

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CALCUL SISMIQUE D'UN
BÂTIMENT EN ACIER
DE COURTE HAUTEUR

Proposé par :
Mr L. LEFKI

Etudié par :
S. TACHERIFET
K. SELLAIM

Dirigé par :
Mr L. LEFKI

PROMOTION : JUIN 1990

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CALCUL SISMIQUE D'UN
BÂTIMENT EN ACIER
DE COURTE HAUTEUR

Proposé par :
Mr L. LEFKI

Etudié par :
S. TACHERIFET
K. SELLAIM

Dirigé par :
Mr L. LEFKI

PROMOTION : JUIN 1990

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

اللَّهُمَّ اجْعَلْ هَذَا الْعَمَلُ خَالِصًا
لِوَجْهِكَ الْكَرِيمِ

Dédicaces

إهداء

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
École Nationale Polytechnique

- À nos parents, pour tous les sacrifices et l'intérêt qu'ils m'ont
jamais cessé de porter à nos études.
- À nos chers frères et sœurs.
- À toutes nos familles.
- À tous nos anciens enseignants.
- À nos chers amis.

Nous dédions ce modeste mémoire.

S. Gacherifet

E. Sellam

Remerciements.

شكرًا

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Nous tenons, vivement, à remercier notre promoteur:

Mr L. Lefki, pour son suivi permanent et ses précieux conseils, qui nous ont été très bénéfiques.

Ainsi que:

- Tous les enseignants qui nous ont dirigé durant le cycle universitaire.

- Tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à notre formation et à l'élaboration de ce mémoire.

SOMMAIRE

CHAPITRE	TITRE	PAGE
1	Introduction	2
2	Etude au séisme	6
3	Prédimensionnement	11
4	Vérification	38
5	Assemblages	57
6	Application des règles de ductilité des RPA88	79
7	Application des règles de ductilité du SEAOC86	82
8	Conclusion	107
	& Bibliographie &	

PREAMBULE

Le présent projet consiste en le dimensionnement des systèmes de résistance aux forces sismiques horizontales, d'un bâtiment à ossature métallique de courte-hauteur.

Les grands axes de ce projet sont:

- Prédimensionnement, assemblages, et vérifications de résistance et de déplacement (RPA 88, CM 66).
- Application des règles de ductilité des RPA 88.
- Application des règles de ductilité des SEAOC 86.
- Impact de ces règles sur la structure.

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

INTRODUCTION

déscription

Le bâtiment administratif à usage de bureaux est composé d'un seul bloc, R+3, dont les dimensions en plan sont:

- . Longueur: $L = 28,8$ m
- . Largeur: $l = 21,6$ m
- . Hauteur: $H = 14,4$ m

- . Le RDC comprend des bureaux, salle de réunion et salle d'archives.
- . Les étages 1, 2 et 3 comprennent des bureaux.

La toiture et les planchers sont réalisés en dalles pleines, coulées sur une tôle nervurée, TN40, utilisée comme coffrage perdu, reposant sur des solives en profils métalliques.

Pour la maçonnerie extérieure, elle est en double cloison, en briques de 10 cm et de 5 cm avec un vide de 5 cm.

choix du système structural

La stabilité de la structure est assurée par deux différents systèmes de contreventement:

Des portiques autostables dans le sens transversal et des palées de contreventement dans le sens longitudinal.

caractéristiques des matériaux

Acier : $E = 21000$ daN/mm² ; $\sigma_{cm} = 30$ daN/mm²

Béton : Pour les planchers et la fondation, on utilise un dosage de 350 kg/m³ de ciment CPA325 ; $\rho = 2500$ daN/m³.

effets des variations de température

Les effets de variations de température ne sont pas considérés, car la longueur du bâtiment est inférieure à 50 m;

Voir commentaire 1,141 des CM66.

implantation et codes

La région d'Alger, où le bâtiment est implanté, est considérée comme une zone de moyenne sismicité, zone II.

Le bâtiment est classé dans le groupe d'usage 2.

Les règles RPA88 et CM66 seront appliquées lors des calculs.

chargements

* Surcharges d'exploitation:

- plancher terrasse: terrasse inaccessible $Q_e = 100 \text{ (kg/m}^2\text{)}$
- plancher courant: Le plancher courant est destiné à différents usages, et la surcharge d'exploitation est estimée à $Q_e = 375 \text{ (kg/m}^2\text{)}$

* Evaluation des charges permanentes:

• Plancher-terrasse:

Faux-plafond en placoplâtre:	5 (kg/m ²)
Lolives, poutres, portions de poteaux estimés à:	50 (kg/m ²)
Poids propre du plancher: - isolation en liège (e=4cm ; ρ=300(kg/m ³)).....	12 (kg/m ²)
- TN40 (coffrage perdu)	13 (kg/m ²)
- forme de pente (e _{moy} =10cm ; ρ=2200(kg/m ³))	220 (kg/m ²)
- dalle en béton armé (e=9cm ; ρ=2500(kg/m ³))	225 (kg/m ²)
Étanchéité multicouches:	15 (kg/m ²)
Protection de gravillons roulés (e=3cm ; ρ=1800(kg/m ³))	54 (kg/m ²)
	$G_e = 594 \text{ (kg/m}^2\text{)}$

• Plancher courant:

Faux-plafond en placoplâtre:	5 (kg/m ²)
Lolives, poutres, portions de poteaux estimés à:	50 (kg/m ²)
Poids propre du plancher: - TN40	13 (kg/m ²)
- dalle en béton armé (e=9cm ; ρ=2500(kg/m ³))	225 (kg/m ²)
Gerflèxe:	3,5 (kg/m ²)
Cloisons en briques:	75 (kg/m ²)
	$G_e = 371,5 \text{ (kg/m}^2\text{)}$

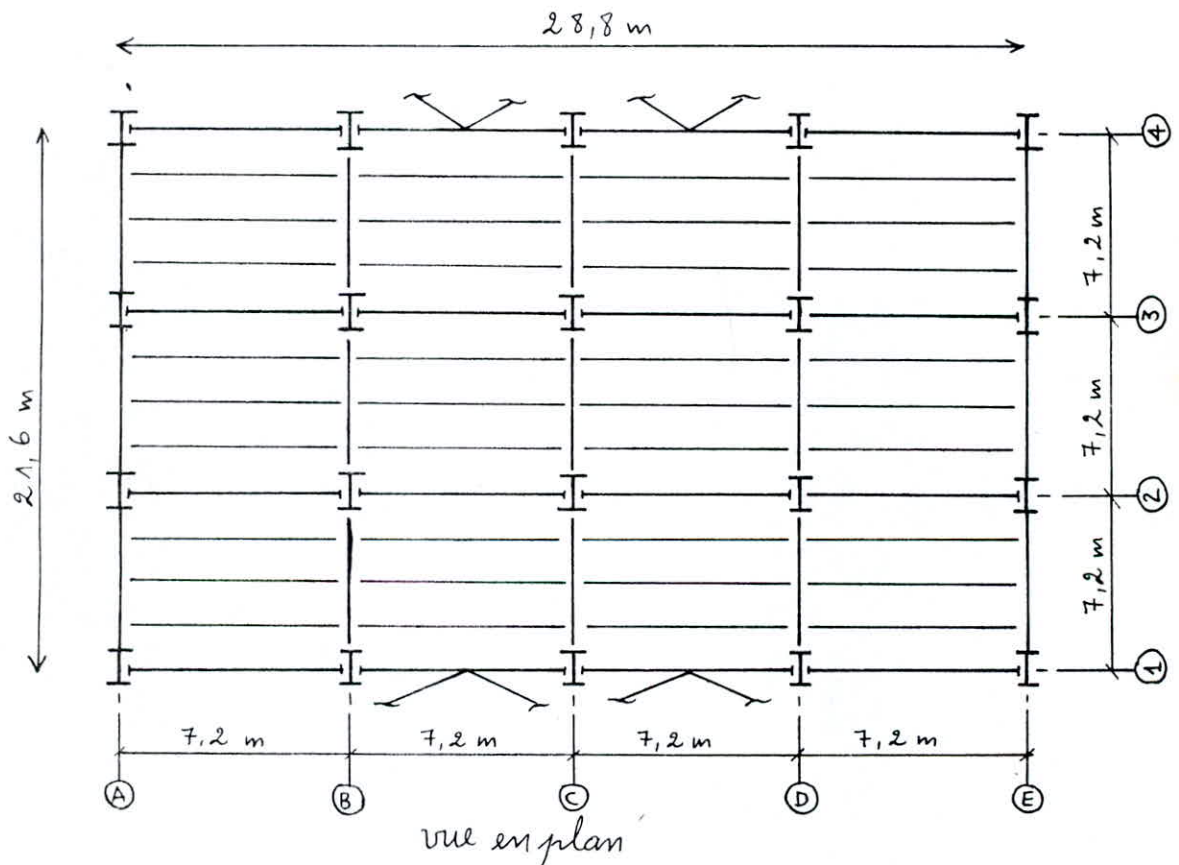
- Poids propre de l'acrotère: (par m^2 de surface verticale ;
 $e = 5 \text{ cm}$; $\rho = 2500 \text{ (kg/m}^3\text{)}$) $125 \text{ (kg/m}^2\text{)}$
- Poids des murs extérieurs : (par m^2 de surface verticale)
 - briques creuses ($e = 10 \text{ cm}$; $\rho = 1400 \text{ (kg/m}^3\text{)}$) $140 \text{ (kg/m}^2\text{)}$
 - briques creuses ($e = 5 \text{ cm}$; $\rho = 1400 \text{ (kg/m}^3\text{)}$) $70 \text{ (kg/m}^2\text{)}$
 - Enduit de ciment ($e = 2 \text{ cm}$; $\rho = 2000 \text{ (kg/m}^3\text{)}$) $40 \text{ (kg/m}^2\text{)}$
 - Enduit de plâtre ($e = 2 \text{ cm}$; $\rho = 2000 \text{ (kg/m}^3\text{)}$) $40 \text{ (kg/m}^2\text{)}$

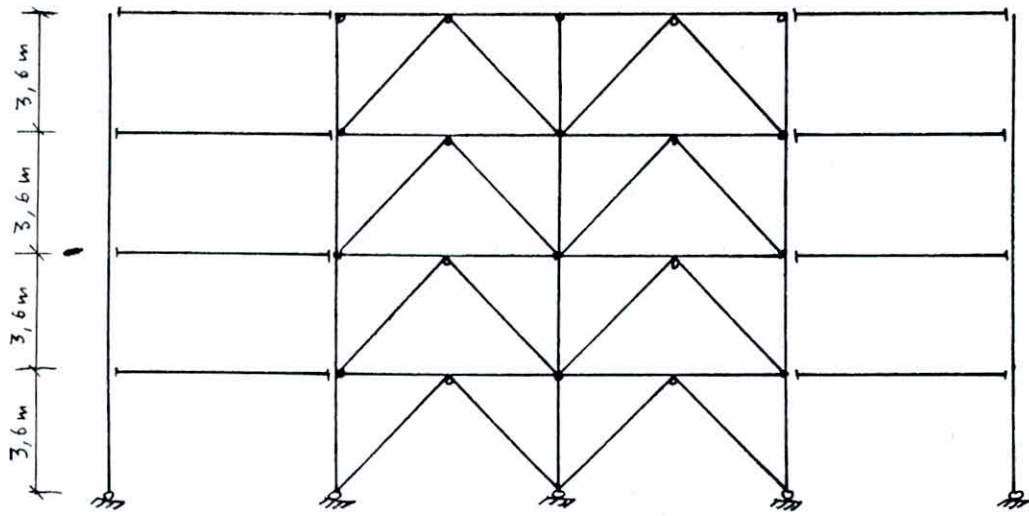
290 (kg/m²)

→ On prend un pourcentage du vide de 25%. on aura:

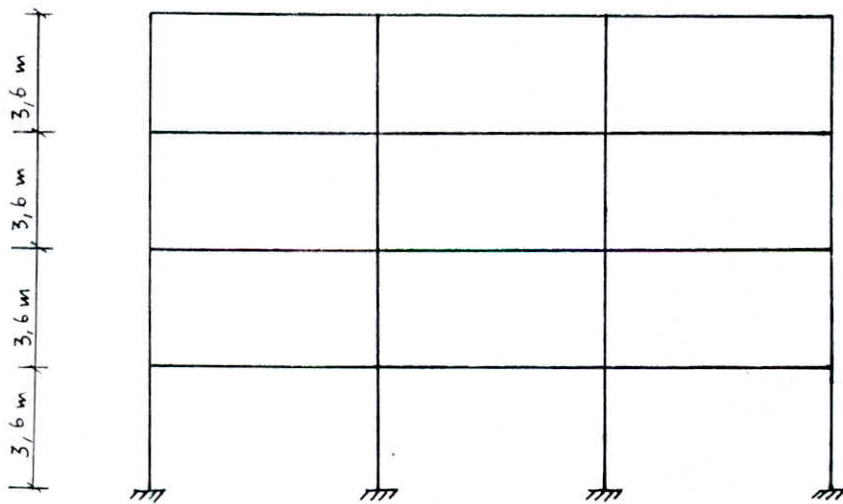
$$W_r = 0,75 \times 290$$

$$W_r = 217,5 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$





portique contreventé (A) ou (A)



portique auto-stable (A) ou (E)

CHAPITRE 2

ETUDE AU SEISME

ETUDE AU SEISME

évaluation des forces sismiques de calcul

Les forces sismiques de calcul seront prises des règles parasismiques Algériennes (RPAB8) dont le principe de calcul est le suivant :

méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives, dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être utilisée que pour les bâtiments satisfaisant aux conditions de l'article 3.2.1.2 des règles RPAB8.

Donc, tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant, non simultanément, dans la direction de chacun des axes principaux de la structure, conformément à la formule :

$$V = AIBDQW$$

coefficient A :

C'est un coefficient d'accélération de zone, il dépend du groupe d'usage. La valeur est donnée par le tableau (1) des (RPAB8)

$$\left. \begin{array}{l} \text{groupe d'usage (2)} \\ \text{zone sismique (II)} \end{array} \right\} \rightarrow A = 0,15$$

coefficient B :

C'est un facteur de comportement dynamique, il dépend de la catégorie de la structure. La valeur est donnée par le tableau (3) des (RPAB8). D'après le commentaire 2.3.2 de ces règles: $B = \max [B^{(l)}, B^{(t)}]$

• Sens longitudinal :

$$\text{ossature métallique contreventée par poutres (catégorie 4)} \rightarrow B^{(l)} = \frac{1}{4}$$

• Sens transversal :

$$\text{ossature métallique autostable (catégorie 2)} \rightarrow B^{(t)} = \frac{1}{5}$$

finalement : $B = \frac{1}{4}$ dans les deux directions.

coefficient D:

C'est un facteur d'amplification dynamique, il est donné par le spectre de réponse représenté à la figure (4) et au tableau (2) des RPA88.

Il est fonction de la période et de la nature du sol.

- Sens longitudinal : ($L = 28,8 \text{ m}$; $H = 14,4 \text{ m}$)

la période T est : $T = 0,09 \cdot \frac{H}{\sqrt{L}}$

$T = 0,09 \cdot \frac{14,4}{\sqrt{28,8}} = 0,241 \text{ sec}$

$T < 0,3 \text{ sec}$
sol meuble } $\rightarrow D = 2$

- Sens transversal : ($l = 21,6 \text{ m}$; $H = 14,4 \text{ m}$)

la période T est : $T = 0,09 \cdot \frac{H}{\sqrt{l}}$

$T = 0,09 \cdot \frac{14,4}{\sqrt{21,6}} = 0,279 \text{ sec}$

$T < 0,3 \text{ sec}$
sol meuble } $\rightarrow D = 2$

finalement on prend $D = 2$ dans les deux sens.

coefficient Q:

C'est un facteur de qualité donné par la formule (3-3) et le tableau (4) des RPA88.

$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

(où P_q est la pénalité donnée, qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q).

Critère q	Valeur P_q	
	critère observé	critère non observé
1 Conditions minimales des files porteuses.....	0	0,05
2 Surabondance en plan.....	0	0,05
3 Symétrie en plan.....	0	0,05
4 Régularité en élévation.....	0	0,05
5 Contrôle de la qualité des matériaux.....	0	0,05
6 Contrôle de la qualité de la construction.	0	0,10

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

$$Q = 1,15 \quad \text{dans les deux sens.}$$

pois de la structure W :

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: 371,5 (Kg/m²)
- Poids propre du plancher terrasse: 594 (Kg/m²)
- Poids propre de l'acrotère (par m² de surface verticale): 125 (Kg/m²)
- Surchage du plancher courant: 375 (Kg/m²)
- Surchage du plancher terrasse: 100 (Kg/m²)
- Poids propre des murs extérieurs (par m² de surface verticale, en tenant compte du pourcentage du vide de 25%): 217,5 (Kg/m²)

- Surface totale d'un plancher: $28,8 \times 21,6 = 622,08 \text{ m}^2$

- Surface verticale de l'acrotère: $(28,8 + 21,6) \times 2 \times 0,5 = 50,4 \text{ m}^2$

- Surface totale verticale des murs extérieurs: $(28,8 + 21,6) \times 2 \times 14,4 = 1451,52 \text{ m}^2$

$$W = [(371,5 + 0,2 \times 375) \times 3 + (594 + 0,2 \times 100)] \times 622,08 + 125 \times 50,4 + 217,5 \times 1451,52$$

$$W = 1537 \text{ t}$$

La force sismique V est, dans les deux directions:

$$V = 0,15 \times \frac{1}{4} \times 2 \times 1,15 \times 1537$$

$$V = 132,6 \text{ t}$$

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_t est une force concentrée au sommet; sa valeur est:)

$$F_t = \begin{cases} 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T < 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

mais que cette force dépasse $0,25V$

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

$$F_k = \frac{(V - F_t) \cdot W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

F_k : étant l'effort horizontal au niveau k .

h_i : est le niveau d'un plancher quelconque.

h_k : est le niveau du plancher considéré.

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

- $W_4 = (594 + 0,2 \times 100) \times 622,08 + 125 \times 50,4 + \frac{3,6}{2} \times (28,8 + 21,6) \times 2 \times 217,5$

$$W_4 = 427,720 \text{ t.}$$

- $W_3 = (371,5 + 0,2 \times 375) \times 622,08 + 3,6 \times (28,8 + 21,6) \times 2 \times 217,5$

$$W_3 = 356,685 \text{ t.}$$

- $W_1 = W_2 = W_3 = 356,685 \text{ t.}$

Dans notre cas $F_t = 0$.

Alors :

$$F_k = \frac{V \cdot W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

Les valeurs des forces F_k sont identiques dans les deux sens, (voir tableau 2).

niveau ↓	W_k (t)	h_k (m)	$W_k \cdot h_k$	F_k (t)
4	427,720	11,4	6159,168	58,904
3	356,685	10,8	3852,198	36,841
2	356,685	7,2	2568,132	24,561
1	356,685	3,6	1284,066	12,280
0	-	-	-	0

$$\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i = 13863,564$$

centre de masse et centre de rigidité

Par raison de symétrie de la structure, le centre de torsion, dans les deux directions, coïncide avec le centre de masse. Donc on tiendra compte d'une excentricité accidentelle égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment. (article 3.2.1.5 RPA88).

$$e = 0,05 \times L$$

$$e = 0,05 \times 28,8$$

$$e = 1,44 \text{ m.}$$

distribution horizontale des forces sismiques

Dans les deux directions, c'est les deux portiques de rive, (portiques autostables dans le sens transversal et palées de contreventement dans le sens longitudinal) qui reprendront les forces sismiques.

