1,442	2,299						
20	0	14,24	1,717	2,476							
	3	-14,24	-1,717	2,67							

les efforts dans le portique autostable de rive selon la combinaison
des charges : G + Q + 1,2E

POTEAUX						POUTRES					
etage	num	coor- donnee	N(t)	t(t)	M(t.m)	etage	num	coor- donnee	N(t)	t(t)	M(t.m)
RDC	1	0	-2,915	3,967	0	RDC	21	0	-0,18	-4,14	-12,35
		3	2,915	-3,967	10,102			3,6	0,18	9,72	-12,59
	4	0	30,195	3,635	0		22	0	0,24	2,12	-7,14
		3	-30,193	-3,635	10,904			3,6	-0,24	7,7	-10,53
	7	0	30,982	4,298	0		23	0	0,68	-3,82	-9,14
		3	-30,982	-4,298	14,577			3,6	-0,68	9,40	-14,65
	10	0	25,440	4,284	0		24	0	1,99	-1,19	-8,27
3		-25,440	-4,384	12,854	3,6	-1,99		6,77	-8,07		
1er	2	0	1,223	1,973	2,253	1er	25	0	0,99	-0,71	-4,87
		3	-1,223	-1,973	3,687			3,6	-0,99	8,29	-7,93
	5	0	20,793	2,951	3,751		26	0	0,10	-1,17	-5,39
		3	-20,793	-2,951	5,102			3,6	-0,10	8,75	-9,22
	8	0	23,38	4,71	8,83		27	0	2,71	-0,31	-4,75
		3	-23,38	-4,71	7,31			3,6	-2,71	5,89	-8,40
	11	0	21,58	4,73	6,82		28	0	1,65	0,11	-3,21
3		-21,58	-4,73	7,97	3,6	-1,65		5,47	-8,44		
2eme	3	0	2,42	1,8	2,6	2eme	29	0	0,59	-0,32	-3,52
		3	-2,42	-1,8	2,8			3,6	-0,59	5,89	-7,68
	6	0	14,04	2,85	4,11		30	0	3,02	0,81	-2,63
		3	-14,04	-2,85	4,44			3,6	-3,02	4,77	-4,44
	9	0	17,32	3,72	5,43		31	0	1,89	0,95	-4,44
		3	-17,32	-3,72	5,72			3,6	-1,89	4,83	-1,74
	12	0	16,44	3,83	5,59		32	0	0,74	0,76	-4,89
3		-16,44	-3,83	5,98	3,6	-0,74		4,81	-5,57		
3eme	13	0	2,73	+1,39	1,95	3eme	33	0	4,87	1,91	-0,85
		3	-2,73	-1,39	2,22			3,6	-4,87	3,88	-2,49
	15	0	8,14	2,28	3,22		34	0	3,15	1,94	0,08
		3	-8,14	-2,28	3,55			3,6	-3,15	3,64	-3,15
	17	0	11,32	3,125	3,89		35	0	1,52	2,25	0,58
		3	-11,32	-3,125	4,08			3,6	-1,52	3,93	-2,53
	18	0	5,6	1,52	2,34						
3		-5,6	-1,52	2,41							
4eme	14	0	1,91	1,52	0,41						
		3	-1,91	-1,52	0,65						
	16	0	3,33	1,52	2,02						
		3	-3,33	-1,52	2,53						
	19	0	11,29	2,78	4,06						
		3	-11,29	-2,78	4,27						
	20	0	5,89	1,63	2,34						
3		-5,89	-1,63	2,56							

8-3. vérification des portiques :

La vérification des portiques conduit en principe aux opérations suivantes :

-vérifier que la stabilité est assurée, soit des éléments individuellement (instabilité élastique, flambement des pièces comprimées déversement des pièces fléchies, et voilement des âmes minces.

. Soit de la structure dans sa globalité (renversement, déplacement)

. Vérifier que la résistance des sections des pièces est suffisante, ceci revient que pour chaque élément les valeurs maximales des contraintes pondérées restent inférieures à celles qui entraîneraient théoriquement la ruine de l'élément.

Vérification des éléments :

8_3.1. Poteaux :

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, alors on doit les vérifier d'après la formule enveloppe suivante qui nous place en sécurité :

$$\frac{9}{8} \cdot [K\sigma + Kd\sigma_{fx}] \leq \sigma_e \text{ (CM66 art 3.732)}$$

Avec :

K : coefficient de flambement

σ : contrainte pondérée de compression simple

Kd : coefficient de déversement

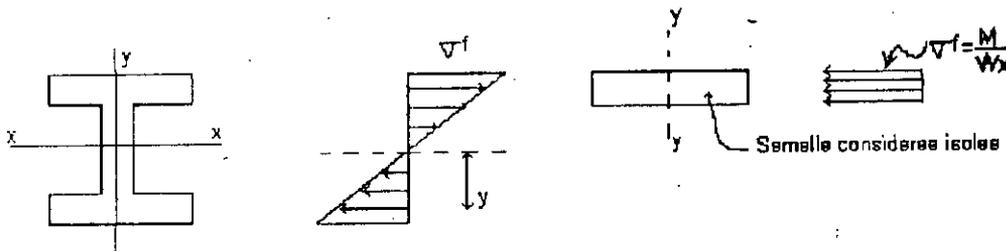
σ_{fx} : contrainte pondérée maximale de flexion simple dans cette formule, il est nécessaire de connaître la longueur de flambement du poteau.

- Lorsque la stabilité dans la direction du flambement n'est assurée que par l'encastrement des poutres sur les poteaux, le rapport $\frac{I_f}{I_0}$ est donnée par la formule suivante, en fonction des coefficients¹⁰ d'encastrement KA et KB aux deux extrémités du tronçon AB du poteau considéré :

Vérification au déversement : La flexion est dans le plan de lame, la vérification au déversement est nécessaire.

8-3-1-1- Vérification préliminaire au déversement :

Cette méthode consiste à effectuer une vérification classique au flambement de la semelle par rapport à l'axe (Y - Y) (axe de grande inertie) sous une compression uniforme dans la contrainte est σ_f .



$$I_{S/y} = \frac{e_s \cdot b^3}{12}$$

$$r_{S/y} = \frac{b}{\sqrt{12}} = \frac{24}{\sqrt{12}} = 6,93 \text{ cm.}$$

$$\lambda_{S/y} = \frac{l_{fS/y}}{r_{S/y}} = \frac{0,7 \cdot 300}{6,93} = 30,31 \text{ ----} \rightarrow K_{S/y} = 1,035$$

$$f = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{10,102 \cdot 10^9}{736} = 13,72 \text{ da N/mm}^2$$

La condition de résistance :

$$K_{S/y} \cdot \sigma_f = 1,035 \cdot 13,72 = 14,2 \text{ da N/mm} < \sigma_e$$

La pièce est donc stable pas de déversement $K_d = 1$

Coefficient de flambement :

$$\lambda_{\max} = \lambda_y = 53,67 \text{ ----} \rightarrow K = 1,144$$

Contrainte de compression simple :

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{30,913 \cdot 10}{91} = 3,4 \text{ da N/mm}^2$$

Contrainte de flexion simple :

$$\sigma_f = \frac{M_{max}}{W_X} = 13,72 \text{ da N/mm}^2$$

$$9/8 (K \cdot \sigma + K_d \cdot \sigma_f) = 9/8 (1,144 \cdot 3,4 + 1 \times 13,72) = 19,8 < 24 \text{ da N/mm}^2$$

Résistance vérifiée

8-3-1-2- Vérification au cisaillement :

Dans le cas le plus fréquent des profils comportant deux semelles et une âme de section A_a , à condition que la section de la semelle la plus faible représente au moins 15 % de la section totale, on peut admettre que :

$$\tau = \frac{T}{A_a}$$

avec :

A_S : section de la semelle.

A_t : section totale

A_s : $b \cdot e = 0,22 \times 0,016 = 0,00352 \text{ m}$

A_t : $91 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow 0,15 A_t = 0,001365 \text{ m}^2$.

comme $A_s > 0,15 A_t \rightarrow \tau = \frac{T}{A_a}$

A_a : Section de l'âme $A_a : (h-2e) \cdot a$

$A_a = (22-2 \cdot 1,6) \cdot 0,95 = 17,85 \text{ cm}^2$

Contrainte admissible de cisaillement :

Elle dépend de l'élanement de l'âme :

$$\text{si } \frac{h_a}{e a} \leq \frac{1014}{\sqrt{10 \cdot \sigma_e}} \quad (\text{cour de CM})$$

$$\sigma_e \text{ en da N/mm}^2 \text{ alors } \tau_c = \tau_{max} = \frac{\sigma_e}{1,54}$$

$$\text{Pour HEB220 } \frac{h_a}{e a} = \frac{18,8}{0,95} = 19,79 < \frac{1014}{\sqrt{10 \cdot 24}} = 65,45$$

$$\tau = \frac{T}{A_a} = \frac{3,367 \cdot 10}{17,85} = 1,89 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < \frac{15,58}{1,54} = 15,58 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

- Le cisaillement du poteau est largement vérifié; il reste donc utile de faire cette vérification pour le reste des poteaux.

Calcul de la longueur de flambement pour le poteau n°=18

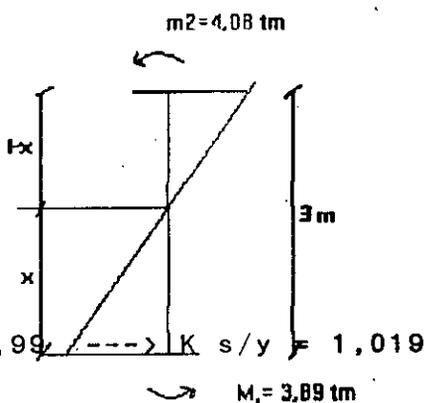
$$\frac{M1}{M2} = \frac{x}{1-x} \rightarrow \frac{3,89}{4,08} = \frac{x}{3-x}$$

$$\rightarrow x = 1,46 \text{ m.}$$

$$l_{fs/y} = x = 1,46 \text{ m}$$

$$r_{s/y} = \frac{b}{\sqrt{12}} = \frac{22}{\sqrt{12}} = 6,35 \text{ cm}$$

$$\lambda_{s/y} = \frac{l_{fs/y}}{r_{s/y}} = \frac{1,46 \cdot 10^2}{6,35} = 22,99$$



La même chose pour le poteaux 15.