La force sismique horizontale (F_k) appliquée au niveau (k), sera donc distribuée à ces éléments de contreventement proportionnellement à leurs rigidités. (article 3.2.1.5 RPA88)

• sens longitudinal :
$$F_{ix} = F_{kx} \left(\frac{R_i^{(l)}}{\sum R_i^{(l)}} + e_x \cdot y_i \cdot \frac{R_i^{(t)}}{R_i \theta} \right)$$

• sens transversal :
$$F_{iy} = F_{ky} \left(\frac{R_i^{(t)}}{\sum R_i^{(t)}} + e_y \cdot x_i \cdot \frac{R_i^{(l)}}{R_i \theta} \right)$$

Dans le chapitre suivant, prédimensionnement, les forces sismiques dans chaque portique autostable, ou dans chaque palée de contreventement sont obtenues, à priori, en divisant les forces F_k à chaque niveau par 2.

La majoration des forces sismiques due à la torsion horizontale résultant de l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité est ignorée à ce stade de calcul (prédimensionnement). Voir tableau ci-dessous.

—	sens transversal (portiques A et E)				sens longitudinal (palées 1 et 4)			
	1	2	3	4	1	2	3	4
Niveau →								
$F_i(t)$	6,140	12,281	18,421	29,452	6,140	12,281	18,421	29,452

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 gravité et le centre de rigidité.

CHAPITRE 3

PREDIMENSIONNEMENT

PREDIMENSIONNEMENT

1/ les solives

L'espacement des solives est choisi égal à 1,8 m, le nombre des solives pour chaque travée est donc 3. Les solives sont disposées parallèlement aux palées de contreventement, pour éviter de charger les barres horizontales de celles-ci, par des charges concentrées.

- Le calcul de la flèche se fait sous un charge d'exploitation non pondérées.
- Le calcul à la résistance se fait sous la combinaison des CM66 ($\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} Q$).

exemple de calcul

• Plancher terrasse :

$$w_G = 594 \times 1,8 = 1069,2 \text{ (Kg/m)}$$

$$w_Q = 100 \times 1,8 = 180 \text{ (Kg/m)}$$

* Condition de flèche :

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot w_Q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \ll [f] = \frac{l}{300}$$

$$I_x \geq \frac{300 \times 5 \times w_Q \times l^3}{384 \times E}$$

$$I_x \geq \frac{300 \times 5 \times 180 \times 10^{-2} \times 7,2^3}{384 \times 21000 \times 10^2}$$

$$I_x \geq 1249,714 \text{ cm}^4$$

* Condition de résistance :

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} \leq \sigma_{en}$$

$$\text{or } M_{\max} = \frac{w \times l^2}{8}$$

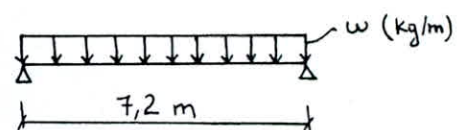
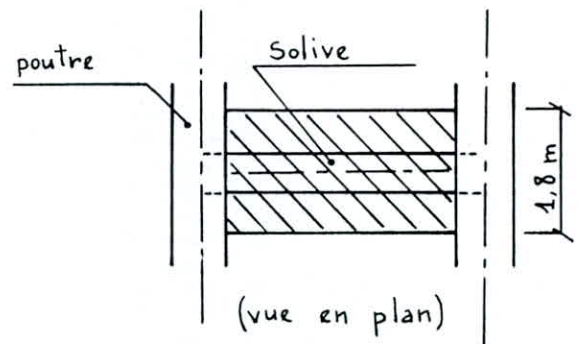
avec : $w = \frac{4}{3} w_G + \frac{3}{2} w_Q$

$$w = \frac{4}{3} \times 1069,2 + \frac{3}{2} \times 180 = 1695,6 \text{ (Kg/m)}$$

$$W_x \geq \frac{M_{\max}}{\sigma_{en}} = \frac{w \cdot l^2}{8 \cdot \sigma_{en}}$$

$$W_x \geq \frac{1695,6 \times 10^{-2} \times 7,2^2}{8 \times 30 \times 10^2}$$

$$W_x \geq 366,25 \text{ cm}^3$$



(schematisation)

finalement :
$$\begin{cases} I_x \geq 1249,714 \text{ cm}^4 & (\text{condition de flèche}) \\ W_x \geq 366,25 \text{ cm}^3 & (\text{condition de résistance}) \end{cases}$$

on choisit un IPE 270 :
$$\begin{cases} I_x = 5790 \text{ cm}^4 \\ W_x = 429 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

C'est la condition de résistance qui domine.

• Plancher courant

avec les mêmes étapes de calcul on trouvera :

$$\begin{cases} I_x \geq 4686,429 \text{ cm}^4 & (\text{condition de flèche}) \\ W_x \geq 411,287 \text{ cm}^3 & (\text{condition de résistance}). \end{cases}$$

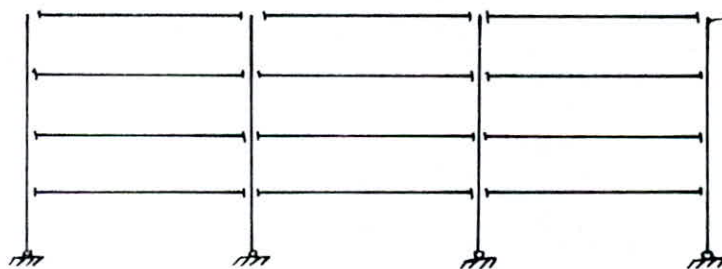
on choisit un IPE 270 :
$$\begin{cases} I_x = 5790 \text{ cm}^4 \\ W_x = 429 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

C'est la condition de résistance qui domine.

Conclusion :
$$\begin{cases} - \text{Solives du plancher terrasse : IPE 270} \\ - \text{Solives du plancher courant : IPE 270.} \end{cases}$$

2/ portiques (B), (C) & (D)

C'est portiques seront conçus et calculés pour reprendre uniquement les charges verticales (poutres articulées aux poteaux), sous combinaisons des CM66.



(portiques B, C, ou D)

Ils sont identiques ; seuls les poteaux intermédiaires seront calculés, les poteaux de rive appartiennent aux portiques contreventés, et seront dimensionnés ultérieurement.

exemple de calcul de poteaux

• Poteau intermédiaire à la base :

- Surface revenant au poteau : $S = 7,2 \times 7,2 = 51,84 \text{ m}^2$

- Effort normal : $N = \frac{4}{3} N_G + \frac{3}{2} N_Q$

$$N = \frac{4}{3} \times [594 \times 51,84 + 3 \times 371,5 \times 51,84] + \frac{3}{2} \times [100 \times 51,84 + 3 \times 375 \times 51,84].$$

$$N = 214,824 \text{ t.}$$

On choisit un poteau HEA280 $\{ i_y = 7 \text{ cm} ; A = 97,3 \text{ cm}^2 \}$.

$$\lambda = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{360}{7} = 51,429 \rightarrow 1,1709$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{214,824 \times 10^3}{97,3} \quad (\text{daN/mm}^2)$$

$$\sigma = 22,078 \quad (\text{daN/mm}^2)$$

$$K \cdot \sigma = 1,1709 \times 22,078 = 25,852 \quad (\text{daN/mm}^2)$$

$$\Rightarrow K \cdot \sigma = 25,852 < \sigma_{\text{adm}} = 30 \quad (\text{daN/mm}^2).$$

• Poteau intermédiaire du niveau (3).

Avec les mêmes étapes de calcul on trouvera:

Poteau choisit: HEA220 $\{ i_y = 5,51 \text{ cm} ; A = 64,3 \text{ cm}^2 \}$.

$$\sigma = 16,253 \quad (\text{daN/mm}^2) ; K = 1,3434.$$

$$K \cdot \sigma = 21,834 < \sigma_{\text{adm}} = 30 \quad (\text{daN/mm}^2).$$

exemple de calcul de poutre

Les poutres intermédiaires et de rive des portiques (B), (C) et (D) sont identiques pour les trois premiers niveaux, étant donné qu'elles sont chargées de la même manière.

• Le calcul de la flèche se fait sous surcharges d'exploitation non pondérées.

• Le calcul à la résistance se fait pour la combinaison des CM66 $(\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} Q)$.

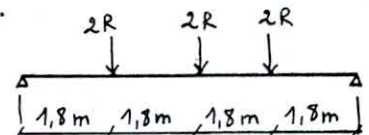
* Poutres des niveaux 1, 2, et 3:

Elles sont sollicitées par les réactions des solives.

- Condition de flèche:

$$R = Q_c \times 1,8 \times \frac{l}{2} = 375 \times 1,8 \times \frac{7,2}{2}$$

$$R = 2,43 \text{ t}$$



D'après les formules d'RDM, la flèche maximale est donnée par la formule suivante: (pour ce type de chargement).

$$f_{\text{max}} = \frac{19 \cdot P \cdot l^3}{384 \cdot EI_x} \quad (\text{avec } P = 2R).$$

$$f_{\text{max}} \leq [f] = \frac{l}{300}$$

$$\frac{19 \times 2R \times l^3}{384 EI_x} \leq \frac{l}{300} \quad \Rightarrow \quad I_x \geq \frac{300 \times 38 \times R \times l^2}{384 E}$$

$$I_x \geq \frac{300 \times 38 \times 2,43 \times 10^3 \times 7200^2}{384 \times 21000} \times 10^{-4}$$

$$I_x \geq 17808,429 \text{ cm}^4$$

- Condition de résistance:

D'après les formules d'RDM:

$$M_{\max} = \frac{P \cdot l}{2} \quad (\text{avec } P = 2R)$$

$$\Rightarrow M_{\max} = \frac{R \cdot l}{2}$$

$$\text{or } R = \frac{1}{3} R_{qc} + \frac{3}{2} R_{Qc}$$

$$R = \frac{1}{3} \times 371,5 \times 1,8 \times \frac{7,2}{2} + \frac{3}{2} \times 375 \times 1,8 \times \frac{7,2}{2}$$

$$R = 6,855 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} \leq \sigma_{en}$$

$$\Rightarrow W_x \geq \frac{M_{\max}}{\sigma_{en}} = \frac{R \cdot l}{\sigma_{en}}$$

$$\Rightarrow W_x \geq \frac{6,855 \times 10^3 \times 720}{30 \times 10^2}$$

$$W_x \geq 1645,2 \text{ cm}^3$$

$$\text{finalement: } \begin{cases} I_x \geq 17808,429 \text{ cm}^4 & (\text{condition de flèche}) \\ W_x \geq 1645,2 \text{ cm}^3 & (\text{condition de résistance}). \end{cases}$$

$$\text{on choisit un IPE 500: } \begin{cases} I_x = 48200 \text{ cm}^4 \\ W_x = 1930 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

C'est la condition de résistance qui domine.

* Poutres du niveau (4):

Avec les mêmes étapes de calcul on trouvera:

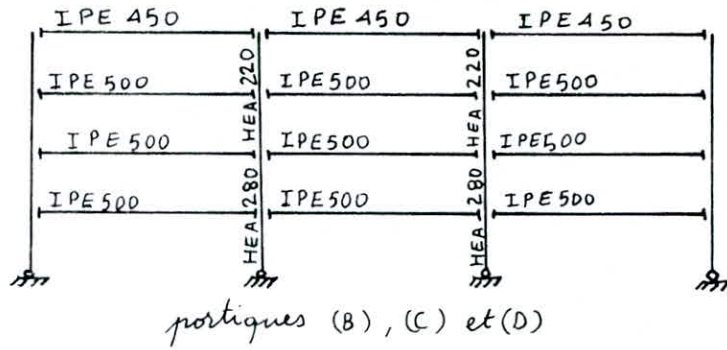
$$\begin{cases} I_x \geq 4748,914 \text{ cm}^4 & (\text{condition de flèche}) \\ W_x \geq 1464,998 \text{ cm}^3 & (\text{condition de résistance}). \end{cases}$$

$$\text{On choisit un IPE 450 } \begin{cases} I_x = 33740 \text{ cm}^4 \\ W_x = 1500 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

C'est la condition de résistance qui domine

conclusion:

Tous les résultats sont récapitulés dans le schéma ci-après.



3/ portiques (2) & (3).

La même chose que pour les portiques (B), (C) et (D) ; ces portiques seront conçues et calculées pour reprendre uniquement les charges verticales, (poutre articulées aux poteaux), sous combinaisons des (CM 66).

Ils sont identiques, seuls, les poteaux intermédiaires seront calculés; les poteaux de rive appartiennent aux portiques autostables, et seront dimensionnés ultérieurement.

poteaux :

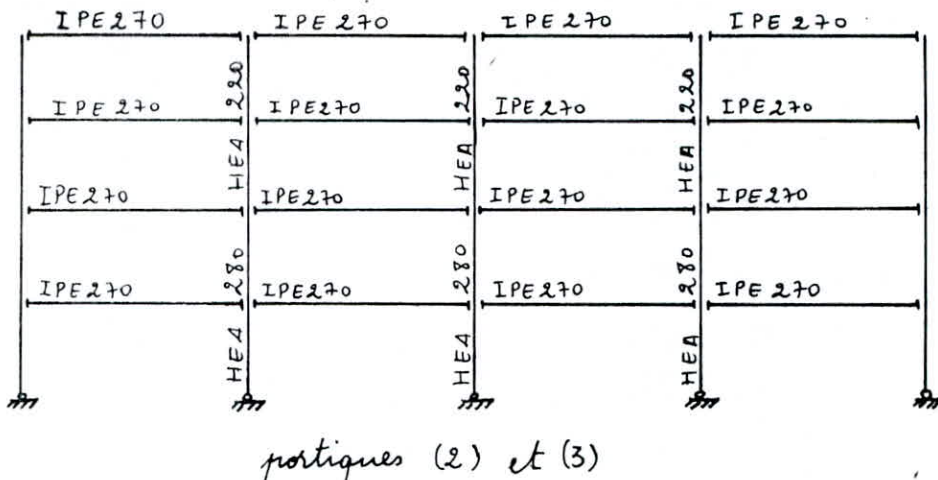
C'est les mêmes poteaux que pour les portiques (B), (C) et (D), ils appartiennent aussi aux portiques (B), (C) et (D).

poutres :

Elles sont chargées de la même manière que les solives, donc: Elles sont identiques à celles-ci.

Conclusion:

Tous les résultats sont récapitulés dans le schéma ci-dessous.

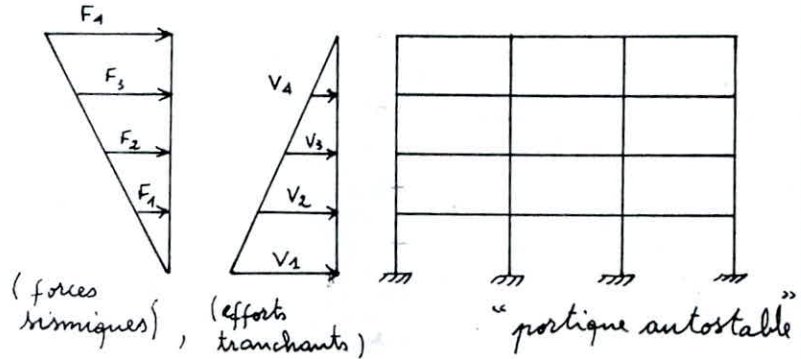


4/ portiques autostables

D'après le chapitre II, on a les résultats suivants pour chaque portique autostable.

V_k est l'effort tranchant à la base du poteau de chaque niveau.

niveau	$F_k(t)$	$V_k(t)$
4	29,452	—
3	18,421	29,452
2	12,281	47,873
1	6,140	60,154
0	—	66,294



Pour prédimensionner ce portique on utilise la méthode dite: "Portal Method".

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

On détache un tronçon (i) (fig 1).

$$(x_1 + x_2) \times 2 = \sum_i F_i = V_i$$

D'après la (fig 2) on prend $\sum M_p$.

$$\Rightarrow x_1 \cdot h - x_3 \cdot \frac{l}{2} = 0$$

$$\Rightarrow x_1 = x_3 \cdot \frac{l}{2 \cdot h} \quad (\text{or } l = 2h)$$

$$\Rightarrow x_1 = x_3$$

D'après la (fig 3) on prend $\sum M_p$.

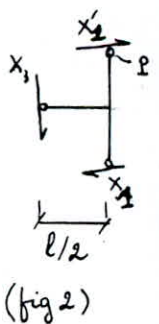
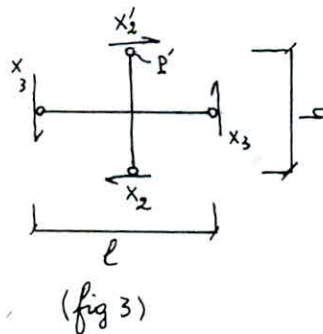
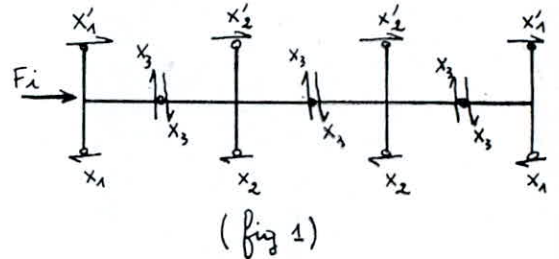
$$\Rightarrow x_2 \cdot h - x_3 \cdot l = 0$$

$$\Rightarrow x_2 = x_3 \cdot \frac{l}{h}$$

$$\Rightarrow x_2 = 2x_1$$

on remplace x_1 par $\frac{x_2}{2}$ on aura:

$$x_2 = \frac{\sum F_i}{3} = \frac{V_i}{3}$$

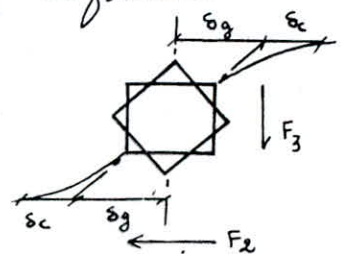


Le déplacement relatif d'étage peut être déterminé d'après la formule:

$$\Delta_e = \Delta_c + \Delta_g$$

avec: $\Delta_c = \frac{x \cdot h^3}{12EI_c}$

$$\Delta_g = \frac{x \cdot l \cdot h^2}{12EI_g}$$



- 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 portée 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.

A cause de la grande flexibilité des portiques autostables nous utiliserons un critère de déformation pour le prédimensionnement.

$$\Delta_e = \frac{X \cdot h^3}{12EI_c} + \frac{X \cdot l \cdot h^2}{12EI_g} \leq [\Delta] \bullet \bullet$$

$$[\Delta] = 0,0075h \quad (\text{article 3.2.1.7 RPA88}).$$

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 :

niveau 1 : $X_2 = \frac{\sum F_i}{3} = \frac{V_1}{3}$
 $\Rightarrow X_2 = \frac{66,294}{3}$

$$\Rightarrow X_2 = 22,098 t.$$

$$\text{or } X_1 = \frac{X_2}{2} = \frac{22,098}{2}$$

$$\Rightarrow X_1 = 11,049 t = X_3$$

Pour le reste des calcul voir tableaux ci-dessous.

niveau ↓	effort tranchant dans les poteaux de rive. $X_1(t)$	effort tranchant dans les poteaux intermédiaires. $X_2(t)$	effort tranchant dans les poutres. $X_3(t)$
4	4,909	9,817	4,909
3	7,979	15,958	7,979
2	10,026	20,051	10,026
1	11,049	22,098	11,049

* Calcul des moments de renversement aux différents niveaux par rapport aux points d'inflexion des poteaux (points des moments nuls) :
 pour cela voir le tableau ci-après.

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

$$M_{\text{renv}} = F_4 \times 1,8 \times 7 + F_3 \times 1,8 \times 5 + F_2 \times 1,8 \times 3 + F_1 \times 1,8 \times 1$$

$$M_{\text{renv}} = 614,258 \text{ (t.m.)}$$

niveau ↓	$F_k \text{ (t)}$	mi-hauteur d'étage: $h' \text{ (m)}$	$F_k \times h'$	moment de renversement $M_{\text{renv}} \text{ (t.m.)}$
4	29,452	—	—	—
3	18,421	1,8	53,014	53,014
2	12,281	1,8	33,158	192,200
1	6,140	1,8	22,106	386,65
0	—	—	11,052	614,258

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

Pour des raisons pratiques, on adopte le même poteau pour deux étages, consécutifs; les poutres d'un même étage sont identiques.

Les poteaux sont calculés en flexion composée; les poutres, en flexion simple (condition de flèche et condition de résistance).

poteaux:

Poteau intermédiaire à la base:

$$N_G = 594 \times 7,2 \times 3,6 + 371,5 \times 7,2 \times 3,6 \times 3 + 217,5 \times 7,2 \times 3,6 \times 3 + 125 \times 7,2 \times 0,5$$

$$N_G = 61,647 \text{ t.}$$

$$N_Q = (100 + 3 \times 375) \times 7,2 \times 3,6$$

$$N_Q = 31,752 \text{ t.}$$

(La descente de charge n'est pas à considérer car le bâtiment est d'une hauteur constante).

- Calcul de N_E :

Le moment de renversement à ce niveau est équilibré par un couple de forces développées dans les poteaux de rives ($N_E \neq 0$ pour un poteau intermédiaire).

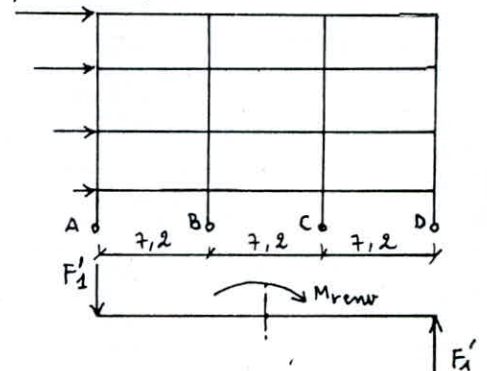
$$\sum M_b = 0$$

$$\Rightarrow F'_1 \times 21,6 = M_{\text{renv}}$$

$$\Rightarrow F'_1 = \frac{614,258}{21,6}$$

$$F'_1 = 28,438 \text{ t (pour le poteau de rive)}$$

dans notre cas, pour le poteau intermédiaire $F'_2 \approx 0$.



$$\left. \begin{array}{l} M_G \approx 0 \\ M_Q \approx 0 \end{array} \right\} \text{négligeables devant } M_E$$

$$M_E = X_2 \cdot \frac{h}{2} = 22,098 \times \frac{3,6}{2}$$

$$M_E = 39,776 \text{ (t.m)}$$

Sous la combinaison (G+Q + 1,2E) on aura:

$$N = N_G + N_Q + N_E \times 1,2 = 61,647 + 31,752 + 1,2 \times 0$$

$$N = 93,399 \text{ (t)}$$

$$M = M_G + M_Q + 1,2 M_E = 0 + 0 + 39,776 \times 1,2$$

$$M = 47,731 \text{ (t.m)}$$

Donc le poteau intermédiaire à la base est sollicité en flexion composée pour:

$$\left\{ \begin{array}{l} M = 47,7 \text{ (t.m)} \\ N = 93,4 \text{ (t)} \end{array} \right.$$

on choisit un poteau HEA 450 $\left\{ A = 178 \text{ cm}^2 ; I_x = 63720 \text{ cm}^4, W_x = 2900 \text{ cm}^3 \right.$
 $i_y = 7,29 \text{ cm} ; i_x = 18,9 \text{ cm} \left. \right\}$.

poutres:

la poutre est sélectionnée d'après la formule:

$$\Delta_e = \frac{X \cdot h^3}{12 E I_c} + \frac{X \cdot l \cdot h^2}{12 E I_g} \leq 0,0075 \cdot h = 2,7 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow I_g \geq \frac{X \cdot l \cdot h^2}{12 E \left[2,7 - \frac{X \cdot h^3}{12 E I_c} \right]}$$

$$\Rightarrow I_g \geq \frac{22,098 \cdot 7,2 \cdot 10^2 \cdot 360^2 \cdot 10^3}{12 \times 21000 \cdot 10^2 \left[2,7 - \frac{22,098 \cdot 360^3 \cdot 10^3}{12 \times 21000 \cdot 10^2 \cdot 63720} \right]}$$

$$I_g \geq 39761,237 \text{ cm}^4$$

on choisit un IPE 500 $\left\{ I_x = 48200 \text{ cm}^4, W_x = 1890 \text{ cm}^3 ; A = 116 \text{ cm}^2 \right.$
 $i_x = 20,4 \text{ cm} ; i_y = 4,31 \text{ cm} \left. \right\}$.

vérification du poteau

• longueur de flambement dans le plan (x-x), les liaisons sont telles que:
 $l_{fy} = l_0 = 360 \text{ cm}$.

• Longueur de flambement dans le plan (y-y); le poteau n'est pas parfaitement bien encasté et la longueur de flambement est donnée par la formule: $\frac{l_{fx}}{l_0} = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4 \cdot (K_B + K_A) + 1,1 \cdot K_A \cdot K_B}{K_A + K_B + 5,5 \cdot K_A \cdot K_B}}$ (article 5,134 CM66).

avec $K_A = 1$ (parfaitement encasté)

$$K_B = \frac{R_{BC} + R_{BD}}{R_{BC} + R_{BD} + R_{BE} + R_{BA}} \quad (R = \frac{I}{l})$$

$$\Rightarrow K_B = \frac{\frac{I_{BC}}{l} + \frac{I_{BD}}{l}}{\frac{I_{BC}}{l} + \frac{I_{BD}}{l} + \frac{I_{BA}}{(l/2)} + \frac{I_{BE}}{(l/2)}}$$

$$\Rightarrow K_B = \frac{I_{BC}}{I_{BC} + 2I_{BA}}$$

$$\Rightarrow K_B = \frac{48200}{48200 + 2 \times 63720} = 0,274.$$

$$\Rightarrow l_{fx} = l_0 \cdot \sqrt{\frac{1,6 + 2,4(0,274 + 1) + 1,1 \times 0,274 \times 1}{1 + 0,274 + 5,5 \times 1 \times 0,274}}$$

$$l_{fx} = 1,335 l_0.$$

• Elancement:

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{1,335 \cdot l_0}{i_x} = \frac{1,335 \times 360}{18,9} = 25,129.$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{l_0}{i_y} = \frac{360}{7,29} = 49,383.$$

$\lambda_y > \lambda_x \rightarrow$ Le flambement est à craindre dans le plan perpendiculaire au plan de la flexion (plan x-x).

$$\sigma_K = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_y^2} = \frac{3,14^2 \times 21000}{49,383^2}$$

$$\sigma_K = 84,989 \text{ (daN/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{93,399 \cdot 10}{178}$$

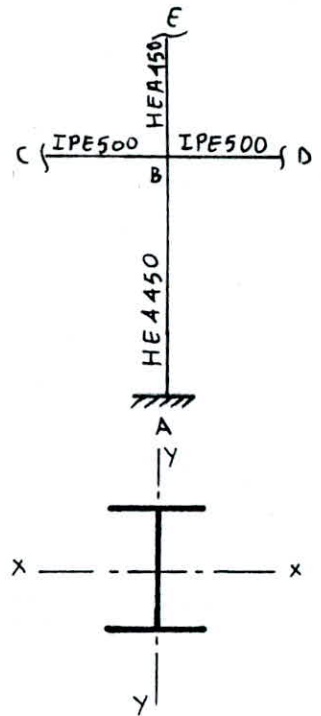
$$\sigma = 5,247 \text{ (daN/mm}^2\text{)}.$$

$$\mu = \frac{\sigma_K}{\sigma} = \frac{84,989}{5,247} = 16,198$$

$$K_A = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} = \frac{16,198 - 1}{16,198 - 1,3} = 1,0201.$$

$$K_f = \frac{\mu + 0,25}{\mu - 1,3} = \frac{16,198 + 0,25}{16,198 - 1,3} = 1,1040.$$

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



$$\sigma_f = \frac{47,731}{2900} = 16,459 \text{ (daN/mm}^2\text{)}$$

$$\Rightarrow K_1 \cdot \sigma + K_f \cdot \sigma_f = 1,0201 \cdot 5,247 + 1,1040 \cdot 16,459 = 23,523 \text{ (daN/mm}^2\text{)}$$

$$\rightarrow K_1 \cdot \sigma + K_f \cdot \sigma_f = 23,523 < \sigma_{en} = 30 \text{ (daN/mm}^2\text{)}. \rightarrow \text{OK.}$$

La même procédure est à suivre pour le reste des poteaux du portique autostable. (voir tableau ci-après).

verification de la poutre:

. Poutre intermédiaire du niveau (1)

$$R_G = 371,5 \times 1,8 \times \frac{7,2}{2} = 2,407 \text{ t}$$

$$R_Q = 375 \times 1,8 \times \frac{7,2}{2} = 2,430 \text{ t}$$

$$q = q_G \text{ (mur extérieur seulement).}$$

$$q = 2,17,5 \times 3,6 \cdot 10^{-3} = 0,783 \text{ (t/m)}$$

* Condition de résistance:

D'après les formules d'RDM:

$$M_A = \frac{5 \cdot R \cdot l}{16} + \frac{q \cdot l^2}{12}$$

$$\text{sous } G: \quad M_{A_G} = \frac{5 \times 2,407 \cdot 7,2}{16} + \frac{0,783 \cdot 7,2^2}{12}$$

$$M_{A_G} = 8,799 \text{ (t} \cdot \text{m)}$$

$$\text{sous } Q: \quad M_{A_Q} = \frac{5 R_Q \cdot l}{16} = \frac{5 \times 2,430 \times 7,2}{16}$$

$$M_{A_Q} = 5,468 \text{ (t} \cdot \text{m)}$$

$$\text{sous } E: \quad M_E = X_3 \cdot \frac{l}{2} = \frac{11,049 \cdot 7,2}{2}$$

$$M_E = 39,776 \text{ (t} \cdot \text{m)}$$

sous la combinaison (G+Q+E) on aura:

$$M = M_G + M_Q + M_E$$

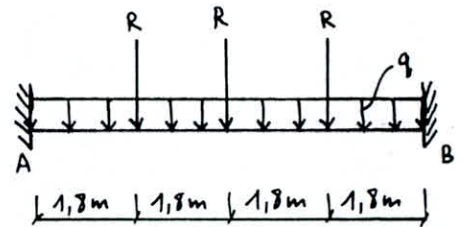
$$M = 8,799 + 5,468 + 39,776.$$

$$M = 54,043 \text{ t}.$$

$$\sigma_f = \frac{M}{W_x} = \frac{54,043 \cdot 10^3}{1930? (1890)} \approx 28,159 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_f = 28 \text{ daN/mm}^2. \quad 28 \text{ daN/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_f = 28 < \sigma_{en} = 30 \text{ (daN/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK.}$$



* Condition de flèche:

La flèche est calculée sous charges d'exploitation non pondérées (Q).
D'après les formules d'RDM.

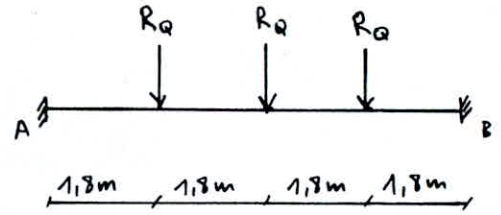
$$f_{\max} = \frac{R_Q \cdot l^3}{96 EI}$$

$$f_{\max} \leq [f] = \frac{l}{300}$$

$$\Rightarrow \frac{R_Q \cdot l^3}{96 \cdot EI} \leq \frac{l}{300}$$

$$\Rightarrow \frac{2,430 \cdot 10^3 \cdot 720^3}{96 \cdot 21 \cdot 10^5 \times 48200} \leq \frac{720}{300}$$

$$\Rightarrow 0,093 < 2,4 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{OK.}$$



La même procédure de calcul est à suivre pour le reste des éléments
(voir tableau ci-après).

poteaux

niveau ↓	solicitations en (t), (t.m)		combinaison $G + Q + 1,2E$		choix du profilé		contraintes (en N/mm ²)		flambement (plan Y-Y)		flambement (plan X-X)		coefficients		vérification de la résistance.					
	poteau ↓	N ₄	N _Q	N _E	X ₁	X ₂	M _E = $\begin{cases} X_1 \cdot h/2 \\ X_2 \cdot h/2 \end{cases}$	N	M	σ	σ_f	ρ_{fy}	λ_x	ρ_{fy}		λ_y	K ₁	K _f	$K_1 \cdot \sigma + K_f \cdot \sigma_f < \sigma_{adm}$	
3	poteau intermédiaire	11	31,113	12,312	0	-	15,957	28,723	43,425	34,467	HEA 340	3,253	20,516	472,865	7,233	360	48,257	1,0115	1,0595	25,027 < 30
	poteau de rive	15	18,600	6,156	8,898	7,979	-	14,362	35,434	17,235	HEA 280	3,642	17,064	466,80	46,218	360	51,428	1,0148	1,0609	21,780 < 30
1	poteau intermédiaire	9	61,647	31,752	0	-	22,098	39,776	93,399	47,731	HEA 450	5,247	16,459	480	25,397	360	49,383	1,0201	1,1040	23,523 < 30
	poteau de rive	13	39,505	15,876	28,438	11,049	-	19,888	89,507	23,866	HEA 340	6,705	14,206	441,36	34,753	360	48,257	1,0251	1,1294	22,917 < 30

avec : X_2 = effort tranchant dans le poteau intermédiaire.

X_1 = effort tranchant dans le poteau de rive.

- NB :
- Les poteaux du niveau (2) sont identiques à ceux du niveau (1).
 - Les poteaux du niveau (4) sont identiques à ceux du niveau (3).

poutres

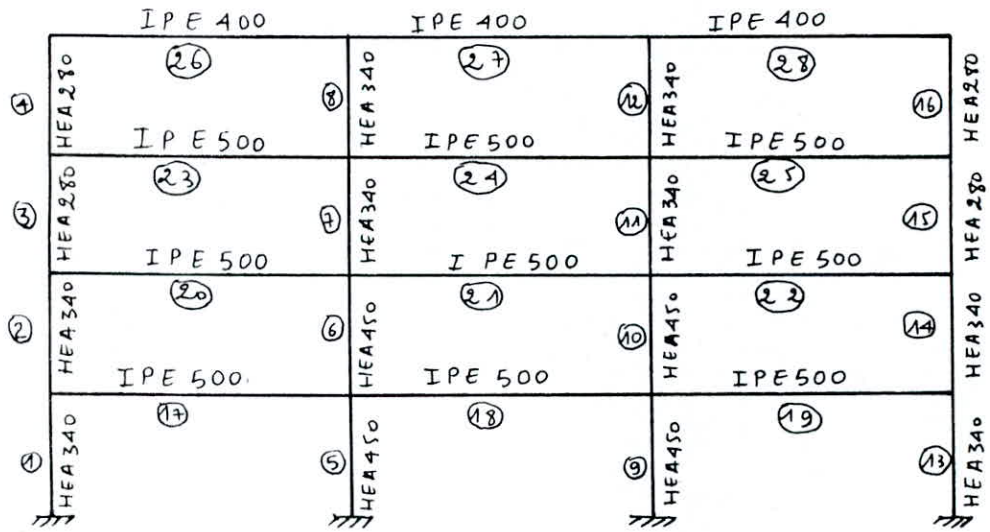
niveau ↓	Poutres ↓	X_2 (t)	poteau choisi	I_x (cm ⁴)	I_g (cm ⁴) calculé	choix de la poutre	Solllicitations en:				combinaison G+Q+E	contraintes (daN/mm ²)	verification de la résistance	calcul de la fleche (cm)	verification de la fleche
							X_3 (t)	M_G (t.m)	M_Q (t.m)	$M_E = X_2 \cdot \frac{l}{2}$					
4	27	9,817	HEA340	27700	47785,564	IPE400	1,909	8,930	1,458	17,672	28,060	24,19	24,19 < 30	0,052	0,052 < 2,4
3	24	15,958	HEA340	27700	36172,668	IPE500	7,979	8,799	5,468	28,724	42,991	22,275	22,275 < 30	0,093	0,093 < 2,4
2	21	20,051	HEA450	63720	35064,624	IPE500	10,026	8,799	5,468	36,094	50,361	26,094	26,094 < 30	0,093	0,093 < 2,4
1	18	22,098	HEA450	63720	39761,237	IPE500	11,049	8,799	5,468	39,776	54,043	28,00	28,00 < 30	0,093	0,093 < 2,4

avec: X_2 = effort tranchant dans le poteau, relatif à chaque niveau.

X_3 = effort tranchant dans la poutre, relatif à chaque niveau.

NB: Les poutres d'un même étage sont identiques.

le portique final est:



portique autostable (A) ou (E)

5/palées de contreventement:

D'après le chapitre (II) on a les résultats suivants, pour chaque palée de contreventement.

niveau ↓	$F_k(t)$	$V_k(t)$
4	29,452	—
3	18,421	29,452
2	12,281	47,873
1	6,140	60,154
0	—	66,294

Le type de contreventement choisit est en forme de (π), vu la portée importante entre les poteaux.

Une importante considération, pour déterminer le nombre de baie à contreventer, c'est le moment de renversement dû aux forces sismiques.

• Tableau donnant les moments de renversement à chaque niveau à la base de chaque poteau.

niveau ↓	$V_k(t)$	hauteur d'étage. $h(m)$	$V_k \cdot h$	moment de renversement $M_{renv}(t \cdot m)$
4	—	—	—	—
3	29,452	3,6	106,027	106,027
2	47,873	3,6	172,343	278,37
1	60,154	3,6	216,554	494,924
0	66,294	3,6	238,658	733,582

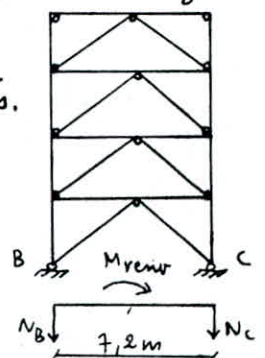
Le moment de renversement doit être résisté par les charges permanentes des baies contreventées. Nous considérons les cas suivants:

* Cas d'une seule baie de contreventement (1 baie intermédiaire):

Il faut vérifier que le moment résistant (M_R) est supérieur ou égal au moment de renversement (M_{renv}) ($M_R \geq M_{renv}$).

Les poteaux des files B et C sont identiquement chargés.

plancher terrasse	-----	$594 \times 7,2 \times 3,6 = 15,396 t$
(03) planchers courant	-----	$3 \times 371,5 \times 7,2 \times 3,6 = 27,888 t$
remplissage	-----	$217,5 \times 7,2 \times 11,4 = 22,550 t$
pois de la fondation estimé à:	-----	1 t
		<u>67,834 t</u>



$$\Rightarrow N_B = N_C = 67,834 \text{ t}$$

en prenant le moment par rapport au point (C):

$$M_R = 67,834 \times 7,2 = 488,405 \text{ (t.m)}$$

or M_{renv} à la base est : $M_{renv} = 733,582 \text{ (t.m)}$

$$\Rightarrow M_R < M_{renv}$$

donc une seule baie ne suffit pas.

* Cas de deux baies de contreventement (2 baies intermédiaires).
des poteaux des files B, C et D sont identiquement chargés.

donc $N_B = N_C = N_D = 67,834 \text{ t}$.