La suite des résultats seront résumés dans les tableaux suivants :

Vérification préliminaire au déversement						
N° et type de poteau	$\lambda_{s/y}$	$K_{s/y}$	$M1(t.m)$	$M2(t.m)$	σ_f	$K_{s/y} \sigma_f \leq \sigma_e$
4 HEB 200	30,31	1,035	0	10,904	13,72	14,2 < 24
15 HEA 200	23,27	1,020	2,34	2,41	4,68	4,77 < 24
10 HEB 220	30,31	1,035	0	12,854	17,46	18,07 < 24
18 HEA 220	22,99	1,019	3,89	4,08	7,92	8,07 < 24

Vérification de la résistance d'après la formule enveloppe (3-732 de CM 66)						
N° et type de poteau	λ_y	K	Kd	σ	σ_f	$9/8[K\sigma + K_f \sigma_f] < \sigma_e$
4 HEB 200	53,67	1,144	1	3,4	13,72	19,8 < 24
15 HEA 200	54,45	1,146	1	0,9	4,7	6,45 < 24
10 HEB 220	53,67	1,144	1	2,79	17,46	23,23 < 24
18 HEA 220	54,45	1,146	1	1,76	7,92	11,18 < 24

8-3-2- Poutres

On vérifie la poutre la plus sollicitée du plancher terrasse et du plancher courant, ces poutres sont sollicitées en flexion simple avec effort tranchant, l'effet de l'effort normal est négligeable.

Les poutres sont prémunis contre tout risque de déversement et de flambements car elles sont solidarisées à la dalle par des connecteurs d'une part et entretoisées par des solives d'autres part.

On doit vérifier la fibre la plus comprimée de la poutre, d'après la formule suivante :

$$\sigma_f \leq \sigma_e.$$

8-3-2-1- Poutre du plancher courant IPE360

$$I_x = 16270 \text{ cm}^4, A = 172,7 \text{ cm}^2, W_x = 904 \text{ cm}^3.$$

$$M_{\max} = 12,59 \text{ t.m}; N_{\max} = 4,67 \text{ t (compression)}$$

$$T_{\max} = 9,72 \text{ t.}$$

Contrainte de flexion simple

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_X} = \frac{12,59 \cdot 10^3}{904} = 13,93 \text{ da N/mm}^2$$

* Vérification de la résistance

$$\sigma_f = 13,93 < \sigma_e = 24 \text{ da N/mm}^2 \text{ (résistance vérifiée)}$$

* Vérification au cisaillement :

La même démarche que celle des poteaux pourra être suivie pour vérifier le cisaillement des poutres.

$$T_{\max} = 9,727.$$

$$A_S = b \cdot e = 17 \times 1,27 = 21,59 \text{ cm}^2$$

$$0,15 A_t = 10,905 \text{ cm}^2 \text{ ----} \rightarrow \tau = \frac{T}{A_a}$$

$$A_a = a(h - 2es) = (36 - 2 \cdot 1,27) \cdot 0,8 = 26,77 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{T}{A_a} = \frac{9,72}{26,77} \cdot 10 = 3,63 \text{ da N/mm}^2$$

$$\frac{h_a}{e_a} = \frac{33,46}{0,8} = 41,825 < \frac{1014}{\sqrt{240}} = 65,45$$

$$\text{----} \rightarrow \tau \text{ doit être comparée à } \tau_c = \frac{\sigma_e}{1,54}$$

$$\text{----} \rightarrow 3,63 \text{ da N/mm}^2 < \frac{24}{1,54} = 15,58 \text{ da N/mm}^2$$

c'est vérifiée.

8-3-2-2- Poutre de plancher terrasse IPE360

$$I_x = 16270 \text{ cm}^2; W_x; 904 \text{ cm}^3; A = 72,7 \text{ cm}^2$$

$$M_{\max} = 2,53 \text{ t.m}; t_{\max} = 3,66 \text{ t.}$$

$$N_{\max} = 4,67 \text{ t.}$$

La même procédure que le cas précédent.

$$\text{Contrainte de flexion } \sigma_f = 2,8 \text{ da N/mm}^2 < \sigma_e = 24 \text{ da N/mm}^2$$

$$\text{Contrainte des cisaillement } \tau = \frac{T}{A_a} = 1,37 \text{ da N/mm}^2 < 15,58 \text{ da N/mm}^2$$

8-4- Vérification des déformations horizontales :

Le calcul des déplacements horizontaux, relève du souci d'éviter la création du désordre dans les éléments de remplissage, et également éviter la collision entre deux bâtiments adjacents; pour cela, les déplacements relatifs d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doit pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage. Les résultats des déplacements relatifs élastiques restitués par "STRESS" récapitulés dans le tableau ci-dessous

Sens transversal :

Niveau	Déplacement relatif (δ_j) (cm)	déplacement relatif admissible ($\overline{\delta_j}$) (cm)
5	0,331	2,25
4	0,321	2,25
3	0,2933	2,25
2	0,2717	2,25
1	0,179	2,25

Les déplacements relatifs d'étage sont très inférieurs au déplacements admissible, ceci est dû à la rigidité du portique contreventé.

Sens longitudinal

Les déplacements relatif d'étage dans ce sens sont vérifiés au départ dans le prédimensionnement du portique autostable (portal méthode).

8-5- Stabilité au renversement :

Chaque structure doit être calculée, afin de résister aux efforts de renversement qui peuvent être causés par les forces sismiques. A chaque niveau, l'augmentation du moment de renversement calculé à l'étage considéré, doit être distribuée aux différents éléments

selon la même proportion que celle des efforts tranchants.

On doit vérifier que :

Moment de renversement \leq Moment résistant

a- Sens longitudinal :

$$M_{renv} = \sum_{i=1}^5 f_i \cdot x_i$$

$$M_{renv} = 6,48.3 + 11,55.6 + 16,63.9 + 21,7.12 + 26.82.15$$

$$M_{renv} = 901,11 \text{ t.m}$$

Moment résistant :

$$MR = \frac{W \cdot b}{2} = \frac{25,7.964,46}{2} = 12393,31 \text{ t.m}$$

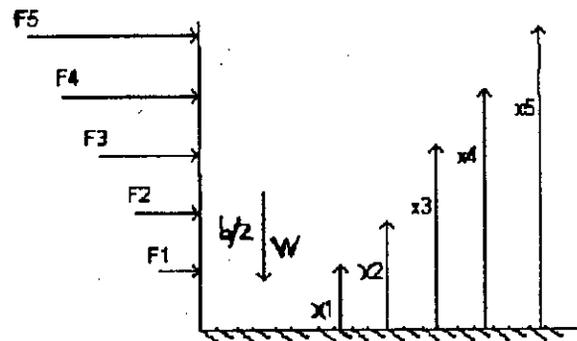
$M_{renv} < MR$ d'où pas de renversement.

b- Sens transversal :

$$M_{renv} = \sum_{i=1}^5 f_i x_i = 901,11 \text{ t.m}$$

$$MR = W \frac{a}{2} = \frac{964,46}{2} \cdot 10,49 = 5058,59 \text{ t.m}$$

$M_{renv} < MR$ ----> pas de renversement.



8-6- Vérification du voilement des poteaux du portique autostable

Tout les poteaux sont prémunis contr tous les risques de déversement.

Semelles non raidier.

Conformément à l'article 5-211-311 des (M66 le rapport $(b/2t)$ est tel que :

$$\frac{b}{2t} \leq \sqrt{\frac{24}{\sigma_e}} \quad \sigma_e : \text{en da } N/mm^2$$

1) Poteaux HEB220

$$\left. \begin{array}{l} b = 220 \text{ mm} \\ t = 16 \text{ mm} \end{array} \right\} \text{ ----> } \frac{b}{2t} = \frac{220}{2.16} = 6,875 < 15 \sqrt{\frac{24}{24}} = 15$$

donc c'est vérifié.

9- Assemblages

9-1- Objet :

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

On classe les différents procédés des assemblages en deux grandes classes :

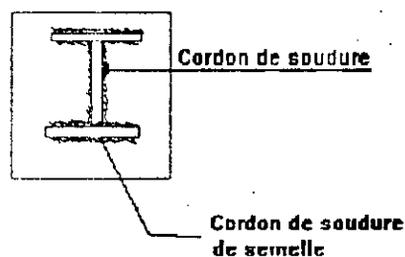
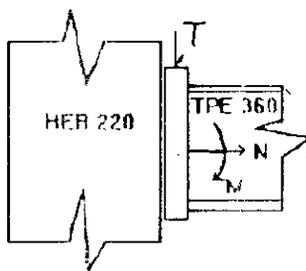
- assemblages mécaniques : boulons, rivets.
- Assemblages cohesifs : soudures.

9-2- Assemblage poteau poutre :

C'est un assemblage frontal, on envisagera un seul cas.

Soit l'assemblage le plus sollicité soumis à l'action des efforts suivants :

$$M = 14,65 \text{ t.m}; \quad t = 9,4 \text{ t}; \quad N = 0,68 \text{ t}.$$



On utilisera pour tous les assemblages des portiques autostable, des boulons à haute résistance (H-R).