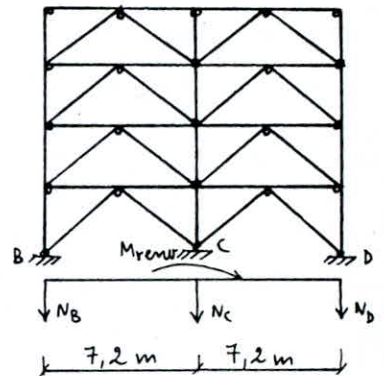
en prenant le moment par rapport au point (D)

$$M_R = 67,834 \times 7,2 + 67,834 \times 14,4$$

$$M_R = 1465,214 \text{ (t.m)}$$

$$\Rightarrow M_R = 1465,214 > M_{renv} = 733,582 \text{ (t.m)}$$

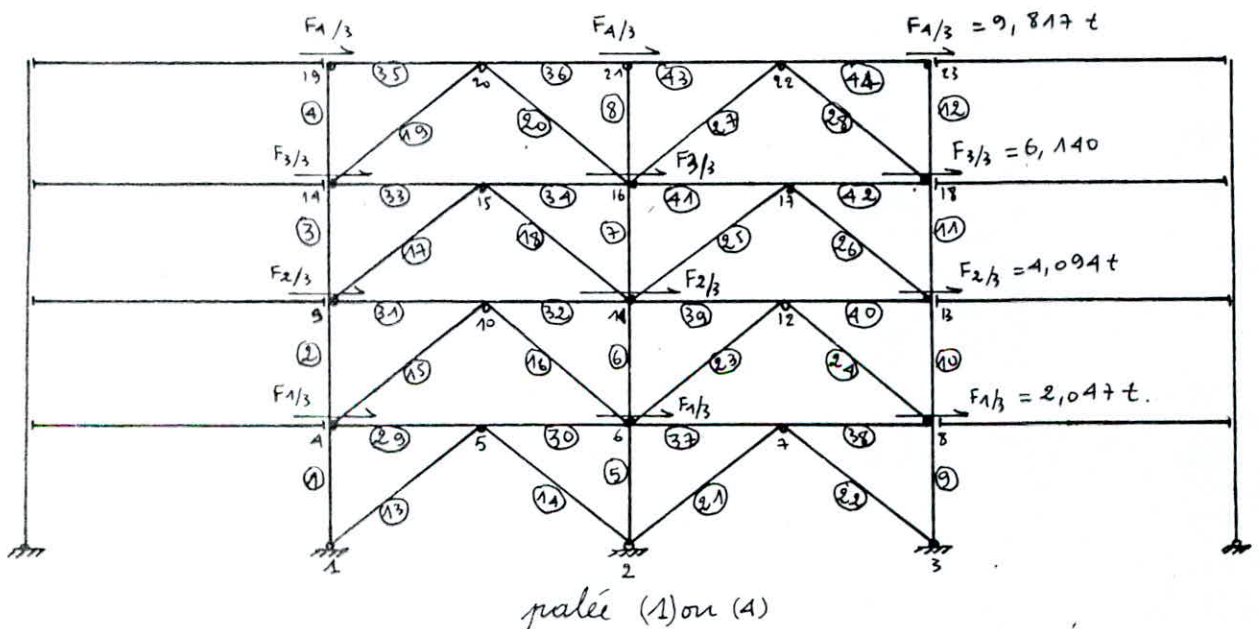
donc la stabilité au renversement vérifiée).



a/ calcul des efforts

i) Sous chargement horizontal:

Les forces sismiques (déterminées dans le chapitre (II) pour une palée de contreventement) étant des forces d'inertie, donc on doit les distribuer aux différents nœuds, proportionnellement à la masse concentrée à ces nœuds. voir schéma ci-dessous:



Degré d'hyperstaticité: $H = -\mathcal{L}$

$$\mathcal{L} = 3 \times 44 - 2 \times 65 - 6 = -4$$

$H = -(-4) = 4$ (Le système est à 4 degrés d'hyperstaticité).

Vue la symétrie géométrique du système on peut passer du système hyperstatique à un système isostatique.

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

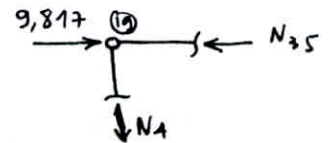
Pour déterminer ces efforts on utilise la méthode des nœuds.

• Exemple de calcul

nœud 19:

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow N_{35} - 9,817 = 0 \Rightarrow N_{35} = 9,817 \text{ t}$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow N_4 = 0$$

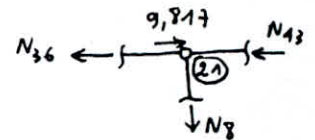


nœud 21:

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow N_8 = 0$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow N_{36} + N_{43} = 9,817 \quad (\text{or } N_{36} = N_{43} \text{ par symétrie})$$

$$\Rightarrow N_{36} = N_{43} = 4,909 \text{ t}$$



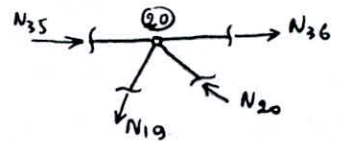
nœud 20:

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow N_{20} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} - N_{19} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 0 \Rightarrow N_{20} = N_{19}$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow N_{35} + N_{36} = N_{19} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} + N_{20} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}$$

$$\Rightarrow N_{19} = N_{20} = \frac{N_{35} + N_{36}}{\sqrt{2}} = \frac{9,817 + 4,909}{\sqrt{2}}$$

$$\Rightarrow N_{20} = N_{19} = 10,413 \text{ t}$$



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

avec les conventions suivantes:

$\#$ = aucun effort

\rightarrow = traction

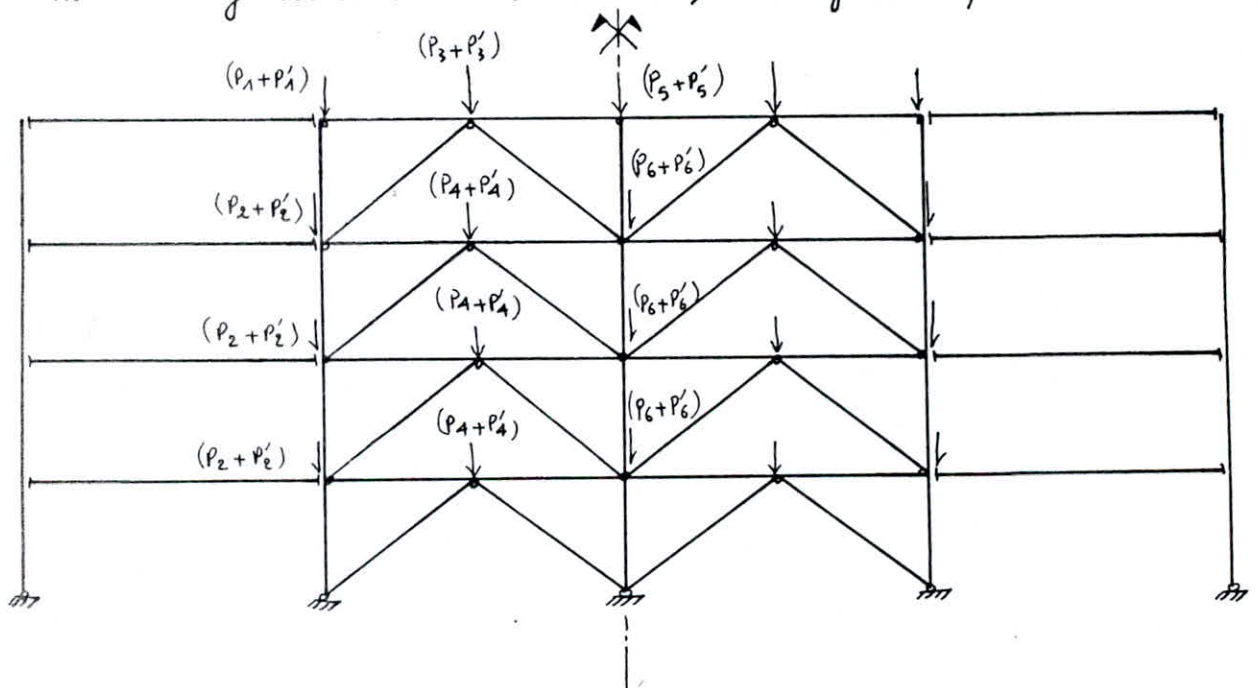
\leftarrow = compression.

étage →	RDC				1 ^{er}				2 ^{ème}				3 ^{ème}			
diagonales	13	21	14	22	15	23	16	24	17	25	18	26	19	27	20	28
	↔		↔		↔		↔		↔		↔		↔		↔	
	23,439 (t)				21,268 (t)				16,925 (t)				10,413 (t)			
poutres	29	37	30	38	31	39	32	40	33	41	34	42	35	43	36	44
	↔		↔		↔		↔		↔		↔		↔		↔	
	17,086	16,062 (t)		17,086	16,062	14,015 (t)		16,062	13,503	10,433 (t)		13,503	9,817	4,909 (t)		9,817
plateaux	9	1	5	10	2	6	11	3	7	4	8	12				
	↔		↔		↔		↔		↔		↔		↔		↔	
	34,370 t		0 (t)		19,331 (t)		0 (t)		7,363 (t)		0 (t)		0 (t)			

ii) sous charges verticales:

P_i = charges concentrées dues aux charges permanentes.

P'_i = charges concentrées dues aux surcharges d'exploitation.



• Evaluation des P_i et P'_i :

* sous G:

$$- P_1 = 594 [3,6(3,6 + 3,6) - 1,8 \times 0,9] + 125 \times 0,5(1,8 + 3,6).$$

$$P_1 = 14,771 \text{ t}$$

$$- P_2 = 371,5 [3,6(3,6 + 3,6) - 1,8 \times 0,9] + 217,5 \times 3,6(1,8 + 3,6).$$

$$P_2 = 13,255 \text{ t}$$

$$- P_3 = 594 \times 0,9 \times 3,6 + 125 \times 0,5 \times 3,6.$$

$$P_3 = 2,150 \text{ t}$$

$$- P_4 = 371,5 \times 0,9 \times 3,6 + 217,5 \times 3,6 \times 3,6.$$

$$P_4 = 4,023 \text{ t}$$

$$- P_5 = 594 [3,6(3,6 + 3,6) - 2 \times 1,8 \times 0,9] + 125 \times 0,5(1,8 + 1,8).$$

$$P_5 = 13,697 \text{ t}$$

$$- P_6 = 371,5 [3,6(3,6 + 3,6) - 2 \times 1,8 \times 0,9] + 217,5 \times 3,6(1,8 + 1,8)$$

$$P_6 = 11,244 \text{ t}.$$

* sous Q:

$$- P'_1 = 100 \times [3,6(3,6 + 3,6) - 1,8 \times 0,9]$$

$$P'_1 = 2,430 \text{ t}$$

$$- P'_2 = 375 [3,6(3,6 + 3,6) - 1,8 \times 0,9]$$

$$P'_2 = 9,113 \text{ t}$$

$$- P'_3 = 100 \times 0,9 \times 3,6$$

$$P'_3 = 0,324 \text{ t}$$

$$- P'_4 = 375 \times 0,9 \times 3,6$$

$$P'_4 = 1,215 \text{ t}$$

$$- P'_5 = 100 [3,6(3,6 + 3,6) - 2 \times 1,8 \times 0,9]$$

$$P'_5 = 2,268 \text{ t}$$

$$- P'_6 = 375 [3,6(3,6 + 3,6) - 2 \times 1,8 \times 0,9]$$

$$P'_6 = 8,505 \text{ t}$$

Le système est hyperstatique ($H=4$), donc pour faciliter le calcul, sans exagération, on néglige, à priori (pour le prédimensionnement), les efforts dans les barres horizontales intermédiaires, car généralement l'effort normal dans les barres horizontales dû aux charges verticales est très petit.

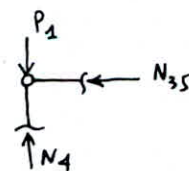
• Exemple de calcul:

sous G:

noeud 19:

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow N_{35} = 0$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow N_4 = P_1 = 14,771 \text{ t}$$



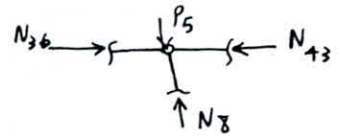
par symétrie on aura: $N_{12} = N_4$, $N_{44} = N_{35}$

noeud 21:

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow N_8 = P_5 = 13,697 \text{ t}$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow N_{36} = N_{43}$$

d'après l'hypothèse faite auparavant $\Rightarrow N_{36} = N_{43} = 0 \text{ t}$



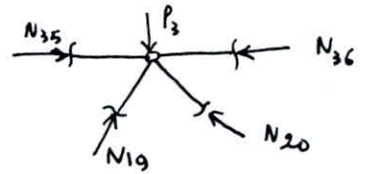
noeud 20:

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow N_{19} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} - N_{20} \frac{\sqrt{2}}{2} + N_{35} - N_{36} = 0$$

$$\Rightarrow N_{19} = N_{20}$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow N_{19} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} + N_{20} \frac{\sqrt{2}}{2} - P_3 = 0 \Rightarrow N_{19} = N_{20} = \frac{P_3}{\sqrt{2}}$$

$$\Rightarrow N_{19} = N_{20} = 1,520 \text{ t}$$



par symétrie on aura: $N_{19} = N_{28}$; $N_{20} = N_{27}$

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

avec les conventions suivantes:

$\#$ = aucun effort

\leftrightarrow = compression

∇ = traction.

niveau \rightarrow		RDC				1 ^{er}				2 ^{ème}				3 ^{ème}			
diagonales		13	22	14	21	15	24	16	23	17	26	18	25	19	28	20	27
		\leftrightarrow				\leftrightarrow				\leftrightarrow				\leftrightarrow			
	\uparrow	5,168 (t)		0,521 (t)		4,647 (t)		1,042 (t)		3,605 (t)		2,085 (t)		1,520 (t)		1,520 t	
	1,532 (t)		0,186 (t)		1,346 (t)		0,372 (t)		0,974 (t)		0,745 (t)		0,229 (t)		0,229 (t)		
poutres		29	38	30	37	31	40	32	39	33	42	34	41	35	44	36	43
		∇		$\#$		∇		$\#$		∇		$\#$		∇		$\#$	
	\uparrow	3,286 (t)		0 (t)		2,549 (t)		0 (t)		1,075 (t)		0 (t)		0 (t)		0 (t)	
	0,952 (t)		0 (t)		0,689 (t)		0 (t)		0,162 (t)		0 (t)		0 (t)		0 (t)		
poutres		9	1	5	2	10	6	3	11	7	4	12	8				
		\leftrightarrow				\leftrightarrow				\leftrightarrow				\leftrightarrow			
	\uparrow	61,446 (t)		54,002 (t)		44,905 (t)		41,284 (t)		29,101 (t)		27,091 (t)		14,771 (t)		13,697 (t)	
	31,572 (t)		25,687 (t)		21,507 (t)		20,656 (t)		11,705 (t)		11,097 (t)		2,430 (t)		2,268 (t)		

b/ dimensionnement des éléments

i) Diagonales:

On a choisit des cornières jumelés à ailes égales; toutes les diagonales seront dimensionnées à la compression vu la réversibilité des charges dominiques. Les diagonales d'un même étage sont identiques.

La combinaison d'action utilisée est: $G+Q+E$.

• Exemple de calcul.

Les diagonales du 3^{ème} étage sont: 19, 20, 27, 28.

La diagonale la plus chargée sous $(G+Q+E)$ est la diagonale 28.

$$N = 1,520 + 0,229 + 10,413$$

$$N = 12,162 \text{ t}$$

on choisit JL 100x100x7 $\left\{ i_x = i_y = 3,06 \text{ cm} ; A = 2 \times 13,66 = 27,32 \text{ cm}^2 \right\}$

$$\lambda = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{5,09 \cdot 10^2}{3,06} = 166,34 \rightarrow K = 5,4751$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{12,162 \cdot 10}{27,32}$$

$$\sigma = 4,452 \text{ daN/mm}^2$$

$$K \cdot \sigma = 5,4751 \times 4,452$$

$$K \cdot \sigma = 24,375 < \sigma_{en} = 30 \text{ (daN/mm}^2\text{)}.$$

Toutes les diagonales seront calculées de la même manière.

(voir tableau ci-dessous).

étage	diagonales	diagonale la plus sollicitée.	effort N (t) sous G+Q+E dans la diagonale la plus sollicitée.	choix des cornières	K	$\sigma = \frac{N}{A}$ (daN/mm ²)	vérification $K\sigma < \sigma_{en}$
3	19, 20, 27, 28	28	12,162	JL 100x100x7	5,4751	4,452	24,375 < 30
2	17, 18, 25, 26	26	21,504	JL 120x120x8	3,868	5,737	22,191 < 30
1	15, 16, 23, 24	24	27,261	JL 120x120x8	3,868	7,273	28,132 < 30
RDC	13, 14, 21, 22	22	30,139	JL 120x120x10	3,907	6,501	25,399 < 30

ii) poteaux

Ils sont dimensionnés en compression. Les poteaux d'un même étage sont identiques. Pour des raisons pratiques, on adopte le même poteau pour deux étages consécutifs.

Exemple de calcul.

- Les poteaux du RDC sont : 1, 5, 9

Le poteau le plus chargé sous (G+Q+E) est le poteau 9.

$$N = 61,446 + 31,572 + 34,370$$

$$N = 127,388 \text{ t}$$

on choisit un HEA 220 $\{ i_y = 5,51 \text{ cm}, A = 64,3 \text{ cm}^2 \}$

$$\lambda = \frac{l_y}{i_y} = \frac{360}{5,51} = 65,336 \rightarrow K = 1,3434$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{127,388 \cdot 10}{64,3} = 19,812 \text{ (daN/mm}^2\text{)}$$

$$K\sigma = 1,3434 \times 19,812$$

$$K\sigma = 26,615 < \sigma_{\text{adm}} = 30 \text{ (daN/mm}^2\text{)}.$$

ainsi tous les poteaux du RDC et du 1^{er} étage seront des HEA 220.

- Les poteaux du 2^{ème} étage sont 3, 7, 11

Le poteau le plus chargé sous (G+Q+E) est le poteau 11

$$N = 29,101 + 11,705 + 7,363$$

$$N = 48,169 \text{ t}$$

Le même calcul que pour le poteau 9 nous donne:

poteau choisit HEA 160 $\{ i_y = 3,98 \text{ cm}; A = 38,8 \text{ cm}^2 \}$

$$\sigma = 12,415 \quad ; \quad K = 1,9236$$

$$K\sigma = 23,882 < \sigma_{\text{adm}} = 30 \text{ (daN/mm}^2\text{)}$$

ainsi tous les poteaux du 2^{ème} étage, et le 3^{ème} aussi, seront des HEA 160.

iii) Poutres:

Les barres horizontales d'un même niveau sont identiques.

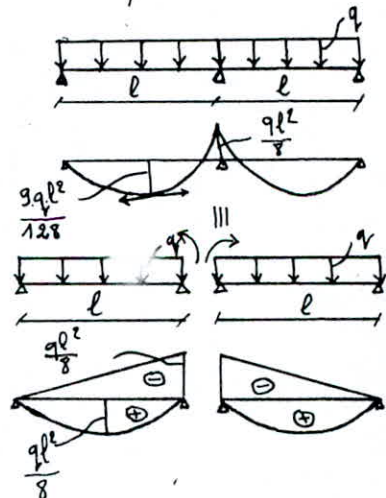
Elles sont dimensionnées à la flexion composée.

• Calcul de la contrainte due au moment de flexion dans chaque barres (voir schéma ci-contre).

$$K_f \cdot \sigma_f = K_{f_1} \cdot \sigma_{f_1} - K_{f_2} \cdot \sigma_{f_2} \quad (\text{article 3,517 CM66}).$$

avec: - $(\sigma_{f_1} = \frac{M_1}{W_x})$ contrainte maximale, dans l'appui, due au moment M_1 (diagramme linéaire).

- $(\sigma_{f_2} = 0)$ contrainte dans le même point due au moment $(M_2 = 0)$ (diagramme parabolique).



* Exemple de calcul.

Les barres du niveau (1) sont 29, 30, 37, 38.

La barre la plus sollicitée en compression sous (G+Q+E) est la barre 37.

La barre la plus tendue sous (G+Q+E) est la barre 38.

Donc on dimensionne la barre (37) en prenant (N) comme effort de compression, et on vérifie la barre (38) en prenant (N) comme effort de traction.

$$q_G = 371,5 \times 0,9 + 217,5 \times 3,6 = 1,117 \text{ (t/m)}$$

$$q_Q = 375 \times 0,9 = 0,338 \text{ (t/m)}$$

$$\Rightarrow q = q_G + q_Q = 1,117 + 0,338$$

$$q = 1,455 \text{ (t/m)}$$

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,455 \cdot 3,6^2}{8}$$

$$M = 2,356 \text{ (t.m)}$$

• barre (37): (dimensionnement, avec N une compression)

$$N = N_G + N_Q + N_E = 0 + 0 + 16,062$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N = 16,062 \text{ (t)} \\ M = 2,356 \text{ (t.m)} \end{cases}$$

On choisit un IPE 180 $\{ A = 23,9 \text{ cm}^2 ; i_x = 7,42 \text{ cm} ; W_x = 146 \text{ cm}^3 \}$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{16,062 \cdot 10}{23,9}$$

$$\sigma = 6,721 \text{ (daN/mm}^2\text{)}$$

$$\lambda = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{360}{7,42} = 48,517$$

$$\sigma_K = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{3,14^2 \times 21000}{48,517^2} = 88,050$$

$$\mu = \frac{\sigma_K}{\sigma} = \frac{88,050}{6,721} = 13,101$$

$$k_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} = \frac{13,101 - 1}{13,101 - 1,3} = 1,0254$$

$$K_{f1} = \frac{\mu + 0,25}{\mu - 1,3} = \frac{13,101 + 0,25}{13,101 - 1,3} = 1,1313 \quad \Rightarrow K_f = K_{f1} = 1,1313$$

$$\sigma_{f1} = \frac{M}{W_x} = \frac{2,356 \cdot 10^3}{146}$$

$$\Rightarrow \sigma_f = \sigma_{f1} = 16,137 \text{ (daN/mm}^2\text{)}$$

$$K_f \sigma_f = K_{f1} \sigma_{f1} - K_{f2} \sigma_{f2} \quad (\text{or } \sigma_{f2} = 0 \text{ car } M_2 = 0)$$

$$\Rightarrow K_f \sigma_f = K_{f1} \sigma_{f1}$$

$$K_1 \cdot \sigma + K_f \cdot \sigma_f = 1,0254 \times 6,721 + 1,1313 \times 16,137$$

$$\Rightarrow K_1 \cdot \sigma + K_f \sigma_f = 25,148 < \sigma_{\text{en}} = 30 \text{ (daN/mm}^2\text{)}$$

• barre (38): (vérification, avec N une traction).

$$N = N_G + N_Q + N_E = 3,286 + 0,952 + 17,095$$

$$N = 21,324 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{21,324 \cdot 10^3}{23,9}$$

$$\Rightarrow \sigma = 8,922 \text{ (daN/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_f = 16,137 \text{ (daN/mm}^2\text{)}$$

$$\Rightarrow \sigma + \sigma_f = 8,922 + 16,137$$

$$\Rightarrow \sigma_f + \sigma_c = 25,059 < \sigma_{\text{en}} = 30 \text{ (daN/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK.}$$

Ainsi toutes les barres horizontales du niveau 1 de la palée seront identiques (IPE 180).

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

- Tableau pour le dimensionnement des barres les plus comprimées (N est une compression).

niveau →	1	2	3	4
la barre la plus comprimée	37	39	41	43
effort de compression (t)	16,062	14,015	10,433	9,817
moment de flexion (t.m)	2,356	2,356	2,356	1,113
choix de la poutre	IPE 180	IPE 180	IPE 180	IPE 140
σ_{comp} (daN/mm ²)	6,721	5,864	4,365	5,986
K_f	1,1313	1,1130	1,0821	1,2066
K_1	1,0254	1,0219	1,0159	1,0400
σ_f (daN/mm ²)	16,137	16,137	16,137	14,4
$K_1 \sigma_c + K_f \sigma_f < \sigma_{\text{en}}$	25,148 < 30	23,953 < 30	21,996 < 30	23,157 < 30

- Tableau pour la vérification des barres les plus tendues (N est une traction)-

niveau →	1	2	3	4
La barre la plus tendue	38	40	42	44
Effort de traction (t)	21,324	19,3	14,74	9,817
moment de flexion (t.m)	2,356	2,356	2,356	1,113
La poutre choisie	IPE 180	IPE 180	IPE 180	IPE 140
σ_{trac} (daN/mm ²)	8,922	8,075	6,167	5,986
σ_f (daN/mm ²)	16,137	16,137	16,137	14,4
$\sigma_{trac} + \sigma_f < \sigma_{en}$	25,059 < 30	24,212	22,304	20,386 < 30

* Dimensionnement des poutres qui appartiennent aux baies non contreventées (baies de rives).

Elles sont dimensionnées sous charges verticales seulement sous la combinaison des (CM66).

• Exemple de calcul.

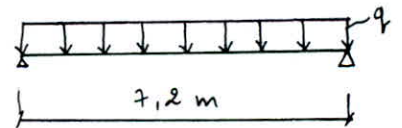
Les poutres des niveaux 1, 2 et 3 sont identiques, car elles sont chargées de la même manière. (combinaison $\frac{1}{3} G + \frac{3}{2} Q$).

— Condition de résistance.

$$q_G = 371,5 \times 0,9 + 217,5 \times 3,6 = 1,117 \text{ (t/m)}$$

$$q_Q = 375 \times 0,9 = 0,338 \text{ (t/m)}$$

$$q = \frac{1}{3} \times 1,117 + \frac{3}{2} \times 0,338 = 1,996 \text{ (t/m)}$$



$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W_x} \leq \sigma_{en}$$

$$\Rightarrow W_x \geq \frac{M_{max}}{\sigma_{en}}$$

$$\text{or } M_{max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,996 \times 7,2^2}{8} = 12,934 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow W_x \geq \frac{12,934 \cdot 10^5}{30 \cdot 10^2}$$

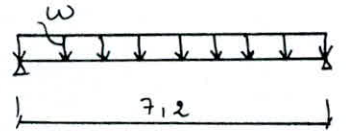
$$\Rightarrow W_x \geq 432,8 \text{ cm}^3$$

— Condition de flèche: (pour surcharges d'exploitation non pondérées).

$$w = 375 \times 0,9 = 0,338 \text{ (t/m)}$$

d'après les formules d'RDM on a:

$$f_{\max} = \frac{5 \times w \times l^4}{384 \times E I_x}$$



$$f_{\max} \leq [f] = \frac{l}{300}$$

$$\Rightarrow I_x \geq \frac{300 \times 5 \times w \times l^3}{384 \times E}$$

$$I_x \geq \frac{300 \times 5 \times 0,338 \times 7,2^3 \times 10^5}{384 \times 21 \cdot 10^5} = 2346,686 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \begin{cases} I_x \geq 2346,686 \text{ cm}^4 & \text{(condition de flèche)} \\ W_x \geq 432,8 \text{ cm}^3 & \text{(condition de résistance)} \end{cases}$$

on choisit un IPE 300 $\begin{cases} I_x = 8356 \text{ cm}^4 \\ W_x = 557 \text{ cm}^3 \end{cases}$

C'est la condition de résistance qui domine.

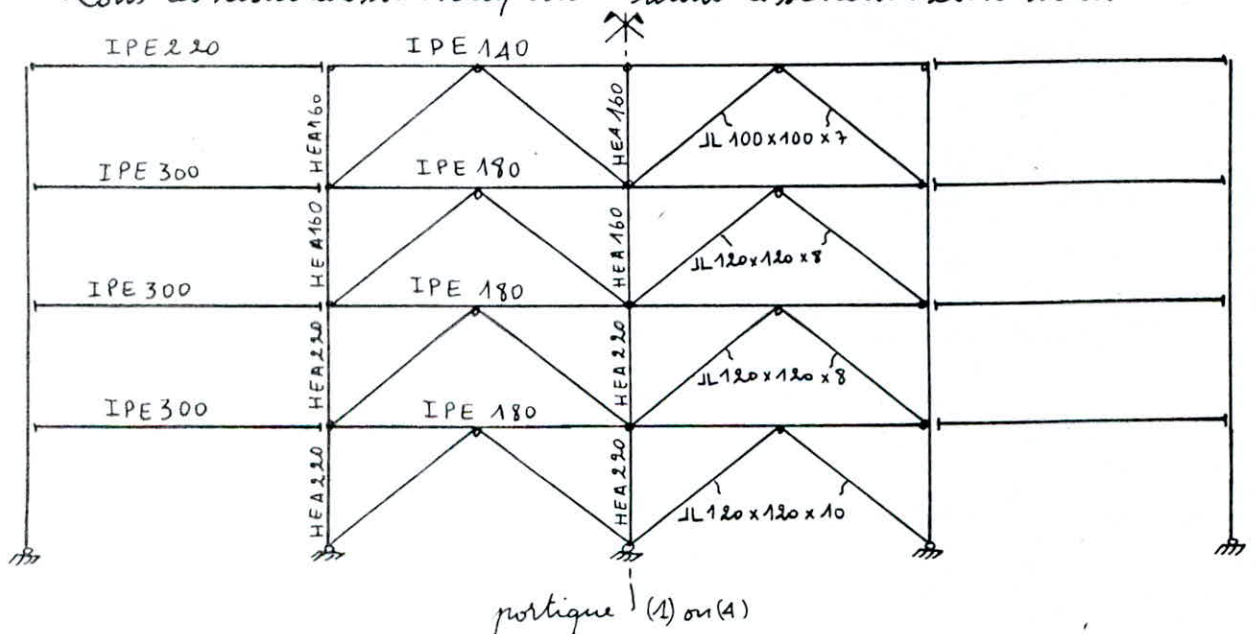
Les pontes du niveau (4) (terrasse) seront calculées de la même manière.

on aura: $\begin{cases} I_x \geq 624,857 & \text{(condition de flèche)} \\ W_x \geq 201,1 \text{ cm}^3 & \text{(condition de résistance)}. \end{cases}$

on choisit un IPE 220 $\begin{cases} I_x = 2772 \text{ cm}^4 \\ W_x = 252 \text{ cm}^3 \end{cases}$

C'est la condition de résistance qui domine.

Tous les résultats sont récapitulés dans le schéma ci-dessous.



CHAPITRE 4

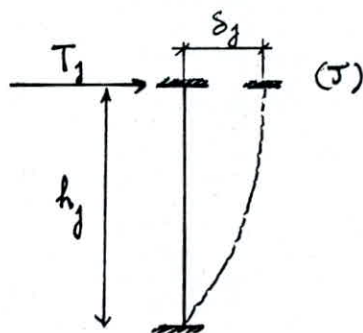
VERIFICATIONS

VERIFICATIONS

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 SAP80) 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 :

1) Rigidité du portique contreventé (sens longitudinal x-x).

Niveau	force sismique F_{ix} (t)	T_j (t)	δ_j (m) $\cdot 10^{-2}$	R_{jx} (t/m)
4	29.452	29.452	0.2954	9970.21
3	18.42	47.872	0.3109	15399.011
2	12.28	60.152	0.3482	17275.416
1	6.14	66.292	0.3333	19889.890

2) Rigidité du portique outostable (sens transversal y-y).

Niveau	force sismique F_{iy} (t)	T_j (t)	δ_j (m) $\cdot 10^{-2}$	R_{jy} (t/m)
4	29.452	29.452	1.5974	1843.690
3	18.42	47.872	2.2688	2109.990
2	12.28	60.152	1.9685	3055.623
1	6.14	66.292	1.3470	4921.35

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 sous charges horizontales (séisme) une torsion. Cette torsion engendre une augmentation de l'effort tranchant qui doit être pris en compte dans le calcul exact des efforts.

Exception: Le bâtiment calculé étant symétrique par conséquent le centre de masse est confondu avec le centre de torsion.

Toutefois 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
- e_x ou e_y calculée.

centre de torsion

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

avec

x_j : position à l'étage (j) d'un portique transversal % à Oy .
 y_j : " " " " " " longitudinal % à Ox .

centre de masse

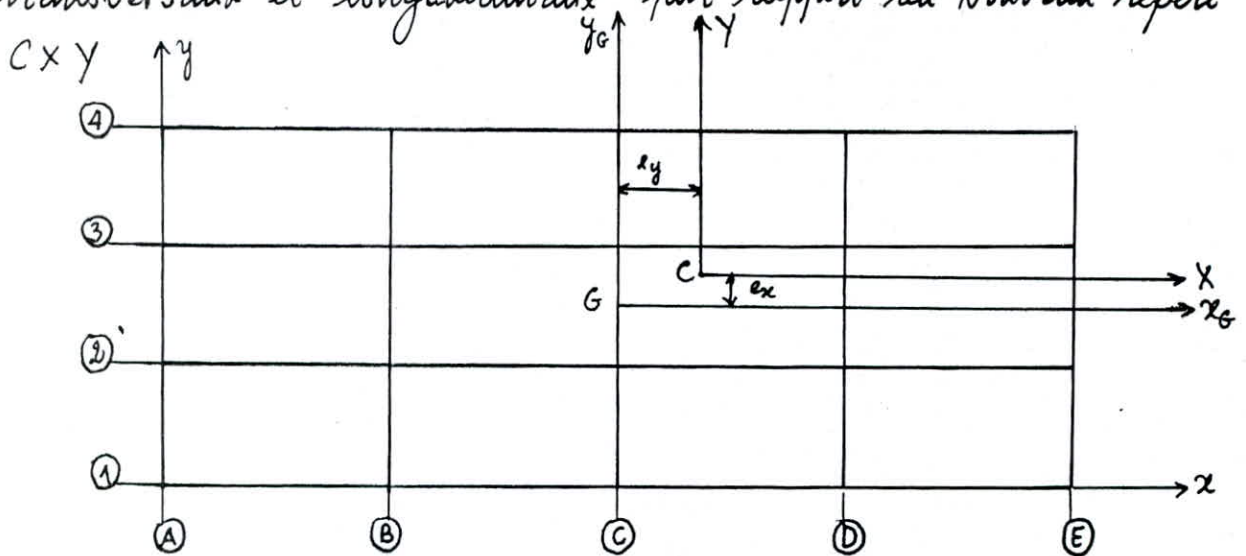
$$x_G = \frac{\sum \Omega_i x_i}{\sum \Omega_i} \quad ; \quad y_G = \frac{\sum \Omega_i y_i}{\sum \Omega_i}$$

rigidité à la torsion

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

$$R_{j\theta} = \sum R_{jy} X_j^2 + \sum R_{jx} Y_j^2$$

Où X_j et Y_j sont les coordonnées des portiques respectivement transversaux et longitudinaux par rapport au Nouveau repère



	Niveau	X_j (m)	Y_j (m)	R_{jx} (t/m)	R_{jy} (t/m)	Niveau	$R_{j\theta}$ (t-m)
portique 1	4	/	12.24	9970.21	/	4	3139460.3
	3			15329.011	/		
	2			17275.416	/		
	1			19889.889	/		
portique 4	4	/	9.36	9970.21	/	3	4523329.8
	3			15329.011	/		
	2			17275.416	/		
	1			19889.889	/		
portique A	4	15.84	/	/	1843.69	2	5381553.9
	3			/	2109.99		
	2			/	3055.623		
	1			/	4921.35		
portique E	4	12.96	/	/	1843.69	1	6783792.7
	3			/	2109.99		
	2			/	3055.623		
	1			/	4921.35		

Forces sismiques dans les portiques

La force sismique de niveau (j) est distribuée entre les portiques de ce Niveau d'après les formules suivantes.

• portiques longitudinaux: $F_{ix} = F_x \left[\frac{R_{jx}}{\sum R_{jx}} + \frac{e_y \cdot R_{jx}}{R_{j0}} \gamma_j \right]$

• portiques transversaux: $F_{iy} = F_y \left[\frac{R_{jy}}{\sum R_{jy}} + \frac{e_x \cdot R_{jy}}{R_{j0}} \chi_j \right]$

La force sismique de Niveau est distribuée entre les portiques proportionnellement à leurs rigidités (1^{er} terme) le 2^{er} terme étant la force sismique due à la torsion provoquée par l'excentricité (e_x ou e_y), le 2^{er} terme doit être négligé s'il est négatif (RPA art 3.2.15).

- Portique contreventé (1-1).

Niveau	$F_x (t)$	$R_{j0} (t.m)$	$F_{ix} (t)$
4	58.904	3139460.3	32.749
3	36.841	4523329.8	20.621
2	24.561	5381553.9	13.67
1	12.280	6783792.7	6.774

Portique autostable (A-A)

Niveau	$F_y (t)$	$R_{j0} (t.m)$	$F_{iy} (t)$
4	58.904	3139460.3	30.241
3	36.841	4523329.8	18.812
2	24.561	5381553.9	12.60
1	12.280	6783792.7	6.343

calculs des efforts internes (M, N, T)

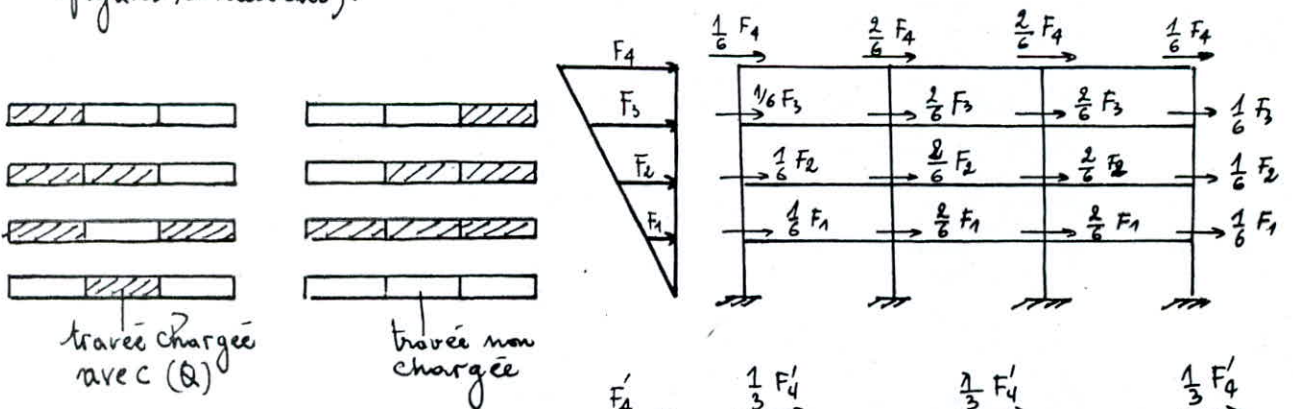
Le calcul des efforts internes (M, N, T) a été établi par le programme "SAP 80" qui après avoir reçu, comme données

- les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure
 - les conditions de liaisons
 - des Charges
 - ainsi que les combinaisons désirées.
- restitue comme résultats

- un rappel des données.
- des efforts aux nœuds
- des déplacements des Nœuds
- des réactions des supports

Le "SAP 80" est basé sur la méthode des Déplacements.