C'est en communiquant au boulon un effort agissant axialement, qui est réalisé par serrage de l'écrou ou de la tête du boulon, qu'on obtient un boulon précontraint.

Le problème posé consiste à :

- Dimensionner l'assemblage.
- Déterminer une disposition constructive adéquate.
- Et enfin, faire la vérification du boulon vis-à-vis de (T.M.N).

9-2-1- Dimensionnement de l'assemblage :

Moment extérieur $M = 14,65 \text{ t.m}$

La zone tendue est définie par :

$$x = e_s \sqrt{\frac{b}{e_a}}$$

avec : e_s : épaisseur de semelle de la poutre
 b : largeur de la poutre
 e_a : épaisseur de l'âme de la poutre

$$x = 12,7 \sqrt{\frac{170}{8}} = 58,54 \text{ mm.}$$

On envisage a priori la possibilité d'implanter 8 boulons HR $\phi 24$ de classe 10-9 $e = 90 \text{ da N/mm}^2$, disposés en 2 files.

Il faut vérifier que l'effort tendeur du M et N dans le boulon le plus sollicité soit inférieur à l'effort de précontrainte

N° (CM66 art 4.136)

Effet du moment.

La condition d'équilibre se traduit par :

L'égalité suivante

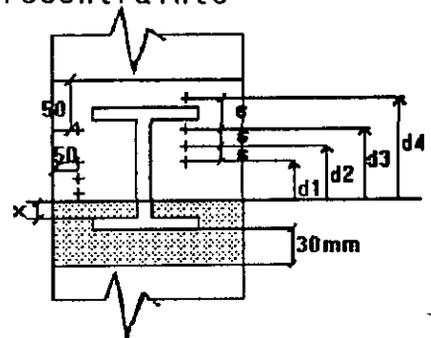
$$MR = M_{ext}$$

avec MR = moment résistant de l'assemblage.

$$MR = 2f_1d_1 + 2f_2\lambda_2 + 2f_3d_3 + 2f_4d_4.$$

puisque f_4 et l'effort de traction max,

il conviendra d'exprimer (f_1, f_2, f_3) en fonction de f_4 (d'après les



triangles semblables)

$$\frac{2f_i}{2f_4} = \frac{d_i}{d_4} \rightarrow f_i = \frac{f_4 \cdot d_i}{d_4}$$

$$\text{d'où } \frac{M_e}{2} = \frac{F_4}{2} d_1^2 + \frac{f_4}{2} d_2^2 + \frac{f_4}{2} d_3^2 + \frac{f_4 \cdot d_4^2}{2}$$

$$\text{Soit } \frac{f_4}{d_4} \left[\sum d_i^2 \right] = \frac{M_e}{2} \rightarrow f_4 = \frac{M_e}{2} \cdot \frac{d_4}{\sum d_i^2}$$

L'espacement des boulons est : $\delta = 90$ mm.

$d_1 = 18,76$ mm; $d_2 = 108,76$ mm; $d_3 = 198,76$ mm; $d_4 = 288,76$ mm

$$\text{d'où } f_4 = \frac{14,65}{2} \cdot \frac{288,76 \cdot 10^3}{(18,76)^2 + (108,76)^2 + (198,76)^2}$$

$$f_4 = 15,66 \text{ t.}$$

Effort de précontrainte pour un boulon :

$$N_0 = 0,8 \cdot \sigma_0 \cdot A_r$$

$$\text{pour } \phi 24 \text{ HR 10.9 } N_0 = 0,8 \cdot 90 \cdot 353 = 25,416 \text{ t}$$

par ailleurs, le boulon sollicité, est soumis à un effort de traction

$$N = N_N + N_M.$$

$$N_N = \frac{N}{n_b} = \frac{0,68}{8} = 0,085 \text{ t (effort de } N \text{ négligeable)}$$

$$\text{d'où } N = N_M + N_N = 15,74 \text{ t} < N_0 = 25,416 \text{ t.}$$

résistance à la traction vérifiée.

9-2-2- Vérification au cisaillement :

La résistance à l'effort tranchant, peut être calculée, comme si le moment flechissant n'existe pas (CM66 art 4.136),

$$T_{\max} = 9,4 \text{ t.}$$

$$\text{On doit vérifier que } T_b = \frac{T_{\max}}{n_b \cdot n_{sc}} \leq T_a = 1,1 \cdot q \cdot (N_0 - N) \text{ (M66 art 4.135)}$$

avec : $n_{sc} = 1$ section cisailée

nb = 8 boulons

N = effort de traction dans le boulon du a Nseul.

Ta = effort admissible par boulon dans l'assemblage sollicité perpendiculairement à l'axe du boulon.

Nø = effort de précontrainte dans le boulon.

φ = coefficient de frottement les règles (M66) recommand de prendre φ = 0,3, pour tous les aciers de construction au aucune préparation des surfaces n'est effectuée.

$$Ta = 1,1 \cdot 0,3(25,416 - 0,085) = 8,36 \text{ t.}$$

$$Tb = \frac{9,4}{8} = 1,175 \text{ t} < Ta = 8,36 \text{ t (cisaillement vérifiée)}$$

couple de serrage : Ms = 0,18 Nød = 0,18.25,416.0,024 = 109,8 kg.m

On résume : 4 boulons H.R de classe 10.9 ø24 par file

couple de serrage = 109,8 kg.m

9-2-3- Disposition constructives :

1) $3d \leq \delta \leq 10 d$ (pièce non surgit aux intempéries)

d : diamètre du trou

$$d = \phi + 2 = 24 + 2 = 26 \text{ mm}$$

$$78 \leq \delta \leq 260 \text{ ---} \rightarrow \delta = 90 \text{ mm}$$

2) st $1,5 \leq \delta_t \leq 2,5 d$

$$39 \leq \delta_t \leq 65 \quad \delta_t = 50 \text{ mm}$$

$$3) \delta_1 \max \left\{ \begin{array}{l} 1,5 d \\ \frac{0,8 T}{\text{emin. } \sigma_e} \end{array} \right\} \leq \delta_1 \leq 2,5 d \text{ (pas de pièces pinces)}$$

$$\max \left\{ \begin{array}{l} 1,5 d = 1,5 \cdot 26 = 39 \text{ mm} \\ \frac{0,8 T}{\text{emin. } \sigma_e} = \frac{0,8 \cdot 1,1175 \cdot 10^8}{23,90} = 0,45 \text{ mm} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} 39 \leq \delta_1 \leq 65 \\ \delta_1 = 50 \text{ mm} \end{array}$$

9-2-4- Vérification de la pression diametrale :

Pour les boulons H.R.

$$\frac{I}{d \cdot e_{min}} \leq 4 \sigma_e \quad \text{--->} \quad \frac{1,175 \cdot 10^8}{26-23} = 1,96 < 4 \sigma_e = 4 \cdot 90 = 360 \text{ da N/mm}^2$$

On détermine la position de l'axe neutre à partir des équations d'équilibres statiques :

$$(1) \quad c + N = T$$

$$(2) \quad c \left(h - \frac{h'}{3} \right) = N \cdot l$$

$$c \left(h - \frac{h'}{3} \right) = (T - c) l$$

A un effort N exxembre de e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{14,65}{0,68} = 21,54 \text{ m}$$

$$T = A \cdot \sigma_a$$

T : Effort de traction dans les boulons extérieures.

σ_a : contrainte de traction

A : leur section

$$c = \frac{1}{2} \cdot \sigma' \cdot a \cdot b h'$$

c_c : effort de compression

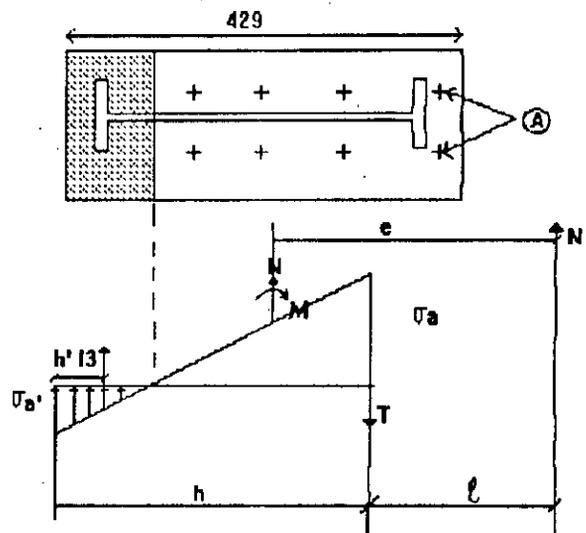
$$\sigma_a = \sigma_a' \frac{(h - h')}{h'}$$

On remplace ces relations dans (2) :

$$\frac{1}{2} b h' \left(h - \frac{h'}{3} \right) \cdot \sigma_a' = \sigma_a' \left[A(h-h')/h' - \frac{1}{2} b h' \right] l$$

$$\text{soit } h'^3 - 3 h'^2 (h+1) - 6 \frac{A l h'}{b} + 6 \frac{A l h}{b} = 0$$

C'est un équation de 3^{ème} degré dont l'inconnue est h', qu'on



résoudra par tâtonnement.