à titre indicatif dans notre calcul on va envisager les différents cas de surchargements (Charge d'exploitation) et si d'une part d'autre part on va faire une répartition des forces sismiques exacte par application des forces sismiques aux différents nœuds (voir figures, ci dessous).



ou $Q =$ surcharge d'exploitation

fig 1: Différents cas de surchargements

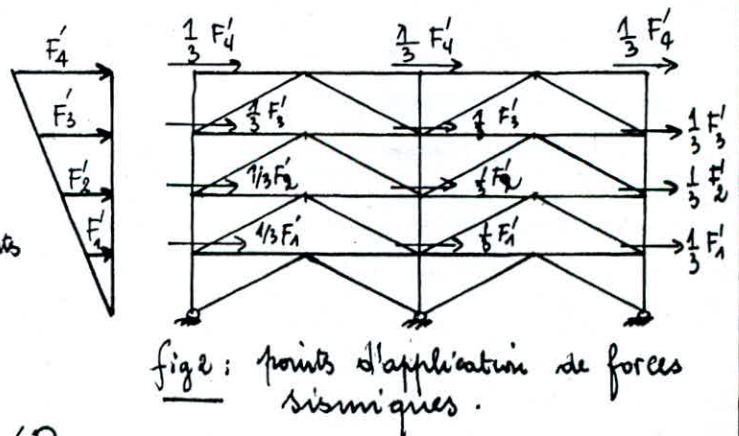


fig 2: points d'application de forces sismiques.

efforts dans les barres

EFFORT	N (t)	Niveau																		
		1				2				3				4						
		diagonale	13	14	21	22	15	16	23	24	17	18	25	26	19	20	27	28		
Combinaison		G+R+E	21.40	-28.81	23.38	-30.79	19.94	-26.34	20.06	-27.47	19.94	-22.02	15.91	-23.12	14.62	-22.02	10.33	-13.83	9.33	-12.82
		G+R-E	-30.79	23.38	-28.81	21.40	-27.47	20.06	-27.34	19.94	-22.02	14.62	-23.12	15.51	-12.82	10.33	9.33	-13.83	10.33	-12.82

EFFORT	N (t)	Niveau																
		1				2				3				4				
		traverses	29	30	37	39	31	32	39	40	33	34	41	42	35	36	43	44
Combinaison		G+R+E	-16.36	19.15	-16.63	21.68	-15.67	17.76	-13.48	20.13	-14.19	13.29	-9.97	15.94	-10.92	6.17	-4.75	10.92
		G+R-E	21.68	-16.36	19.15	-16.39	20.13	-13.48	17.76	-15.67	15.94	-9.97	13.29	-14.18	10.92	-4.75	6.17	-10.92

EFFORT	N (t)	Niveau												
		1			2			3			4			
		Montant	1	5	4	2	6	10	3	7	11	4	8	12
Combinaison		G+R+E	-51.79	-89.56	-128.37	-43.52	-64.66	-86.58	-32.26	-38.90	-48.64	-17.20	-15.97	-17.20
		G+R-E	-128.37	-89.56	-51.79	-86.58	-64.66	-43.52	-48.64	-38.90	-32.26	-17.20	-15.97	-17.20

efforts dans les poteaux

EFFORTS		EFFORTS			
Combinaison		Combinaison			
G + Q - 1.2 E		G + Q + 1.2 E			
N(t)	T(t)	M(t _m)	N(t)	T(t)	M(t _m)
-85.00	-14.87	32.80	-20.56	11.65	-28.94
-85.00	-14.87	-20.72	-20.36	11.65	18.11
-98.07	-28.71	68.72	-95.71	28.94	-68.92
-98.07	-28.71	-34.63	-95.75	28.94	35.25
-95.75	-28.94	68.92	-98.07	28.71	-68.72
-95.75	-28.94	-35.25	-98.07	28.71	34.63
-20.36	-11.65	28.84	-85.00	14.87	-32.80
-20.36	-11.65	-13.11	-85.00	14.87	20.72
-59.71	-15.85	28.63	-16.21	9.72	-17.82
-59.71	-15.85	-28.44	-16.21	9.72	17.17
-71.96	-26.33	47.43	-70.38	27.25	-49.06
-71.96	-26.33	-47.36	-70.38	27.25	49.05
-70.38	-27.25	49.06	-71.86	26.33	-47.43
-70.38	-27.25	-49.05	-71.86	26.33	47.36
-16.21	-9.72	18.82	-59.71	15.85	-28.63
-16.21	-9.72	-17.17	-59.71	15.85	28.44
-34.35	-12.31	21.15	-12.17	8.45	-14.40
-34.35	-12.31	-23.19	-12.17	8.45	16.01
-45.68	-20.63	34.99	-44.35	20.95	-35.54
-45.68	-20.63	-39.90	-44.35	20.95	39.90
-44.35	-20.95	35.54	-45.68	20.63	-34.99
-44.35	-20.95	-39.90	-45.68	20.63	39.90
-12.17	-8.45	14.40	-34.35	12.31	-21.15
-12.17	-8.45	-16.01	-34.35	12.31	23.19
-11.79	-9.51	16.04	-5.66	3.32	-6.36
-11.79	-9.51	-18.19	-5.56	3.32	5.60
-19.36	-12.53	22.08	-19.10	17.78	-23.95
-19.36	-12.53	-23.04	-19.10	17.78	23.95
-19.10	-17.78	23.95	-19.36	12.53	-22.08
-19.10	-17.78	-25.65	-19.36	12.53	23.04
-5.56	-3.32	6.36	-11.79	9.51	-16.04
-5.56	-3.32	-5.60	-11.79	9.51	18.19

Niveau	1				2				3				4			
N° du poteau	1	5	9	13	2	6	10	14	3	7	11	15	4	8	12	16
Coordonnées	0	2.6	0	3.6	0	3.6	0	3.6	0	3.6	0	3.6	0	3.6	0	3.6

efforts dans les poutres

EFFORTS		EFFORTS				Coord	N° de poutre	Niveau
Combinaison		Combinaison						
G + Q - E		G + Q + E						
N(t)	T(t)	M ^(kg)	N(t)	T(t)	M ^(kg)	G + E	G + E	
+2.19	+20.71	-43.06	+1.56	2.99	-19.96	0.0	0	
+2.19	+0.0	+17.75	+1.56	0.0	21.25	6.0	0.9	
+2.19	-4.27	+16.13	+1.56	-22.0	-48.47	7.2	7.2	
+1.61	+21.78	-48.32	+1.61	3.20	18.55	0.0	0	
+1.61	+0.0	+20.03	+1.61	0.0	20.03	6.3	0.9	
+1.61	-3.2	18.55	+1.61	-21.78	-48.32	7.2	7.2	
+1.56	+22.0	-48.47	+2.19	4.27	-16.13	0.0	0	
+1.56	+0.0	+21.25	+2.19	0.0	18.75	6.3	1.2	
+1.56	-2.99	+19.96	+2.19	-20.71	-48.06	7.2	7.2	
-1.08	+20.76	-43.23	-1.72	2.08	20.59	0.0	0	
-1.08	0.0	+18.88	-1.72	0.0	21.79	6.0	0.8	
-1.08	-4.22	+16.31	-1.72	-22.10	-48.67	7.2	7.2	
-1.17	+21.81	-48.42	-1.17	3.17	18.68	0.0	0	
-1.17	0.0	+20.13	-1.17	0.0	20.13	6.4	0.9	
-1.17	-3.17	+18.68	-1.17	-21.81	-48.42	7.2	7.2	
-1.72	+22.10	-48.61	-1.08	4.22	16.31	0.0	0	
-1.72	0.0	+21.79	-1.08	0.0	18.88	6.4	1.2	
-1.72	-2.08	+20.59	-1.08	-20.76	-43.23	7.2	7.2	
+1.20	+11.91	-34.44	1.36	4.96	13.67	0.0	0	
+1.20	0.0	+14.38	1.36	0.0	17.21	5.3	1.4	
+1.20	-6.58	+8.14	1.36	-20.03	-40.59	7.2	7.2	
+0.79	+17.55	-40.14	0.79	5.44	10.66	0.0	0	
+0.79	0.0	+14.92	0.79	0.0	14.92	5.6	1.6	
+0.79	-5.44	+10.66	0.79	-19.55	-40.14	7.2	7.2	
+1.36	+20.03	-40.59	1.20	6.58	8.14	0.0	0	
+1.36	0.0	+17.21	1.20	0.0	14.38	5.8	1.9	
+1.36	-4.96	+13.68	1.20	-18.41	-34.44	7.2	7.2	
-3.47	+11.05	-16.33	-3.62	5.83	2.45	0.0	0	
-3.47	0.0	+7.48	-3.62	0.0	9.08	4.3	2.3	
-3.47	-7.39	-3.20	-3.62	-12.61	-21.98	7.2	7.2	
-3.02	11.93	-21.01	-3.02	6.51	-1.52	0.0	0	
-3.02	0.0	+6.76	-3.02	0.0	6.76	4.7	2.5	
-3.02	-6.51	-1.52	-3.02	-11.93	-21.01	7.2	7.2	
-3.60	+12.61	-21.98	-3.47	7.39	-3.13	0.0	0	
-3.60	0.0	+9.08	-3.47	0.0	7.53	4.7	2.3	
-3.60	-5.83	+2.45	-3.47	-11.05	-16.31	7.2	7.2	

verification des portiques

La verification des portiques conduit en principe aux operations suivantes

- Verifier que la stabilite est assuree, soit des elements pris individuelle-ment (Instabilite elastique, flambement des pieces comprimées, deversement des pieces flechies, et vrilement des imes minces.
- Soit de la structure dans sa globalite (reversement, deplacement).
- Verifier que la resistance des sections des pieces est suffisante. Ce ci revient que pour chaque element les valeurs maximales des contraintes ponderées restent inferieur à celle qui entraineraient theoriquement la ruine de l'element.

verification des éléments

a/ poteaux:

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, alors on doit les verifier d'apres la formule enveloppe suivante qui nous placent en securite

$$\frac{g}{8} [K\sigma + K_d \cdot \sigma_{fx}] \leq \sigma_{en} \quad (\text{CM66 art 3.732})$$

avec:

K : Coefficient de flambement.

σ : Contrainte ponderée de compression simple.

K_d : Coefficient de deversement.

σ_{fx} : Contrainte ponderée maximale de flexion simple

Dans cette formule il est necessaire de connaitre la longueur de flambement du poteau.

- lorsque la stabilite dans la direction du flambement n'est assuree que par l'encastrement des poutres sur les poteaux le rapport $\frac{l_f}{l_0}$ est donne par la formule suivante, en fonction des coefficients d'encastrement K_A et K_B aux deux extremités du tronçon AB de poteau considere

$$\frac{l_f}{l_0} = \sqrt{\frac{1.6 + 2.4(K_A + K_B) + 1.1 K_A \cdot K_B}{K_A + K_B + 5.5 K_A \cdot K_B}} \quad \left(\begin{array}{l} \text{CM66 art} \\ 5, 134. \end{array} \right)$$

On appelle coefficient d'encastrement (K) des poteaux en un nœud le rapport de la somme des rigidités des poutres, aboutissant au nœud et situées dans le plan de flambement du poteau à la somme des rigidités de toutes les barres aboutissant au nœud (y compris le poteau étudié)

* Exemple de calcul poteau 1 : HEA 340 :

• Longueur de flambement :

d'extrémité A est parfaitement encastree

$$\Rightarrow K_A = 1$$

$$\text{Donc } \frac{l_f}{l_0} = \sqrt{\frac{4 + 3.5 K_B}{1 + 6.5 K_B}}$$

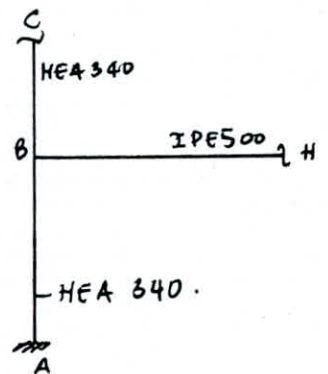
avec :

$$K_B = \frac{R_{BH}}{R_{BH} + R_{BA} + R_{BC}} ; R = \frac{I}{l}$$

$$R_{BH} = \frac{48200}{920} = 66.944 ; R_{BA} = \frac{27700}{360} = 76.944 ; R_{BC} = \frac{27700}{360} = 76.944.$$

$$\Rightarrow K_B = 0.303$$

$$\frac{l_f}{l_0} = \sqrt{\frac{4 + 3.5 \times 0.303}{1 + 6.5 \times 0.303}} = 1.305 \Rightarrow l_f = 1.305 l_0 = 1.305 \times 3.6 = 4.7 \text{ m.}$$



• Elongement maximal :

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

$$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = \frac{469.8}{15.2} = 30.91.$$

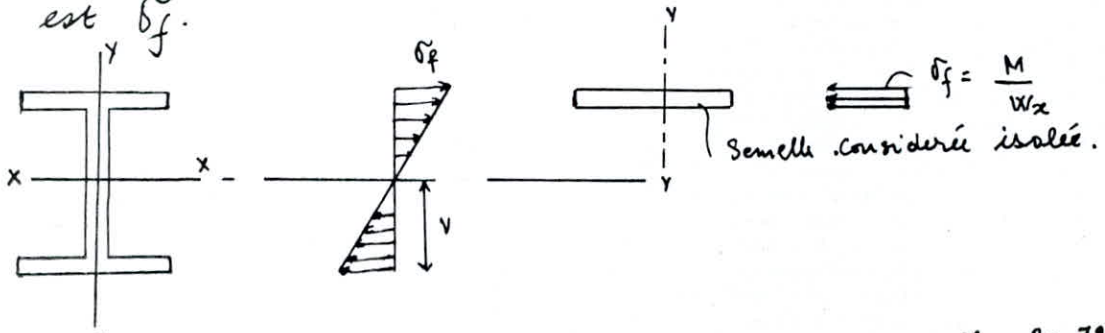
$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{360}{7.46} = 48.257.$$

$\lambda_y > \lambda_x \Rightarrow$ risque de flambement dans le plan (x-x).

• Vérification au déversement : la flexion est dans le plan de l'âme la vérification au déversement est nécessaire

* Vérification préliminaire au déversement :

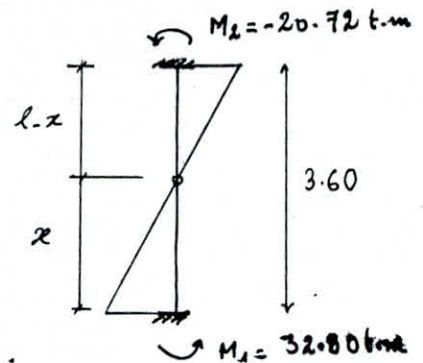
Cette méthode consiste à effectuer une vérification classique au flambement de la semelle par rapport à l'axe (y-y) (axe de grande inertie) sous une compression uniforme dont la contrainte est σ_f .



$$I_{s1y} = \frac{e_s \cdot b^3}{12}$$

$$r_{s1y} = \frac{b}{\sqrt{12}} = \frac{20}{\sqrt{12}} = 8.083 \text{ cm.}$$

$$\lambda_{s1y} = \frac{l_{f1y}}{r_{s1y}} =$$



• Calcul de la longueur de flambement

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{x}{l-x} \Rightarrow \frac{32.80}{20.72} = \frac{x}{3.6-x} \Rightarrow x = 2.2063 \text{ m.}$$

$$l_{f1y} = x = 2.2063 \text{ m.}$$

$$\lambda_{s1y} = \frac{2.2063 \times 10^2}{8.083} = 27.285 \Rightarrow K_{s1y} = 1.036$$

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{32.80 \times 10^3}{1680} = 19.524 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

la condition de résistance:

$$K_{s1y} \cdot \sigma_f = 1.036 \times 19.524 = 20.227 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < \sigma_{cr}$$

la pièce est donc stable pas de renversement $K_d = 1$

• Coefficient de flambement:

$$\lambda_{\max} = \lambda_y = 48.257 \rightarrow K = 1.143$$

• Contrainte de compression simple:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{85}{133.5} \times 10 = 6.367 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

• Contrainte de flexion simple:

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_x} = 19.524 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{9}{8} (K\sigma + K_d \cdot \sigma_{fz}) = \frac{9}{8} [1.143 \times 6.367 + 1 \times 19.524] = 30.152 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} > 30$$

on effectue d'autres vérifications :

La vérification à faire est la suivante :

$$K_{Ay} \sigma + K_d \cdot K_{fx} \cdot \sigma_{fx} \leq \sigma_{en} \quad (\text{CM66 art 3.731}).$$

$$\lambda_y = 48.257 \rightarrow \sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2} = \frac{\pi^2 \times 21000}{(48.257)^2} = 89.00$$

$$\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma} = \frac{89.00}{6.367} = 13.98$$

$$K_{fx} = \frac{\mu + 0.25}{\mu - 1.3} = \frac{13.98 + 0.25}{13.98 - 1.3} = 1.122.$$

$$K_{Ay} = \frac{\mu - 1}{\mu - 1.3} = \frac{13.98 - 1}{13.98 - 1.3} = 1.023 \rightarrow K_d = 1$$

d'où $1.023 \times 6.367 + 1 \times 1.122 \times 19.524 = 28.428 \frac{\text{dan}}{\text{mm}^2} < 30$

résistance vérifiée

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 :

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

d'où :

A_s : section de la semelle.

A_t : section totale.

$$A_s = b \times e = 0.3 \times 0.0165 = 0.00495 \text{ m}^2.$$

$$A_t = 133.5 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow 0.15 A_t = 0.02 \text{ m}^2$$

Comme $A_s > 0.15 A_t \Rightarrow \tau = \frac{I}{A_s}$.

A_a : section de l'âme A_a

$$A_a = (h - 2e) \times a$$

$$A_a = (33 - 2 \times 1.65) \times 0.95 = 28.215 \text{ cm}^2.$$

• Contrainte admissible de cisaillement :

elle dépend de l'éclatement de l'âme :

$$\text{si } \frac{h_0}{e_a} \leq \frac{1014}{\sqrt{10 \sigma_{en}}} \quad (\text{voir de CM}).$$

$$\sigma_{en} \text{ en dan/mm}^2. \quad \text{alors } \tau_c = \tau_{max} = \frac{\sigma_{en}}{1.54}$$

$$\text{pour HEA 340 : } \frac{h_0}{e_a} = \frac{29.7}{0.95} = 31.263 < \frac{1014}{\sqrt{10 \times 30}} = 58.543$$

$$\tau = \frac{T}{A_a} = \frac{14.87}{28.215} \times 10 = 5.27 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < \frac{\bar{\sigma}_{\text{cm}}}{1.54} = \frac{30}{1.54} = 19.48 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

- le cisaillement du poteau est largement vérifié il est donc inutile de faire cette vérification pour le reste des poteaux
 - la suite des résultats seront résumés dans les tableaux ci-dessous.

Verification préliminaire au déversement

N° et type de poteau	$\lambda_{s/y}$	$K_{s/y}$	M_1	M_2	$\bar{\sigma}_f$	$K_{s/y} \bar{\sigma}_f \leq \bar{\sigma}_{\text{cm}}$
1 HEA 340	27.295	1.036	32.80	20.72	19.524	20.272 < 30
3 HEA 280	23.293	1.0255	23.190	21.15	22.960	23.548 < 30
5 HEA 450	27.503	1.0365	68.92	35.25	23.765	24.633 < 30
7 HEA 340	21.968	1.023	39.90	35.54	23.75	24.296 < 30

Verification de la résistance d'après la formule enveloppe (3-732 des CM 66).

N° et type de poteau	λ_y	K	K_d	$\bar{\sigma}$	$\bar{\sigma}_f$	$\frac{9}{8} [K\bar{\sigma} + K_d \bar{\sigma}_f] \leq \bar{\sigma}_{\text{cm}}$
1 HEA 340	48.257	1.143	1	6.367	19.524	30.152 > 30
3 HEA 280	51.428	1.1708	1	3.530	22.96	30.480 > 30
5 HEA 450	49.383	1.1528	1	5.509	23.765	33.8815 > 30
7 HEA 340	48.257	1.143	1	3.421	23.75	31.1186 > 30

Verification de la résistance d'après la formule (3-731 des CM 66).

Poteau adopté	λ_y	$\bar{\sigma}_K$	$\bar{\sigma}$	μ	K_{fx}	K_{iy}	$\bar{\sigma}_{fx}$	$K_{iy} \bar{\sigma} + K_d \cdot K_{fx} \bar{\sigma}_{fx} \leq \bar{\sigma}_{\text{cm}}$
1 HEA 340	48.257	89.00	6.367	13.98	1.122	1.0230	19.524	28.428 < 30
3 HEA 280	51.428	78.364	3.530	22.20	1.074	1.0140	22.96	28.244 < 30
5 HEA 500	49.723	83.828	4.965	16.88	1.099	1.0192	19.414	26.406 < 30
7 HEA 340	48.257	89.00	3.421	26.01	1.062	1.012	23.75	28.703 < 30

b/ poutres

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

. Les poutres sont prémunis contre tous risques de déversement et de flambement car elles sont solidarifiées à la dalle par des connecteurs d'une part et entretoisées par des solives d'autre part.

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

$$\sigma_f \leq \sigma_{en}$$

Poutre du plancher terrasse: IPE 400:

$$I_x = 23130 \text{ cm}^4, \quad A = 84,5 \text{ cm}^2, \quad W_x = 1160 \text{ cm}^3.$$

$$M_{\max} = 21,98 \text{ t.m.} \quad ; \quad N_{\max} = 3,62 \text{ t (compression).}$$

$$T_{\max} = 12,61 \text{ t}$$

. Contrainte de flexion simple:

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{21,98 \times 10^3}{1160} = 18,95 \text{ daN/mm}^2.$$

. Vérification de la résistance:

$$\sigma_f = 18,95 < \sigma_{en} = 30 \text{ daN/mm}^2 \quad (\text{résistance vérifiée})$$

Vérification au cisaillement:

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

$$T_{\max} = 12,61 \text{ t.}$$

$$A_s = b \cdot e = 24,3 \text{ cm}^2.$$

$$0,15 A_t = 0,15 \times 84,5 = 12,675 \text{ cm}^2 \Rightarrow \tau = \frac{T}{A_a}$$

$$A_a = a (h - 2e_s) = (40 - 2 \times 1,35) \times 0,86 = 32,078 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{T}{A_a} = \frac{12,61 \times 10^3}{32,078} = 3,931 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}.$$

$$\frac{f_a}{e_a} = \frac{373}{8.6} = 43.37 < \frac{1014}{\sqrt{300}} = 58.543.$$

$\Rightarrow \tau$ doit être comparée à $\tau_c = \frac{\sigma_{cm}}{1.54}$
 $\tau = 3.931 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < \frac{30}{1.54} = 19.48 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}.$

Poutres de plancher courant IPE500 :

$$I_x = 48200, \quad W_x = 1930 \text{ cm}^3, \quad A = 116 \text{ cm}^2.$$

$$M_{\max} = 48.61 \text{ t.m} \quad ; \quad N_{\max} = 1.72 \text{ t} \quad , \quad T_{\max} = 22.1 \text{ t}.$$

La même procédure que le cas précédent.

- Contrainte de flexion: $\sigma_f = 25.186 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < \sigma_{cm} = 30 \text{ daN/mm}^2.$

- Contrainte de cisaillement: $\tau = \frac{T}{A_a} = 4.23 \text{ daN/mm}^2 < 19.48 \text{ daN/mm}^2.$

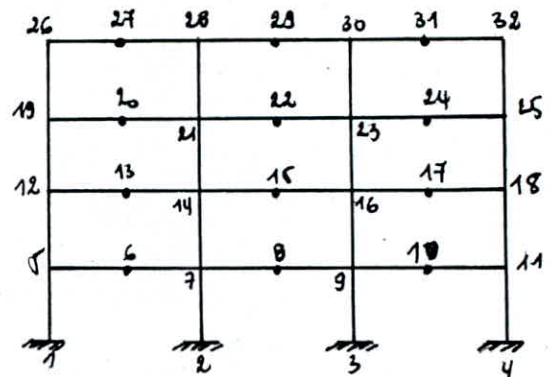
Verification de la fleche :

On donne dans le tableau ci dessous les flèches a mi-travée des différentes poutres sous le cas de chargement le plus défavorable

les résultats restitués par le "SAP 80" sont donnés dans le tableau ci dessous.

Pour les bâtiments administratif il suffit de vérifier que la fleche sous la totalité des surcharges ne dépasse pas $(\frac{1}{300})$ de la portée (CM 66 art 5.252)

Noeud	f_{\max} (m)	$f_{adm} = l/300$
6	0.3739×10^{-2}	2.4×10^{-2}
8	0.3312×10^{-2}	
10	0.3739×10^{-2}	
13	0.4128×10^{-2}	
15	0.3666×10^{-2}	
17	0.4128×10^{-2}	
20	0.5116×10^{-2}	
22	0.4376×10^{-2}	
24	0.5116×10^{-2}	
27	0.3191×10^{-2}	
29	0.3174×10^{-2}	
31	0.3191×10^{-2}	



verification du voilement des poteaux du portique autostable

- Tous les poteaux sont premunis contre tous risques de deversement
- Semelles non raidis.
- Conformement à l'article 5.211.311 des CM66 le rapport $(\frac{b}{2t})$ est tel que :

$$\frac{b}{2t} \leq 15 \sqrt{\frac{24}{\delta_{en}}}$$

δ_{en} : en dan/mm^2 .

1) poteau HEA 500 :

$$\left. \begin{array}{l} b = 300 \text{ mm} \\ t = 23 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow \frac{b}{2t} = \frac{300}{2 \times 23} = 6.52 < 15 \sqrt{\frac{24}{30}} = 13.416$$

2) poteau HEA 340 :

$$\left. \begin{array}{l} b = 300 \text{ mm} \\ t = 16.5 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow \frac{b}{2t} = \frac{300}{2 \times 16.5} = 9.091 < 15 \sqrt{\frac{24}{30}} = 13.416.$$

3) poteau HEA 280 :

$$\left. \begin{array}{l} b = 280 \text{ mm} \\ t = 13 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow \frac{b}{2t} = \frac{280}{2 \times 13} = 10.769 < 13.416$$

Ceci montre que les semelles des poteaux qui font partis du système de resistance atteint la limite elastique avant que le voilement aura lieu.

effets ($P\Delta$) pour poteaux des portiques ①②③④

Ces poteaux ne sont soumis qu'à l'action de l'effort normal ^{subissant} et sous l'action des forces sismiques. On montre que ces poteaux et sous l'action des forces sismiques subissent le même déplacement que celui du système resistant ceci dans l'hypothèse ou le plancher constitue un diaphragme rigide. et l'effort normal lors de cette deformation se trouve excentré % à la position initiale du poteau ce qui engendre un moment fictif qui amplifiera les contraintes. Il convient de verifier la resistance des poteaux sous l'action de ($M = P \cdot \Delta$ et N).

Δ : étant le déplacement plastique en cas d'un séisme majeur, il est obtenue en multipliant le déplacement élastique par $\left(\frac{1}{2B}\right) = 2$ car $B = \frac{1}{4}$.

Niveau	Poteau initiale	N(t)	Δ (cm)	M = N. Δ	Poteau adopté	$\delta = \frac{N}{A}$	K	$\delta_f = \frac{M}{W}$	K _f	K $\delta + K_f \delta_f \leq \delta_{em}$
4	HEA220	48.83	3.2792	1.601	HEA240	6.36	1.266	2.372	1.20	10.90
3	HEA220	103.67	4.649	4.820	HEA240	13.5	1.266	7.140	1.523	27.965
2	HEA280	158.51	4.0354	6.397	HEA300	14.1	1.141	5.077	1.306	22.72
1	HEA280	214.824	2.7636	5.937	HEA300	19.1	1.141	4.712	1.456	28.65

verification des des deformations 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 le "SAP 80" sont récapitulés dans les tableaux ci dessous.
sens transversal

Niveau	déplacement relatif δ_j (cm)	déplacement relatif admissible $\bar{\delta}_j$ (cm).
4	1.6396	2.7
3	2.3245	2.7
2	2.0177	2.7
1	1.3818	2.7

Les déplacements relatifs d'étage sont inférieurs au déplacement admissible mais il reste à noter comme que ces déplacements sont relativement importants ceci est dû à la flexibilité du portique auto stable.

sens longitudinal

Niveau	δ_j (cm)	$\bar{\delta}_j$ (cm).
4	0.3288	2.7
3	0.348	2.7
2	0.3881	2.7
1	0.3711	2.7

Les déplacements relatifs du portique contreventé sont très faibles ceci est dû au fait que le système de contreventement utilisé est très rigide.

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 résistants de ce niveau. Cette distribution peut se faire dans la même proportion que celle des efforts tranchants.

On doit vérifier que :

Moment de renversement \leq Moment résistant.

* Sens Longitudinal :

• Moment de renversement :

$$M_{renv} = \sum_{i=1}^4 F_i x_i$$

$$= 12.8 \times 3.6 + 24.561 \times 7.2 + 36.841 \times 10.8 + 58.904 \times 14.4 =$$

$$\underline{1469.02 \text{ t.m.}}$$

• Moment résistant

$$M_R = \frac{W \cdot b}{2} = 1537.24 \times \frac{28.8}{2}$$

b : dimension du bâtiment en plan dans le sens considéré

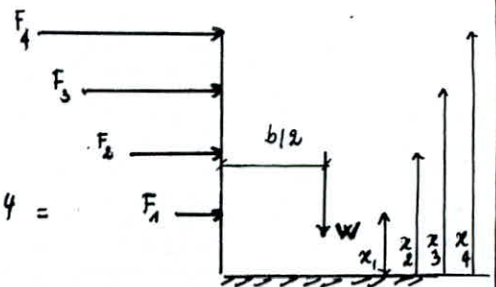
$$M_{renv} < M_R \Rightarrow \text{pas de renversement.}$$

* Sens transversal :

$$M_{renv} = \sum F_i x_i = 1469.02 \text{ t.m.}$$

$$M_R = \frac{W \cdot a}{2} = 1537.24 \times \frac{21.6}{2} = 16602.192 \text{ t.m.}$$

$$M_{renv} < M_R \Rightarrow \text{pas de renversement.}$$



CHAPITRE 5

ASSEMBLAGES

CALCUL DES ASSEMBLAGES

rôle des assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles en assurant la transmission des divers sollicitation entre les pièces sans créer de sollicitations parasites, notamment de torsion.

- Pour réaliser une structure métallique on dispose de pièces individuelles qu'il convient d'assembler

- Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il ya lieu de distinguer, parmi les assemblages

- Les assemblages articulés qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.

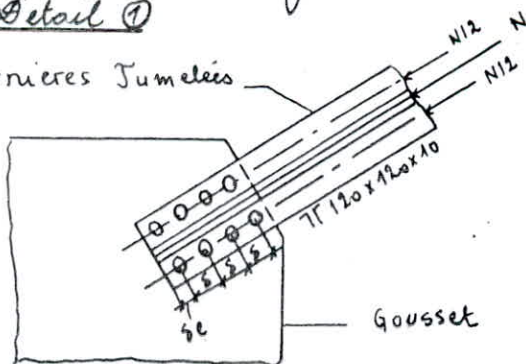
- Les assemblages rigides qui transmettent en outre les divers moments

assemblage des diagonales de la stabilité

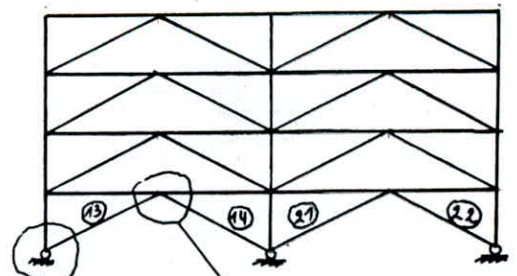
a) Assemblage diagonale-bousset:

Détail ①

Cornières jumelées



Gousset



voir détail ①

voir détail ②

La barre 22 est la plus sollicitée :

$$N_{trac} = 21.40t \quad (\text{sous } G+Q-E).$$

$$N_{comp} = 30.79t \quad (\text{sous } G+Q+E).$$

L'assemblage diagonale Gousset est soumis au cisaillement alors on doit vérifier que:

$$1.54 \frac{T}{A_r} \leq \sigma_{em}$$

(CM66 art 4.122.21)

avec:

T: effort tranchant de cisaillement exercé sur chaque section cisailée du Boulon.

A_r : Section résistante du Boulon.

σ_{em} : limite d'élasticité du métal constituant les pièces assemblées

$$T = \frac{(N)l}{n_b \cdot n_{sc}}$$

avec $\frac{N}{2}$: effort de compression dans une diagonale
 n_b : nombre total de boulons.

n_{sc} : nombre de sections cisillées.

On utilisera des boulons ordinaires (ductiles) de classe 5.6 de limite d'élasticité $\sigma_{em} = 30 \frac{daN}{mm^2}$.

$$\frac{1.54 (N)l}{n_b \cdot A_r \cdot n_{sc}} \leq \sigma_{em} \Rightarrow A_{tot} = n_b \cdot A_r \geq \frac{1.54 (N)l}{n_{sc} \cdot \sigma_{em}}$$

$$n_{sc} = 1 \quad (\text{une section cisillée})$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{1.54 \times 30.79 \times 10}{2 \times 30} = 7.902 \text{ cm}^2$$

$$\text{on choisit: } 4 \phi 20 \rightarrow A = 9.80 \text{ cm}^2 > 7.902 \text{ cm}^2$$

en résumé pour l'assemblage entier:

On adopte $8 \phi 20$ de classe 5.6

- Effet de la flexion:

L'excentrement de (N) par rapport à l'axe de trusquinage engendre un moment de flexion donné par:

$$M = N \cdot e = \frac{30.91}{2} \times 3.19 \times 10^2 = 0.493 \text{ t.m.}$$

On a choisi $4 \phi 20$ de classe 5.6

$$3d \leq \delta \leq 10d$$

$$66 \leq \delta \leq 220$$

On prend $\delta = 80 \text{ mm}$

$$\text{d'autre part } M = F_1 \cdot 3\delta + F_2 \cdot \delta$$

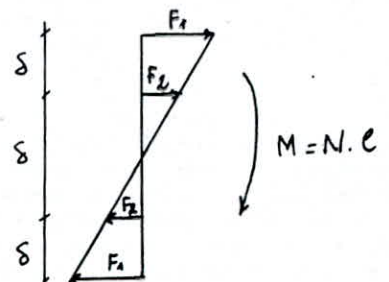
$$F_2 = \frac{F_1}{3} \Rightarrow M = F_1 \delta \left[3 + \frac{1}{3} \right]$$

$$\Rightarrow F_1 = \frac{M}{\delta \left[\frac{1}{3} + 3 \right]} = \frac{0.493}{0.08 \left[\frac{1}{3} + 3 \right]} = 1.849 \text{ t}$$

$$T_M = F_1 = 1.849 \text{ t}$$



A.N: axe neutre ; A.T: axe de trusquinage



d'effort tranchant résultant dans le boulon

$$T = \sqrt{T_T^2 + T_M^2} \quad T_T = \frac{30 \cdot 79}{8} = 3.849 \text{ t}$$

$$T_M = 1.849 \text{ t}$$

où $T = \sqrt{(1.849)^2 + (3.849)^2} = 4.27 \text{ t}$.

$$1.54 \frac{I}{A_r} \leq \sigma_{cm} \Rightarrow 1.54 \times \frac{4.27 \cdot 10^3}{245} = 26.84 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < \sigma_{cm} = 30 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

Calcul de l'épaisseur du Gousset:

L'épaisseur du Gousset est déterminée en tenant compte de la diffusion de l'effort de compression sur celui-ci

La diffusion d'effort se fait sous un angle de 30° pour l'acier.

au niveau de la section 1-1

la largeur $u = 2(8 \text{ tg } 30) + 13.2 = 22.438 \text{ cm}$

La contrainte de compression

$$\sigma = \frac{N}{u \cdot t} \leq \sigma_{cm} \quad \text{avec } t = \text{épaisseur du Gousset}$$

$$\sigma = \frac{30.79 \times 10^3}{22.438 \cdot t} \leq 30 \Rightarrow t \geq 4.57 \text{ mm}$$

on prend une épaisseur de gousset de 10 mm.

• Vérification de la résistance à la traction dans la Section (1)-(1).

l'effort de traction lorsque le séisme agit dans le sens inverse à celui qui provoque la compression de la barre.

$$N_{\text{tract}} = 21.40 \text{ t}$$

par deduction de la section nette en retranchant la section des boulons on aura:

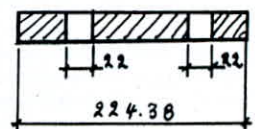
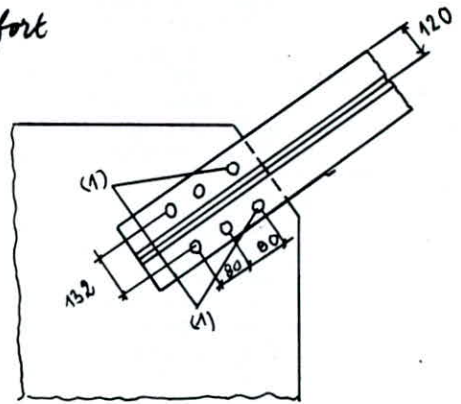
$$A = (22.438 - 2 \times 22) \times 10 = 1803.8 \text{ mm}^2$$

$$\frac{N}{A} = \frac{21.40 \times 10^3}{1803.8} = 11.86 < \sigma_{cm} = 30 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

en résumé:

épaisseur de Gousset adoptée = 10 mm.

Vérification des finces:



Diamètre des trous: $d = \phi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$.

1) Condition sur δ : $3d \leq \delta \leq 10d$. (pièces non surélevées aux Interspôts)
soit $(66 = 3 \times 22 \leq \delta \leq 10 \times 22 = 220)$
on prend $\delta = 80 \text{ mm}$

2) Condition sur δ_e :
 $\delta_e \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.5d = 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm} \\ \frac{0.8T}{\delta_{\text{em}} \cdot e_{\text{min}}} \end{array} \right.$

d'autre part:

$\delta_e \leq \left\{ \begin{array}{l} 2.5d \text{ (pour Goussets poinçonnés)} \\ 4 \cdot d \text{ (pour Goussets poinçonnés entre deux pièces assemblées)} \end{array} \right.$

avec:

T: effort tranchant pondéré dans une section cisailée du boulon

e_{min} : épaisseur minimal = min (épaisseur de la cornière, épaisseur du Gousset).

soit donc.

$\delta_e \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm} \\ \frac{0.8T \times 4.27 \times 10^3}{30 \times 10} = 10.264 \text{ mm} \end{array} \right.$ et $\delta_e \leq 2.5d = 55 \text{ mm}$

On prend $\delta_e = 40 \text{ mm}$

3) Condition sur δ_t
 $1.5d \leq \delta_t \leq 2.5d$
 $1.5 \times 22 \leq \delta_t \leq 2.5 \times 22$
 $33 \text{ mm} \leq \delta_t \leq 55 \text{ mm}$

on prend $\delta_t = 55 \text{ mm}$

- Condition d'épaisseur des pièces assemblées

Les pièces assemblées sont classées par ordre d'épaisseur décroissante on appelant e_2 : épaisseur de la 2^e pièce.

$e_1 = 10 \text{ mm}$ (épaisseur du Gousset).

$e_2 = 10 \text{ mm}$ (épaisseur de la cornière).

$\sum e$: sans limitation, car il n'y a pas de fourrure.

$e = \min(e_1, e_2) = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \Rightarrow d \geq e + 2 = 12 \text{ mm}$.

(comme $d = 22 \text{ mm} > 12 \Rightarrow$ condition satisfaite)

- Vérification de la pression diamétrale:

$$\frac{T}{d \cdot e} \leq 3 \sigma_{en}$$

(cas des boulons ordinaires).

e : épaisseur de la pièce la plus mince.