A.N : $b = 300 \text{ mm}$; $h = 360 \text{ mm}$

$l = e - 135 = 21405 \text{ mm}$

$A = 2\phi 14 = 706 \text{ mm}^2$

$$h'^3 - 3h'^2 (360 + 21415) - \frac{6.706.2.405 h'}{300} + \frac{6.706.21405.360}{300} = 0$$

$$h'^3 - 65295 h'^2 - 302238,6 h' + 108805896 = 0$$

équation qui a pour solution $h' = 38,583 \text{ mm}$

contrainte de traction dans le boulon :

$C + N = T \rightarrow 1/2 \sigma_{a'} \cdot bh' + N = A \cdot \sigma_a$

$$1/2 \sigma_{a'} \cdot bh' - A \sigma_{a'} \frac{(h - h')}{h'} = -N$$

$$\sigma_{a'} = \frac{-N}{\left[1/2 bh' - \frac{A(h-h')}{h'} \right]}$$

A - N : $\sigma_{a'} = \frac{-0,68 \cdot 10^3}{1/2 \cdot 300 - 38,583 - 706 \frac{360 - 38,583}{38,583}} = 7,24 \text{ da N/mm}^2$

$$\frac{\sigma_{a'}}{\sigma_{a''}} = \frac{h'}{h' - 30} \rightarrow \sigma_{a''} = \sigma_{a'} \left(\frac{h' - 30}{h'} \right) = 7,24 \left(\frac{38,583 - 30}{38,583} \right)$$

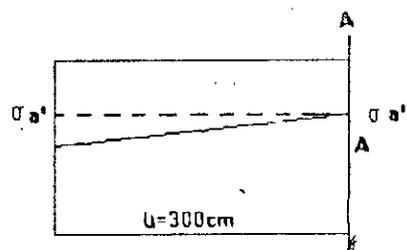
$\sigma_{a''} = 1,61 \text{ da N/mm}^2$

Moment au niveau de l'encastrement (ligne de plaque) : A

$$MA \cdot A = \left(\frac{\sigma_{a'} - \sigma_{a''}}{2} \right) \cdot u \cdot \frac{2}{3} \cdot u + \sigma_{a''} \cdot \frac{u^2}{2}$$

$M = 1936 \text{ da N.cm}$

On considère une bande de plaque de 1 cm de largeur :



$$\sigma_f = \frac{MV}{I} \leq \sigma_e.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I = \frac{bt^3}{12} \\ V = \frac{t}{2} \end{array} \right. \longrightarrow \frac{I}{V} = \frac{bt^2}{6} \longrightarrow \sigma_f = \frac{6M}{bt} \leq \sigma_e$$

$$\text{Soit } t \geq \sqrt{\frac{6M}{b \cdot \sigma_e}}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 1936}{1 \cdot 2400}} = 2,2 \text{ cm}$$

On adoptera une platine d'épaisseur $e = 25 \text{ mm}$.

9-3- Dimensionnement de la soudure poutre-platine :

données

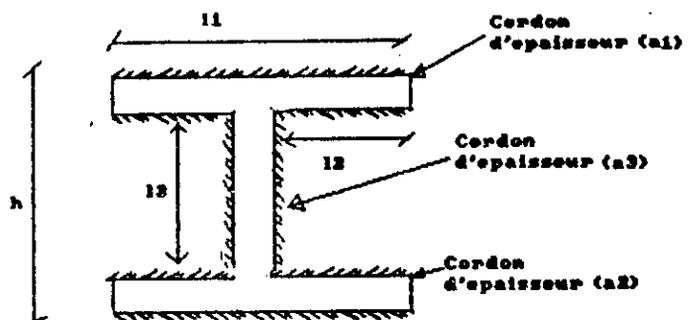
Poutres IPE 360

$h = 360 \text{ mm}$

$b = 170 \text{ mm}$

$ea = 8 \text{ mm}$

$es = 12,7 \text{ mm}$



sollicitations :

$M = 14,65 \text{ t.m}$; $N = 0,68 \text{ t}$, $N = 9,4 \text{ t}$.

$$\sigma_e = 24 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} \text{ limité de la limite de base des matériaux de base.}$$

En première approximation, on prendra les longueurs de cordons suivantes :

$$l_1 = b = 170 \text{ mm}$$

$$l_3 = h - 2es = 334,6 \text{ mm}$$

$$l_2 = \frac{b - ea}{2} = 81 \text{ mm.}$$

On suppose que : $\alpha_1 a_1 = \alpha_2 a_2 = \alpha_3 a_3 = \alpha_a$

pour simplifier les calculs, on peut admettre que :

- * La force (N) se répartit uniformément entre les cordons
- * Les cordons d'attache de l'âme équilibrent la force (T)
- * Les cordons d'attache des semelles équilibrent le couple (M)

On déduit les contraintes dans les cordons, qu'on vérifiera à la limite élastique du métal de basse.

1) Cordon d'une saus N et T :

$$\sqrt{1,4 \left[\frac{N}{\sum l_i a_i \alpha_i} \right]^2 + 1,8 \left[\frac{T}{2l_3 \alpha_3 a_3} \right]^2} \leq \sigma_e$$

comme $\alpha_1 a_1 = \alpha_2 a_2 = \alpha_3 a_3 = \alpha_a$

$$\sum l_i a_i \alpha_i = \alpha_a (2l_1 + 4l_2 + 2l_3)$$

$$\text{d'où } \alpha_a \geq \sqrt{1,4 \left[\frac{N}{2l_1 + 4l_2 + 2l_3} \right]^2 + 1,8 \left[\frac{T}{2l_3} \right]^2} \frac{1}{\sigma_e}$$

$$\alpha_a \geq \frac{1}{24} \sqrt{1,4 \left(\frac{0,68 \cdot 10^9}{2 \cdot 170 + 4 \cdot 8 + 2 \cdot 334,6} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{9,4 \cdot 10^9}{2 \cdot 334,6} \right)^2} = 0,63$$

$$\alpha_a \geq 0,79 \text{ mm.}$$

2) cordon de semelle dans M et N.

$$\sqrt{1,4 \left[\frac{Mh}{h^2 l_1 + 2l_2 a_2 \alpha_2 (h-2es)} + \frac{N}{\sum l_i a_i \alpha_i} \right]^2} \leq \sigma_e$$

$$\text{---> } \alpha_a \geq \sqrt{\frac{1,4}{\sigma_e} \left[\frac{Mh}{h^2 l_1 + 2l_2 (h-2es)} + \frac{N}{\sum 2l_1 + 4l_2 + 2l_3} \right]}$$

$$\text{A.N. } \alpha_a \geq \sqrt{\frac{1,4}{24} \left[\frac{14,65 \cdot 10^6 \cdot 360}{(360)^2 \cdot 170 + 2 \cdot 81 \cdot (360-2) \cdot 2,7} + \frac{0,68 \cdot 10^9}{1333,2} \right]}$$

$$\alpha_a \geq 9,44 \text{ mm.}$$

On adopte les épaisseurs du cordons suivants :

- * Cordons d'ame : $a_3 = 3 \text{ mm}$ ---> $\alpha_3 a_3 = 3 \text{ mm}$ car $a < 4 \text{ mm}$
- * Cordon de semelle : $a_1 = a_2 = 12 \text{ mm}$ ---> $a_2 \alpha_2 = a_1 \alpha_1 = 10,4 \text{ mm.}$

9-3-1- Vérification de la résistance des cordons :

$$l_1 = b - 2a_1 = 170 - 2 \cdot 12 = 146 \text{ mm.}$$

$$l_2 = \frac{b - ea}{2} - 3a_2 = \frac{170 - 8}{2} - 3 \cdot 3 = 72 \text{ mm.}$$

$$l_3 = h - 2e_s - 2a_3 = 360 - 2 \cdot 12,7 - 2 \cdot 12 = 310,6 \text{ mm}$$

$$\sum I_{iaia_i} = 2I_{1a_1a_1} + 4I_{2a_2a_2} + 2I_{3a_3a_3} = 7895,6 \text{ mm}^2$$

$$2I_{3a_3a_3} = 1863,6 \text{ mm}^2$$

1) Cordon d'ame

$$\sqrt{1,4 \left[\frac{0,68 \cdot 10^3}{7895,6} \right]^2 + 1,8 \left[\frac{9,4 \cdot 10^3}{1863,6} \right]^2} = 6,79 \text{ da N/mm}^2 < 24$$

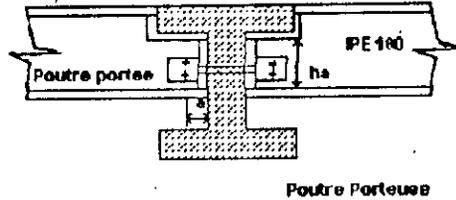
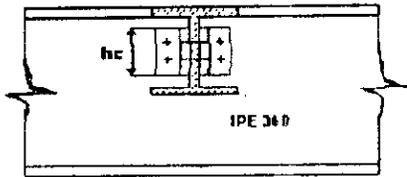
2) cordon de semelles :

$$\sqrt{1,4 \left[\frac{14,65 \cdot 10^6 \cdot 360}{10,4 \cdot 360^2 \cdot 146 + 2 \cdot 10,4 \cdot 72 \cdot (360 - 2 \cdot 12,7)} + \frac{0,68 \cdot 10^3}{7895,6} \right]^2} = 17,22$$

$$17,22 < 24 \text{ da N/mm}^2$$

9.4- Assemblage solive (IPE 180) poutre IPE 360

On fait le calcul d'un assemblage poutre (solive) au niveau du plancher courant, car le plus sollicité. On utilisera des boulons ordinaires calculés vis-à-vis du cisaillement.



Plancher étage :

$$G = 477 \text{ kg/m}^2 \rightarrow q = (4/3G + 3/2 P) l' = (4/3 \cdot 477 + 3/2 \cdot 150) 1,2 = 1033,2 \text{ kg/m}$$

$$P = 150 \text{ kg/m}^2$$

l' : la porte entre deux solives

$$T_{\max} : q \frac{L}{2} = \frac{1033,2 \cdot 4}{2} = 2066,4 \text{ kg}$$

9.4.1. Cisaillement des boulons :

Nombre de boulons : $n = 2$

Effort tranchant revenant à chaque boulon : $T_1' = \frac{T}{2} = 1033,2 \text{ Kg}$

Moment dû à l'excentrement "a" : ce moment est équilibré par des réactions horizontales sur les boulons

$$I_B = \sum_{i=1}^n A r_i^2 = A \sum_{i=1}^n r_i^2$$

A : section d'un boulon

r_i : distance d'un boulon au centre d'inertie de la ligne des boulons.

Le boulon le plus éloigné à la distance r_i , subira une contrainte due à la flexion σ

$$\sigma = \frac{T a}{A} \frac{r_1}{\sum r_i^2} \quad (1)$$

D'où l'effort correspondant $T_1'' = \sigma \cdot A$ (2)

(1) et (2) $\longrightarrow \sigma A = T \cdot a \cdot \frac{r_1}{\sum r_i^2} = T_1''$

avec $\frac{r_1}{\sum_{i=1}^n r_i^2} = \frac{\alpha}{n \delta}$

n	2	3	4	5	α
α/n	1	0,5	0,8	0,2	0,149
α	2	1,5	1,2	1	0,808
α^2	4	2,25	1,44	1	0,735

donc $T_1'' = \frac{T a \alpha}{n \delta}$ avec : $\delta =$ Distance entre 2 boulons
 $n =$ nombre de boulon

D'où l'effort dans le boulon le plus sollicité : $T_1 = \sqrt{T_1''^2 + T_1''^2}$

$$T_1 = \frac{T}{N} \sqrt{1 + \frac{\alpha^2 a^2}{\delta^2}}$$

On doit vérifier que : $T_1 \leq 2.0,65 Ar \sigma_e$ ($\sigma_e = 3500 \text{ kg/cm}^2$ du boulon)

$$T \leq \frac{1,3 Ar}{\sqrt{1 + \frac{a^2 \alpha^2}{\delta^2}}}$$

- σ_e si on prend : db : 100 mm \longrightarrow dtr = 17 mm
- $\delta = 70 \text{ mm} \longrightarrow 30 \leq \delta \leq 100 \text{ mm}$
- $\delta_1 = 20 \text{ mm} \quad 15 \leq \delta_1 \leq 25 \text{ mm}$
- $\delta_t = 20 \text{ mm} \quad 15 \leq \delta_t \leq 25 \text{ mm}$

L'assemblage se fait par des cornières 50 x 50 x 5,
 pour $n = 2 \longrightarrow \alpha = 2$

$a = 20 \text{ mm} = 2 \text{ cm}, \quad Ar = 1 \cdot \frac{\pi}{4} 1^2 = 0,785 \text{ cm}^2$

$\frac{1,3 \cdot 2 \cdot 0,785}{\sqrt{1 + \frac{2^2 \cdot 2^2}{7^2}}} \cdot 3500 = 5358,10 \text{ kg} > T = 2066,4 \text{ kg} \longrightarrow$ vérifié.

* Cote poutre porteuse : 2 boulons

on vérifie $T \leq 1,3 A_r \sigma_{red}$

$T \leq 1,3 \cdot 2 \cdot 0,785 \cdot 3500 = 7143,5$ kg c'est vérifié

Vérification des profils.

- Pression diamétrale (solive) : on vérifie, $T \leq$

$$\frac{3 n d r e a \sigma_e}{\sqrt{1 + \frac{a^2 \alpha^2}{\delta^2}}}$$

$$\frac{3 \times 2 \times 1,1 \times 0,53}{\sqrt{1 + \frac{2^2 \times 2^2}{7^2}}}, 2400 = 7289,1 \text{ kg}$$

$T = 2066$ kg < $7289,1$ kg, c'est vérifié

- Pression diamétrale (poutre porteuse) :

$T \leq 6 n d r e a \sigma_e$, avec $n = 2$; $d r = 11$ mm; $e a = 0,8$ cm (IPE360)

$6 \cdot 2 \cdot 1,1 \cdot 0,8 \cdot 2400 = 25344$ kg > $T = 2066,4$ kg

- Effort tranchant dans la solive :

Au droit de la section des boulons, avec h_a comme hauteur de l'âme, après découpage on doit vérifier que :

$T \leq 0,65 (h_a - n d r) \sigma_e \cdot e a$

$h_a = 15$ cm

; $d r = 1,1$ cm ---> $0,65(15 - 2 \cdot 1,1) \cdot 0,53$.

$e a = 0,53$ cm

$2400 = 10583$

$T = 2066,4$ kg < 10583 k c'est vérifié

. Moment flechissant dans la solive :

Ce moment doit être calculer dans la section située au bord de laile découpée :

$M = T \cdot f$ avec $f = 12,5$ cm on vérifie $T \leq \frac{I}{V} \cdot \frac{\sigma_e}{f}$

$\frac{I}{V}$ = module de flexion de laile supérieure découpée.

$A_a =$ section de l'âme = $216,77$ cm²

$A_s =$ section de la semelle = $21,59$ cm²

$h_a =$ hauteur de l'âme = $33,46$ cm

$e_s =$ épaisseur de semelle = $1,27$ cm

$$\frac{I}{V} = \frac{Aa^2 ha^2 + As^2 ls^2 + Aa As(4 ha^2 + 6 ha ls + 4 ls^2)}{6 As (2 ha + ls) + 6(Aa ha)}$$

$$\frac{I}{V} = 249$$

$$\frac{I}{V} \cdot \frac{\sigma_e}{f} = \frac{249 - 2400}{12,5} = 47872 \text{ kg.}$$

47872 > T = 2066,4 kg donc c'est vérifié.

* Vérification des cornières d'assemblage :

Pression diamétrale côté solive.

$$T \leq \frac{6 \cdot \text{ndtr} \cdot \text{ec}}{\sqrt{1 + \frac{a \cdot \alpha^2}{z}}} \cdot \sigma_e \text{ avec ec : épaisseur des cornières}$$

σ_e : limite de l'activité des cornières

6.2.1,1.0,5

$$\frac{6 \cdot 2 \cdot 1,1 \cdot 0,5}{\sqrt{1 + \frac{2^2 \times 2^2}{7^2}}} \cdot 2400 = 13752,9 \text{ kg} > 2066,4 \text{ kg}$$

$$\frac{6 \cdot 2 \cdot 1,1 \cdot 0,5}{\sqrt{1 + \frac{2^2 \times 2^2}{7^2}}} \cdot 2400 = 13752,9 \text{ kg} > 2066,4 \text{ kg}$$

c'est vérifié.

- Pression diamétrale côté de la poutre porteuse :

$$T \leq 6 \text{ ndtr ec} \cdot \sigma_e = 6 \cdot 2 \cdot 1,1 \cdot 0,5 \cdot 2400 = 1540 \text{ kg c'est vérifié}$$

Effort tranchant dans les cornières :

$$(\text{côté solive } T \leq 0,86 \text{ ec}(\text{hc} - \text{ndtr}) \cdot \sigma_e (\text{hc} = \text{hauteur des cornières} = 10 \text{ cm}))$$

$$T \leq 0,86 \cdot 0,5 (10 - 2 \cdot 1,1) 2400 = 7675,2 \cdot 2066,4 \text{ kg}$$

c'est vérifié

- Moment flechissant dans les cornières :

$$\text{Côté solive, } T \leq \frac{2}{a} \cdot \left[\frac{I}{V} \right] \cdot \sigma_e \text{ cornières.}$$

$$\frac{I}{V} = \text{ec} \left[\frac{\text{hc}^2}{6} - \frac{n \text{ dtr } \sigma M}{\alpha \text{ hc}} \right] = 0,5 \left[\frac{10^2}{6} - \frac{2 \cdot 1,1 \cdot 7 \cdot 3,5}{2 \cdot 10} \right] = 6,98 \text{ cm}^2$$

$$\left[\begin{array}{l} \delta = 7 \text{ cm} \\ r_1 = \delta/2 = 3,5 \\ hc = 10 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \sigma_e = \frac{2}{a} \cdot \frac{1}{v} = \frac{2}{2} \cdot 6,98 = 2400 = 16752 \text{ kg)T}$$

* Cote poutre porteuse :

$$T \leq \frac{ec}{3a} \frac{hc^2}{3.2} \quad \sigma_e = \frac{0,5 \cdot 10^2}{3.2} \cdot 2400 = 20000 \text{ kg} > 2066 \text{ kg}$$

c'est vérifié.

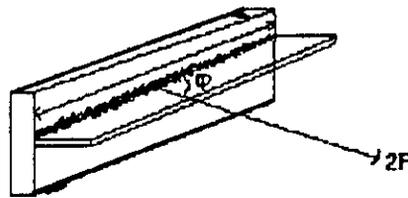
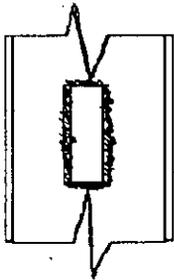
9.5. Assemblage des diagonales de contreventements aux poteaux.

Les éléments constituant le palée de stabilité (diagonales) sont assemblés aux poteaux par l'intermédiaire de gaussets soudés aux poteaux, et boulons aux diagonales.

9.5.1. Vérification de la soudure de gausset: $N=F'=33,835t=2f$

Le gausset est soudé à lame du poteau, la contrainte élastique de l'acier d'apport est la même que celle des 2 deux pièces assemblées.

$$(\sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2)$$



Le cordon fait un angle $\phi = 45^\circ$ avec la direction de l'effort donc on vérifie la formule

$$\frac{F}{(0,75 + 0,1 \sin \phi) l a \alpha} \leq \sigma_e$$

On prend :

- l'épaisseur du cordon de soudure $a = 7 \text{ mm}$
 - l'épaisseur du gausset $e = 10 \text{ mm}$
 - La longueur de la diagonale du gausset = 49 cm qui est arrêtée par le nombre de boulons d'assemblages (gausset diagonale)
- Ce nombre sera explicite dans le prochain paragraphe.

D'où les dimensions du gausset:

Largeur = l' hauteur = h

Comme les diagonales (barres) sont inclinées de 45° alors

$$l=h= L\cos 45$$

$$L= 3.7 + 2,4+ 2.10 = 49 \text{ cm}$$

$$l'=h = L\cos 45 = 24,65 \text{ cm}$$

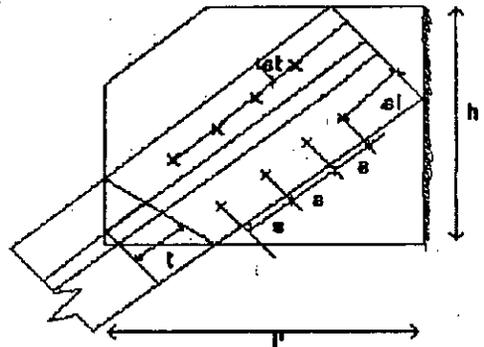
Soit $l=h= 35 \text{ cm}$

La longueur utile du cordon = l

$$l= h-2a$$

$$l= 35 - 2.0,7 = 33,6 \text{ cm}$$

$$\alpha = 0,8(1- l/a) = 0,8(1+ 1/7) = 0,914$$



On a deux cordons de soudures alors soit (F) l'effort revenant à un cordon $F = F'/2 = 16,92 \text{ t}$,

On vérifie donc,

$$\frac{F}{(0,75+0,1\sin\phi)la\alpha} = \frac{16,92}{(0,75+0,1\sin 45) 33,6.0,7.0,914} = 959,5 \text{ kg/m}^2 < \sigma_e$$

vérifiée

9.5.2. Calcul et vérification des boulons: (assemblage gausset diagonale)

L'effort normal qui sollicite la diagonale, est un effort de cisaillement au boulons.

Comme chacune double cornière chacune assemblée par "4" boulons; donc l'effort de cisaillement $T= N/8$ par boulons

$$T= N/8= 4,229 \text{ t}$$

$$\text{On vérifie alors } 1,54 \frac{T}{Ar} \leq \sigma_e = 3500 \text{ kg/m}^2$$

$$1,54 \cdot \frac{4,229}{Ar} \leq \sigma_e = 3500 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{D'où } A \geq 0,89 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } d \geq 1,6 \text{ cm} \text{ on prend } d= 20 \text{ mm}$$

a- Vérification des conditions d'épaisseurs des pièces assemblées:

$$e_{\min} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$$

$$\text{donc on vérifie } d \geq e_{\min} + 2 \text{ mm} = 10 + 2 = 12 \text{ mm}$$

$$d = 20 \text{ mm} > 12 \text{ mm} \text{ vérifiée}$$

b- vérification des conditions de distances:

δ = distance entre axe des boulons

$66 \leq \delta \leq 220$ mm on prend : $\delta = 70$ mm

$3d_{tr} \leq \delta \leq 10 d_{tr}$ pièces non soumises aux intempéries

$d_{tr} = d + 2$ mm = $20 + 2 = 20$ mm

δ_1 = pince longitudinale

$$\delta_1 = \sup \left[\begin{array}{l} 1,5d_{tr} = 33 \text{ cm} \leq 2,5 d_{tr} = 55 \text{ mm} \\ \frac{0,8T}{e_{min} \sigma_e} = 13,02 \text{ mm} \end{array} \right.$$

on prend $\delta_1 = 40$ mm

δ_t = pince transversale

$1,5d_{tv} \leq \delta_t \leq 55$ mm on prend = $\delta_t = 40$ mm

c. Vérification de la pression diamétrale:

On vérifie : $d_{tr}/e_{min} \leq 6$ (simple section)

$22/10 = 2,2 < 6$ donc la vérification de la pression diamétrale est inutile.

9.8. Bases des poteaux et tiges d'ancrages:

La platine à la base des poteaux, risque de se plier sous l'action des réactions des fondations, suivant des lignes de pliages tangentes au contour du poteau :

- On calcule la partie pliée comme une poutre en porte à faux ce qui consiste à :

. déterminer la surface de la platine (en fonction de $\bar{\sigma}_b$),

. Déterminer l'épaisseur de la platine (en fonction de la contrainte de flexion σ_f à l'encastrement),

. déterminer les boulons d'ancrage (en fonction de l'effort de traction).

Les poteaux sont articulés à la base

On fait le calcul pour le poteau le plus sollicité; celui du portique contreventé. (1) H E B 220

Effort de compression $N = 91,72t$

. Béton dosé à 350 kg/ m³ de ciment

. Contrainte admissible du béton

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_c 28 = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

a) surface de la platine:

Elle est déterminée par la condition suivante :

$$\sigma = \frac{N}{ab} \leq \bar{\sigma}_b$$

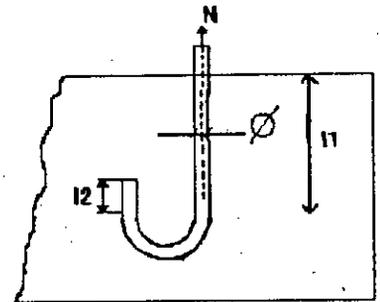
$$a \cdot b \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_b} = \frac{91,72 \cdot 10^3}{15} = 611,47 \text{ cm}^2$$

Le poteau H E B 220 de dimension :

$$220 \times 220 = 484 \text{ cm}^2$$

On prendra une plaque de dimension :

$$a \times b = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2$$



b) Epaisseur de la platine :

L'effort à droite de la ligne 1 - 1

$$F = \sigma \cdot b \cdot u$$

le moment correspondant : $M = \frac{F \cdot u}{2}$

$$M = \frac{\sigma b u^2}{2}$$

le moment résistant élastique de la platine :

$$\sigma = \frac{M \cdot V}{I} \leq \sigma_e \longrightarrow MR \geq \sigma_e \cdot \frac{I}{V}$$

$$\begin{cases} I = \frac{b t^3}{12} \longrightarrow \frac{I}{V} = \frac{b t^2}{6} \longrightarrow MR = \sigma_e \cdot \frac{b t^2}{6} \\ v = \frac{t}{2} \end{cases}$$

d'autre part il faut que :

$$M \leq MR \longrightarrow \sigma \cdot \frac{b u^2}{2} \leq \sigma_e \cdot \frac{b t^2}{6} \text{ soit } t \geq 4 \sqrt{\frac{3 \sigma}{\sigma_e}}$$

$$A \cdot N = u = \frac{350 - 220}{2} = 65 \text{ mm}$$

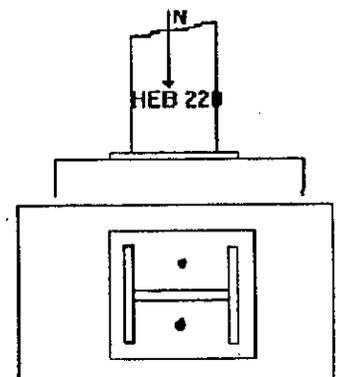
$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{91,72 \cdot 10^3}{(350)^2} = 0,75 \text{ da N/mm}^2$$

$$\text{d'ou } t \geq 65 \sqrt{\frac{3 \cdot 0,75}{24}} = 19,88 \text{ mm.}$$

On adopte une épaisseur de la plaque $e = 25 \text{ mm}$.

Goujons d'ancrages :

L'effort admissible par scellement dans le cas de goujon avec cross fixé par les règles CM66 (art 5.123) vants



$$N_a = 0,1 \left[1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000} \right] \frac{\phi}{\left[1 + \frac{\phi}{d_1} \right]^2} (11 + 6,4 r + 3,5 l_2)$$

g_c : dosage en ciment du béton

ϕ : diamètre de la tige, comportant une partie droite de longueur l_1 prolongée par un crochet de rayon r et puis par une partie droite de longueur l_2 telque

$$l_2 \leq r \leq l_1$$

En général :

$$r = 3\phi; \quad l_2 = 2\phi; \quad l_1 = 20\phi$$

d_1 : distance entre axe des deux boulons

$$d_1 = 178,5 \text{ mm.}$$

l'effort de réaction par

Goujon :

$$N_{\text{tract}} = 3,5 \text{ t donné}$$

par la combinaisons

$$(0,8G \pm E)$$

On dimensionne le boulon avec l'effort de scellement Acier-Béton et on vérifie la résistance à la traction.

$$\frac{N}{2} \leq N_a$$

$$N_a = 0,1 \left[1 + \frac{7 \cdot 350}{1000} \right] \frac{\phi}{\left[1 + \frac{\phi}{178,5} \right]^2} (20\phi + 19,2 \phi + 7 \phi) \leq N/2$$

$$\frac{15,94 \phi^2}{1750} \geq \left[1 + \frac{\phi}{178,5} \right]$$

$$0,00911\phi^2 - 0,0056 \phi - 1 \geq 0 \quad \text{-----} \rightarrow \phi \geq 10,8 \text{ mm.}$$

on choisit des boulon ϕ 14 de classe 5-6

Vérification de la traction du boulon : ϕ 14 de classe 5-6

$$1,25 \frac{N}{A_r} \leq \sigma_e \quad \text{-----} \rightarrow \frac{1,25 - 1750}{115} = 19,02 < \sigma_e = 24 \text{ da N/mm}^2$$

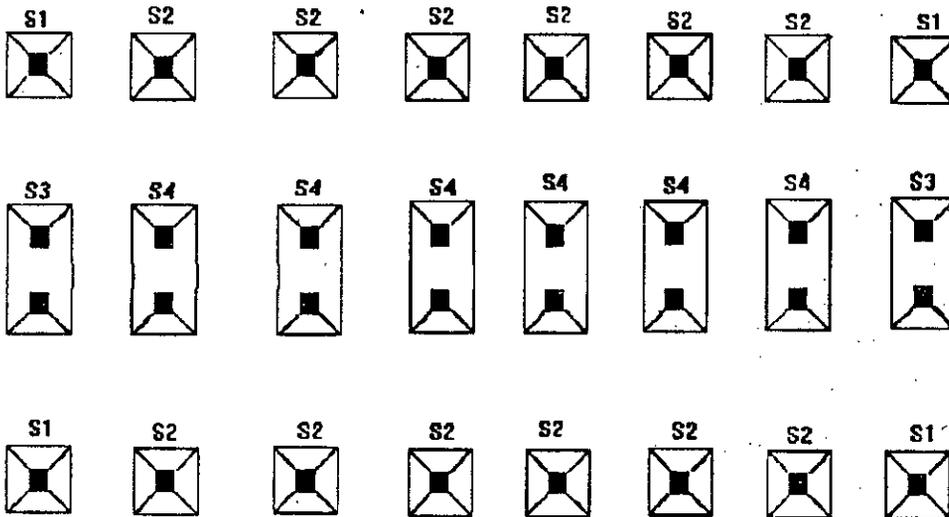
10- Fondations :

10-1- Introduction

On dispose des 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 $\bar{\sigma}_a = 2$ bars, les semelles sont ancrées à une profondeur $D = 1,5$ 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 calcule les semelles avec la sollicitation du 1^{er} genre (G+1,2P) et on vérifie la sollicitation du 2^{ème} genre.



10-2- Semelle isolée S1 :

$$\begin{aligned} \text{Contraintes : } \sigma_{28} &= 270 \text{ da N/cm}^2 & \bar{\sigma}_a &= 2800 \text{ da N/cm}^2 \\ \sigma_{28} &= 27 \text{ da N/cm}^2 & \Gamma &= 1,6 \text{ t/m}^3 \\ \bar{\sigma}_b &= 135 \text{ da N/cm}^2 & D &= 1,5 \text{ m (ancrage)} \\ \sigma_{b'0} &= 67,5 \text{ da N/cm}^2 & & \\ \bar{\sigma}_b &= 5,9 \text{ da N/cm}^2 & N &= 22,295 \text{ t (G+1,2P)} \\ \bar{\sigma}_s &= 2 \text{ da N/cm}^2 & & \end{aligned}$$

Pour la vérification en SP2, on peut ne pas la faire dans le cas où les efforts donnés par "SP2", sont inférieures à 1,5 fois donnés par SP1.

Les semelles sont rigides, les réactions du sol sont uniformes pour

une semelle rigide $h \geq \frac{A-a}{4}$

On procède à la vérification de poinçonnement donnée par la relation empirique de capuot :

$$ht - d \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\sigma_{bo}'}}$$

* Prédimensionnement :

$$\sigma_b = \frac{NC}{A^2} \leq \bar{\sigma}_b \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{NC}{\bar{\sigma}_b}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{22,295 \cdot 10^3}{2}} = 105,58$$

On prend : $A = 110 \text{ cm} \rightarrow h \geq \frac{110 - 50}{4} = 15 \text{ cm},$

d'autre part

$$h = ht - d \geq 1,44 \sqrt{\frac{22,295 \cdot 10^3}{67,5}} = 18,17 \text{ cm.}$$

soit : $h = 35 \text{ cm. et } ht = 40 \text{ cm}$

pois des terres au dessus de la semelle :

$$N_t = \left[(A^2 - a^2)(d - ht) + (A^2 - a^2) \frac{(ht - h_1)}{2} \right] \cdot 1,6$$

$h_1 \geq 6\phi + 6$ nous prenons $h_1 = 25 \text{ cm.}$

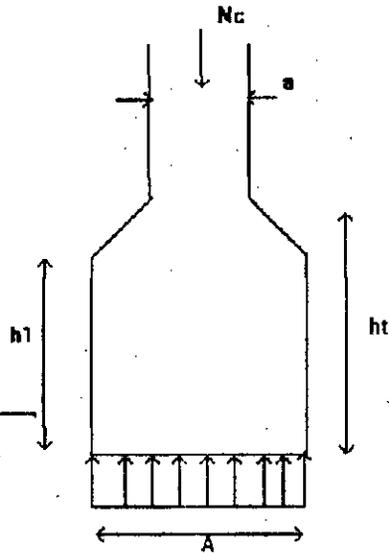
d'où $\rightarrow N_t = 1,805 \text{ t.}$

pois du massif de semelle: $N_s = \left[A^2 \cdot h + \left[\frac{A+a}{2} \right]^2 \cdot (ht - h_1) \right] \cdot 2,5$

$N_s = 1,27 \text{ t.}$

$$N_{total} = NC + N_s + N_t = 25,37 \text{ t} \rightarrow A = \sqrt{\frac{25,37 \cdot 10^3}{2}}$$

Finalemnt, $A = 120 \text{ cm } h_1 = 25 \text{ cm } h = 35 \text{ cm } ht = 40 \text{ cm.}$



Ferraillage : méthode des bielles $Ax' = Ay' = \frac{N_{tot}(A-a)}{8h\sigma_a}$

$$Ax' = Ay' = 2,26 \text{ cm}^2$$

Soit 4T10 ($A = 3,14 \text{ cm}^2$) dans chaque sens $\delta = 24 \text{ cm}$

10-2-1- Semelle isolée S² : c'est la même procédure

$$NC = 27,383 \text{ t}$$

$A = 120 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$; $ht = 45 \text{ cm}$; $\alpha = 50 \text{ cm}$ $N_{total} = 31,28 \text{ t}$.

Finalement : $A = 125 \text{ cm}$; $h_1 = 25 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $ht = 45 \text{ cm}$

ferraillage : méthode des bielles.

$$Ax' = Ay' = \frac{N_{tot}(A-a)}{8h\sigma_a} = 2,62 \text{ cm}^2.$$

Soit - 4 T 10 ($A = 3,14 \text{ cm}^2$) dans chaque sens. $\delta = 24 \text{ cm}$.

10-3- Semelle sous 2 poteaux S⁴: Séparés par un joint de dilatation ($N_0 = N_1 + N_2$).

- On admet une répartition rectangulaire :

Pour raison de simplification, le calcul se fait comme une fondation

sans 1 poteau, de largeur : $x = \pm 0,5 \text{ m}$.

$$\text{Longueur} = 2 \times 0,5 + 1,5 = 2,5 \text{ m}$$

On prend : $B = 1,25 \text{ m}$.

$$\alpha = \frac{N_0}{A - B} \leq \bar{\sigma}_s \text{ ----> } A \geq \frac{N_0}{\bar{\sigma}_s - B} = 200,96 \text{ cm} \text{ ----> } A = 2,9 \text{ m}.$$

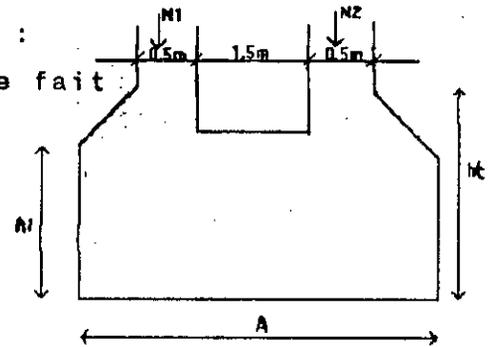
$$h \geq \frac{A - a}{4} = \frac{290 - 250}{4} = 10 \text{ cm}.$$

$$h = 45 \text{ cm}; \quad ht = 50 \text{ cm} \quad h_1 \geq 6\phi + 6 \quad h_1 = 15 \text{ cm}.$$

Calcul de l'effort normal total :

$$\text{Poids des tèmes : } N_t = \left[(290 \cdot 125 - 250 \cdot 50)(100 + 35/2) + 1,5 \cdot 100 \cdot 50 \right] \Gamma_s$$

$$N_t = 5,665 \text{ t}.$$



Poids de la semelle :

$$N_s = \left[(290.125 (15+35/2) + 2.100.50.50) \right] \Gamma b$$

$$N_s = 4,19 \text{ t.}$$

$$N_{\text{tot}} = N_D + N_t + N_s = 60,09 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{tot}}}{A.B} = 1,66 \text{ da N/cm}^2 \quad (\sigma_s = 2 \text{ da N/cm}^2)$$

Calcul des armatures :

Il s'agit d'une semelle rigide; on utilise la méthode des bielles;

$$A_y = \frac{N(A-a)}{8h\sigma_a} = 2,38 \text{ cm}^2 \quad 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2 \quad \delta = 72,5 \text{ cm}$$

$$A_x = \frac{N(B-b)}{8h\sigma_a} = 4,47 \text{ cm}^2 \quad 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2 \quad \delta = 25 \text{ cm}$$

Vérification sans SP2 :

$$N = 4,25 + 5,09 + 73,12 = 82,46 \text{ t.}$$

$$\sigma = \frac{N}{A.B} = 2,27 \text{ da N/cm}^2 < 1,5 \sigma_s = 3 \text{ da N/cm}^2$$

10.3.1 Semelle sans 2 poteaux S3 : c'est la même procédure

$$N_D = 35,18 \text{ t.}$$

$$A = 2,9 \text{ m} ; B = 1,25 \text{ m} \quad h = 45 \text{ cm} \quad h_t = 50 \text{ cm}$$

$$N_t = 45,038 \text{ t.}$$

$$A_y = 1,78 \text{ cm}^2 \quad 3 T 10 = 2,35 \text{ cm}^2 \quad \delta = 72,5 \text{ cm}$$

$$A_x = 3,35 \text{ cm}^2 \quad 3 \pi 2 = 3,39 \text{ cm}^2 \quad \delta = 42 \text{ cm}$$

Vérification sans SP2 :

$$N = 64,47 \text{ t.}$$

$$\sigma = \frac{N}{A.B} = 1,78 \text{ da N/cm}^2 < 1,5 \sigma_s = 3 \text{ da N/cm}^2$$

11 CONCLUSIONS

Le bâtiment à ossature métallique étudié, présente à la fois des avantages et des inconvénients.

a) Avantages et inconvénients d'ordre structural :

* Les avantages du bâtiment à structure contrevantée articulée :

- Les noeuds 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, dûe à la conception simple du montage des assemblages, représente un gain appréciable sur la durée de montage de l'ossature.

- Le choix des encastresments des noeuds 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.

b) 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 fondation, celle-ci étant d'autant plus appréciable que le terrain est plus mauvais.

- On peut citer d'autres avantages : souplesse, démantabilité, fiabilité des matériaux, délai court de réalisation, etc...

*** Inconvénients :**

- Coût relativement élevé, à cause de l'importation d'une bonne partie des éléments.

- Nécessité de prendre des mesures de protection contre l'incendie et la corrosion.

Annexe 1

Fichier de données (portique contreventé)

Structure palées de stabilités

Type Plan Struss

Numb of join 17

Numb of supp 2

Numb of memb 35

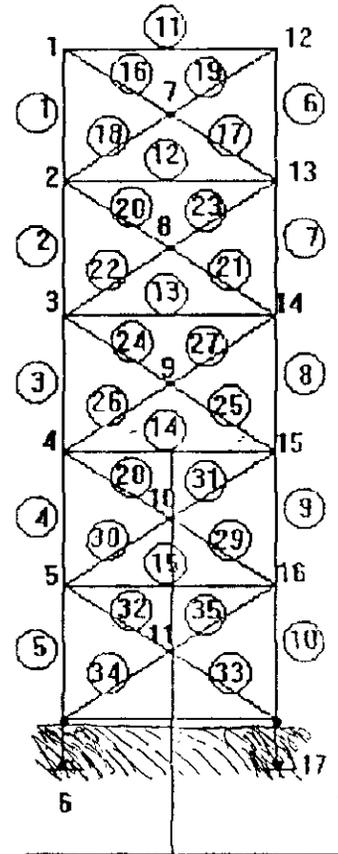
Numb of load 2

Join coor

1	0.	15.	
2	0.	12.	
3	0.	9.	
4	0.	6.	
5	0.	3.	
6	0.	0.	S
7	2.	13.5	
8	2.	10.5	
9	2.	7.5	
10	2.	4.5	
11	2.	1.5	
12	4.	15	
13	4.	12	
14	4.	9	
15	4.	6	
16	4.	3	
17	4.	0	S

Memb Inc 1

1	1	2
2	2	3
3	3	4
4	4	5
5	5	6
6	12	13
7	13	14



8	14	15
9	15	16
10	16	17
11	1	12
12	12	13
13	3	14
14	4	15
15	5	16
16	1	7
17	7	13
18	2	7
19	7	12
20	2	8
21	8	14
22	3	8
23	8	13
24	3	9
25	9	15
26	4	9
27	9	14
28	4	10
29	10	16
30	5	10
31	10	15
32	5	11
33	11	17
34	6	11
35	11	16

MEMB PROP PRIS

1 THRU 2 AX .00643

3 THRU 5 AX .0091

6 THRU 7 AX .643

8 THRU 10 AX .0091

11 AX .00239

12 THRU 15 AX .00285

16 THRU 23 AX .002102

24 THRU 35 AX .00270
CONS E 21000000. ALL

TABUL ALL

LOAD 1 SEISME E

JOIN LOADS

1 FORC X 8.3812

2 FORC X 6.7812

3 FORC X 5.1969

4 FORC X 3.6094

5 FORC X 2.025

TABULL ALL

TRACE

SOLVE

PROBLEM CORRECTELY SPECIFIED EXECUTION TO FOR FROCFED

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X-DISPLACEMENT	Y-DISPLACEMENT
1	.1396E-01	.1864E-02
2	.1065E-01	.1783E-02
3	.7440E-02	.1541E-02
4	.4507E-02	.1232E-02
5	.1790E-02	.7276E-03
7	.1223E-01	-.5388E-05
8	.8925E-02	.1378E-04
9	.5827E-02	.1647E-05
10	.2926E-02	-.1074E-05
11	.5868E-03	-.6038E-05
12	.1380E-01	-.1787E-02
13	.1060E-01	-.1746E-02
14	.7392E-02	-.1523E-02
15	.4474E-02	-.1225E-02
16	.1768E-02	-.7256E-03

Annexe 2

Fichier de données (portique autostable)

ROBOT PORTIQUE PLAN

PORTIQUE PLAN

NOE = 24 ELE = 35

UNITE

L = CM F = Tonne

CARACTERISTIQUES PHYSIQUES

E = 2100

1 A12 HEB220

13 A 20 HEA 200

21 A 25 IPE 360

NOEUDS

1 0. 0.

2 360. 0.

3 720. 0.

4 1080. 0.

5 0. 300.

6 360 - 300.

7 720. - 300.

8 1080. 300.

9 0. 600.

10 360. 600.

11 720. 600.

12 1080. 600.

13 0. 900.

14 360. 900.

15 720. 900.

16 1080. 900.

17 0. 1200.

18 360. 1200.

19 720. 1260.

20 1080. 1200.

21 0. 1500.

22 360. 1500.
23 720. 1500.
24 1080. 1500.

ELEMENTS

1	1	5
2	5	9
3	9	13
4	4	8
5	8	12
6	2	15
7	2	6
8	6	10
9	10	14
10	3	7
11	7	11
12	11	15
13	13	17
14	17	21
15	18	20
16	20	24
17	14	18
18	15	19
19	18	22
20	18	23
21	5	6
22	6	7
23	7	8
24	9	10
25	10	11
26	11	12
27	13	14
28	14	15
29	15	16
30	17	18
31	18	19

32 19 20
33 21 22
34 22 23
35 23 24

APPUIS

1
2
3
4

REL

N 1 2 3 4

CHARGEMENTS

CAS1 CHARGE UNITAIRE

ELE

21 A 35 PY = -0.01

CAS2 SEISME

NOEUDS

5 FX = 1.0125

6 FX = 1.805

13 FX = 2.6

17 FX = 3.39

21 FX = 4.19

FIN

robot 3.0 S.N.C.F.

date : 09 Mai 1993

heure : 14:24:23

PORTIQUE PLAN

Déplacements des noeuds - cas actifs : 1 A 2 (tous)

Noe	Cas	UX(CM)	UY(CM)	RZ(rad)
1	1	0.0000000	0.0000000	0.0000000
1	2	0.0000000	0.0000000	0.0000000
2	1	0.0000000	0.0000000	0.0000000
2	2	0.0000000	0.0000000	0.0000000
3	1	0.0000000	0.0000000	0.0000000
3	2	0.0000000	0.0000000	0.0000000
4	1	0.0000000	0.0000000	0.0000000
4	2	0.0000000	0.0000000	0.0000000
5	1	-0.0008280	-0.0138374	-0.0001519
5	2	2.2754792	0.0216871	-0.0024362
6	1	-0.0002842	-0.0285487	0.0000074
6	2	2.2748273	-0.0036553	-0.0012736
7	1	0.0002842	-0.0285487	-0.0000074
7	2	2.2746248	0.0035943	-0.0012729
8	1	0.0008280	-0.0138374	0.0001519
8	2	2.2735786	-0.0216261	-0.0024303
9	1	-0.0001234	-0.0250049	-0.0001337
9	2	4.1106792	0.0345118	-0.0014190

10	1	-0.0000659	-0.0512902	-0.0000148
10	2	4.1236620	-0.0048715	-0.0008955
11	1	0.0000659	-0.0512902	0.0000148
11	2	4.1215339	0.0047642	-0.0008945
12	1	0.0001234	-0.0250049	0.0001337
12	2	4.1212671	-0.0344044	-0.0014128
13	1	0.0002126	-0.0333529	-0.0001709
13	2	6.0944671	0.0421324	-0.0012254
14	1	0.0000690	-0.0683739	-0.0000199
14	2	6.0864180	0.0053228	-0.0006755
15	1	-0.0000690	-0.0683739	0.0000199
15	2	6.0833574	0.0053228	-0.0006755
16	1	-0.0002126	-0.0333529	0.0001709
16	2	6.0823746	-0.0419937	-0.0012196
17	1	-0.0003360	-0.0411550	-0.0001973
17	2	7.8308671	0.0471627	-0.0008940
18	1	-0.0001089	-0.0845664	-0.0000327
18	2	7.7949895	-0.0055036	-0.0004559
19	1	0.0001089	-0.0845665	0.0000327
19	2	7.7910017	0.0053389	-0.0004550
20	1	0.0003360	-0.0411550	0.0001973
20	2	7.7892508	-0.0469980	-0.0008884
21	1	0.0013802	-0.0449188	-0.0003132
21	2	9.4635671	0.0484772	-0.0004767

22	1	0.0004889	-0.0928000	-0.0000198
22	2	9.4537336	-0.0052427	-0.0001958
23	1	-0.0004890	-0.0928000	0.0000198
23	2	9.4488060	0.0050686	-0.0001952
24	1	-0.0013803	-0.0449188	0.0003132
24	2	9.4469773	-0.0483030	-0.0004726

12 - BIBLIOGRAPHIE

- [1] : Règles de calcul des constructions en Acier CM66
- [2] : Cours CM
- [3] : Aide-mémoires (B A - R D M)
- [4] : Cours Béton armé (Mr BELLAZOUGUI)
- [5] : Revues C T I C M
- [6] : N V 1965
- [7] : Techniques de l'ingénieur
- [8] : Règles parasismiques Algériennes (R P A88)
- [9] : Guide pratique de C M Danssy
- [10]: Jean MoReL : Conception et calcul des structures métalliques
ED Eyrolles.
- [11]: STRUCTURAL STEEL DESIGN
Joseph E. Bowles