T : effort de cisaillement pondéré par Boulon.

$$\frac{T}{d \cdot e} = \frac{4.27}{22 \times 10} \times 10^3 = 19.41 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < 3 \sigma_{en} = 90 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} \quad (\text{cond vérifiée})$$

b) Assemblage Gousset - poteau:

L'effort de compression dans la barre (22)

$$N_{comp} = 30.79 \text{ t}$$

Cette effort engendre 2 composantes une horizontale et l'autre verticale les 2 provoquent le cisaillement des boulons de cette assemblage

On suppose que F_H est appliquée au centre de gravité "P" des boulons on négligera l'effet de la flexion qu'on compensera par un surdimensionnement des Boulons:

$$F_v = N_{22} \frac{\sqrt{2}}{2} = F_H = 30.79 \frac{\sqrt{2}}{2} = 21.77 \text{ t}$$

L'effort de cisaillement dans le Boulon le plus sollicité soit (A)

$$T_{TH} = \frac{F_H}{n_b \cdot n_{sc}} ; \quad T_{TV} = \frac{F_v}{n_b \cdot n_{sc}}$$

On choisit 8 Boulons $\phi 20$ de classe 5.6.

$$\sigma_{en} = 30 \text{ daN/mm}^2 ; \quad A_r = 245 \text{ mm}^2$$

$$\text{donc: } T_{TH} = T_{TV} = \frac{21.77}{8 \times 1} = 2.72 \text{ t} \rightarrow T = \sqrt{T_{TH}^2 + T_{TV}^2} = 3.85 \text{ t}$$

Vérification de la résistance du boulon:

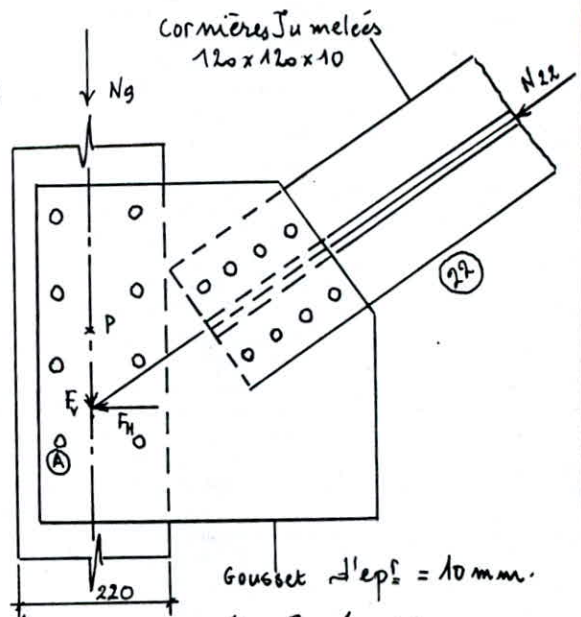
$$1.54 \frac{T}{A_r} \leq \sigma_{en} \rightarrow 1.54 \times \frac{3.85 \times 10^3}{245} = 24.2 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < \sigma_{en} = 30$$

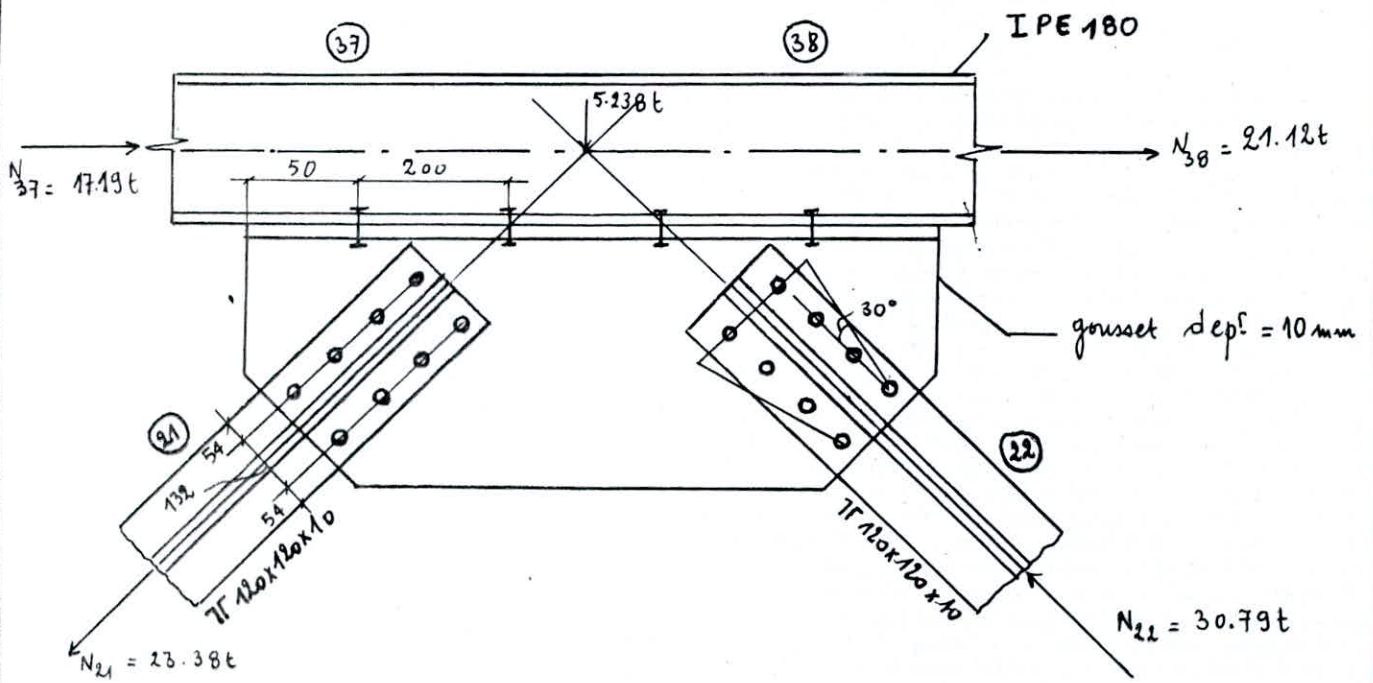
Detail (2) - Assemblage diagonale - gousset - poutre: (Voir fig ci dessous)

a) assemblage Cornière - Gousset:

C'est pratiquement le même que celui du détail (1)

on choisit donc 8 $\phi 20$ de classe 6.5 $\sigma_{en} = 30 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$





Assemblage diagonale - Gousset - poutre.

b) Assemblage gousset - poutre:

Il sollicite en cisaillement

d'effort de cisaillement total : $T = N_{27} + N_{38} = 17.19 + 21.12 = 38.31 \text{ t}$
et on vérifie la résistance d'après la formule suivante.

$$1.54 \frac{T}{n_b \cdot A_r \cdot n_{sc}} \leq \sigma_{cm} \quad n_{sc} = 1$$

$$n_b \cdot A_r = A_{tot} \geq \frac{1.54 T}{\sigma_{cm}} = \frac{1.54 \times 38.31 \times 10^3}{30} = 1966.58 \text{ mm}^2.$$

on utilise des $\phi 20$ de section résistante $A_r = 245 \text{ mm}^2$.

$$\text{donc } n_b = \frac{1966.58}{245} \approx 8 \text{ boulons}$$

Choix final donc: 8 Boulons $\phi 20$ de classe 6.5

- Vérification des pinces:

diamètre des trous $d = \phi + 2 = 22 \text{ mm}$.

s) $3d \leq S \leq 10d$.

$$66 \leq S \leq 220 \Rightarrow S = 200 \text{ mm}.$$

se) $1.5d \leq S_e \leq 2.5d$.

$$33 \leq S_e \leq 55 \Rightarrow S_e = 50 \text{ mm}.$$

set) $1.5d \leq S_t \leq 2.5d$

$$33 \leq S_t \leq 55 \Rightarrow S_t = 35 \text{ mm}.$$

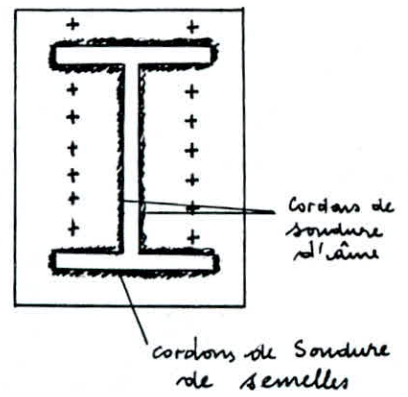
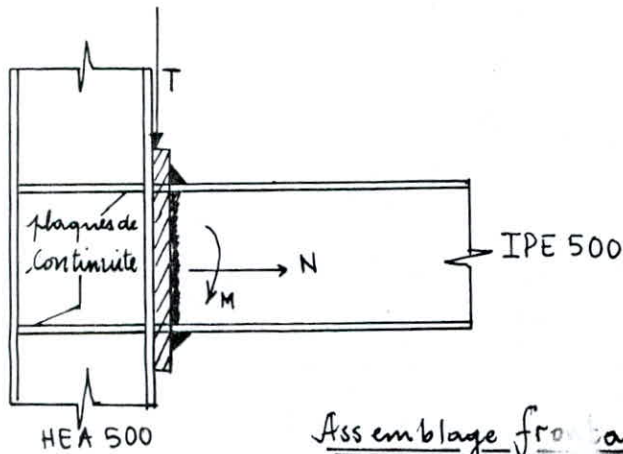
- Vérification de la pression diamétrale:

$$\frac{T}{d \cdot e} \leq 3\sigma_{cm} \Rightarrow \frac{38.31 \times 10^3}{8 \times 22 \times 10} = 21.77 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < 3 \times 30 = 90 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}.$$

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:

$$M_{\max} = 48.47 \text{ t.m} \quad ; \quad N_{\max} = 2.19 \text{ t} \quad ; \quad T_{\max} = 22.00 \text{ t}.$$



Assemblage frontal

On utilisera pour tous les assemblages du portique auto stable des Boulons a haute resistance (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 en fin faire la vérification du Boulon vis à vis de (T, M, N).

Dimensionnement de l'assemblage:

- Moment extérieur : $M = 48.47 \text{ t.m.}$
- effort dans le Boulon:

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

$$x = 16 \sqrt{\frac{200}{10.2}} = 70.85 \text{ mm.}$$

On envisage à priori la possibilité d'implanter 14 Boulons H-R; $\phi 24$ de classe 10.9 $\sigma_{tr} = 90 \text{ daN/mm}^2$. disposés en 2 files

- Il faut vérifier que l'effort perpendiculaire dû à M et N dans le Boulon le plus sollicité soit inférieur à l'effort de précontrainte N_0 (CM 66 art. 4.136)

Effet du Moment:

La condition d'équilibre se traduit par:

l'égalité suivante:

$$M_R = M_{ext.}$$

Avec: M_R : moment résistant de l'assemblage.

$M_{ext.}$: moment extérieur sollicitant l'assemblage.

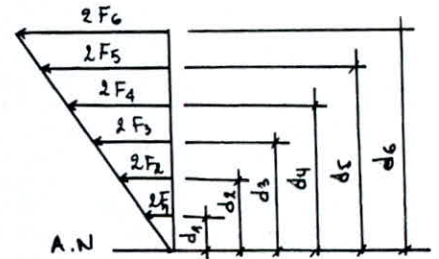
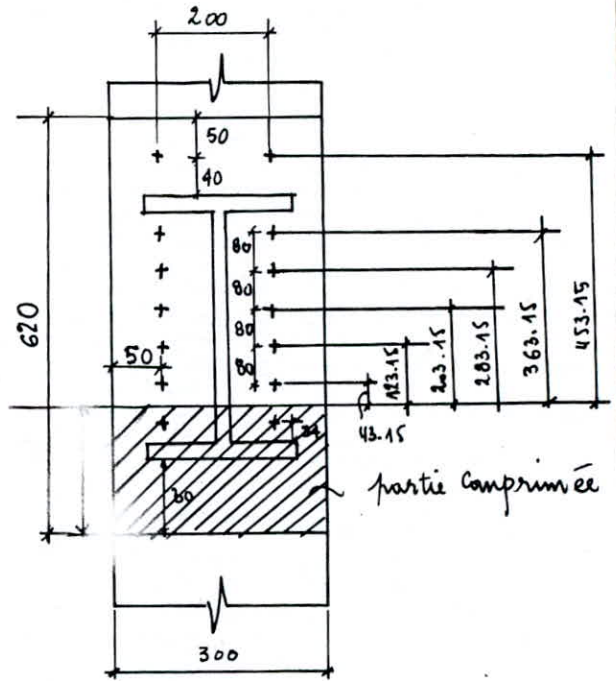
$$M_R = 2F_1 d_1 + 2F_2 d_2 + 2F_3 d_3 + 2F_4 d_4 + 2F_5 d_5 + 2F_6 d_6$$

puisque est l'effort de traction max, il conviendra d'exprimer ($F_1 \dots F_5$) en fonction de F_6 (d'après les triangles semblables).

$$\frac{2F_i}{2F_6} = \frac{d_i}{d_6} \Rightarrow F_i = F_6 \cdot \frac{d_i}{d_6}$$

$$\text{d'où: } \frac{M_e}{2} = \frac{F_6}{d_6} d_1^2 + \frac{F_6}{d_6} d_2^2 + \dots + F_6 \cdot \frac{d_6^2}{d_6^2}$$

$$\text{soit } \frac{F_6}{d_6} (\sum d_i^2) = \frac{M_e}{2} \Rightarrow F_6 = \frac{M}{2} \frac{d_6}{\sum_1^6 (d_i^2)}$$



d'espacement des boulons est: $S = 80 \text{ mm}$.

$$\text{d'où } F_6 = \frac{48.47 \times 453.15 \times 10^3}{2 \left((43.15)^2 + (123.15)^2 + (203.15)^2 + (283.15)^2 + (363.15)^2 + (453.15)^2 \right)}$$

$$F_6 = 23.0864 \text{ t.}$$

- Effort de précontrainte pour un boulon:

$$N_0 = 0.8 \sigma_{en} \cdot A_r$$

Pour $\phi 24 \text{ HR. 10.9}$

$$N_0 = 0.8 \times 90 \times 353 = 25.416 \text{ t.}$$

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

$$N = N_N + N_M$$

$$N_N = \frac{M}{n_b} = \frac{2.19}{14} = 0.1564 \text{ t} \quad (\text{effet de } N \text{ négligeable}).$$

$$N_M = 23.0864 \text{ t}$$

$$\text{d'où } N = N_N + N_M = 23.243 \text{ t} < N_0 = 25.416 \text{ t} \quad (\text{résistance à la traction vérifiée}).$$

- Verification au cisaillement:

La resistance à l'effort tranchant peut être calculée comme si le moment flechissant n'existait pas. (CM 66 art 4.136).

$$T_{max} = 22.00t$$

On doit verifier que $T_b = \frac{T_{max}}{n_b \cdot n_{sc}} \leq T_a = 1.1 \varphi (N_0 - N)$. (CM 66 art 4.136)

avec : $n_{sc} = 1$ section cisailée

$$n_b = 14 \text{ boulons.}$$

N : effort de traction dans le boulon dû à N seul.

T_a : effort admissible par boulon dans l'assemblage sollicité perpendiculairement à l'axe du boulon.

N_0 : effort de precontrainte dans le boulon.

φ : Coefficient de frottement, les regles CM 66 recommande de prendre $\varphi = 0.30$ pour tous les aciers de construction ou aucune preparation des surfaces n'est effectuée.

$$T_a = 1.1 \times 0.3 (25.416 - 0.1564) = 8.336t.$$

$$T_b = \frac{22.1}{14} = 1.57t < T_a = 8.336t \Rightarrow (\text{Cisaillement verifié}).$$

- Couple de serrage : $M_s = 0.18 N_0 \cdot d = 0.18 \times 25.416 \times 0.024 = 109.8 \text{ kg.m.}$

en resumé :

7 Boulons H.R de classe 10.9 $\phi 24$ par file
Couple de serrage = 109.8 kg.m.

- Dispositions Constructives :

1) δ $3d \leq \delta \leq 10d$ (piece non surchargée aux Intemperités)

d : diamètre du trou.

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

$$78 \leq \delta \leq 260 \rightarrow \underline{\underline{\delta = 80 \text{ mm.}}}$$

2) δ_t $1.5d \leq \delta_t \leq 2.5d$

$$39 \leq \delta_t \leq 65 \rightarrow \underline{\underline{\delta_t = 50 \text{ mm.}}}$$

3) δ_e $\text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1.5d \\ \frac{0.8T}{e_{min} \delta_{en}} \end{array} \right\} \leq \delta_e \leq 2.5d$ (pas de pieces poinçonnées)

$$\text{max} \left\{ \begin{array}{l} 1.5d = 1.5 \times 26 = 39 \text{ mm} \\ \frac{0.8T}{e_{min} \delta_{en}} = \frac{0.8 \times 1.57 \times 10^3}{23 \times 90} = 0.61 \text{ mm} \end{array} \right\} = 39 \text{ mm.}$$

$$39 \leq \delta_e \leq 65 \longrightarrow \underline{\delta_e = 50 \text{ mm.}}$$

- Vérification de la pression diamétrale:

pour les boulons H.R :

$$\frac{T}{d \cdot e_{\min}} \leq 4 \cdot \sigma_{en} \Rightarrow \frac{1.57 \times 10^3}{26 \times 23} = 2.625 \frac{\text{dAN}}{\text{mm}^2} < 4 \sigma_{en} = 4 \times 90 = 360 \frac{\text{dAN}}{\text{mm}^2}.$$

On détermine la position de l'axe neutre à partir des équations d'équilibres statique.

$$(1) C + N = T$$

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

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

Le couple (M, N) est équivalent à un effort N excentré de e:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{48.47}{2.19} = 22.132 \text{ m}$$

$$T = A \cdot \sigma_a.$$

T: effort de traction dans les boulons extrêmes

σ_a : contrainte de traction

A: leur section

$$C = \frac{1}{2} \sigma_a' b h'$$

C: effort de compression

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

en remplaçant ces relations dans l'équation (2)

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

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

C'est une équation du 3^e degré dont l'inconnue est h' qu'on résoudra par tâtonnement.

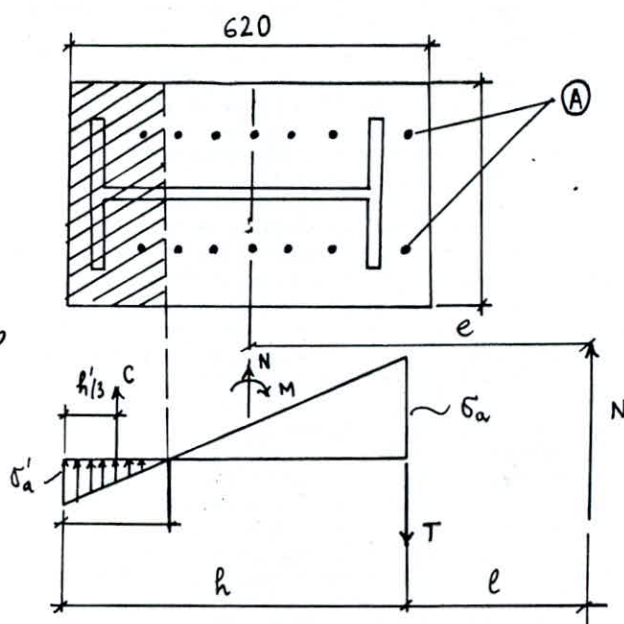
$$A.M : b = 300 \text{ mm} ; h = 570 \text{ mm.}$$

$$l = e - 290 = 22.132 \cdot 10^3 - 290 = 21842.42 \text{ mm.}$$

$$A = 2 \phi 24 = 706 \text{ mm}^2$$

$$300 h'^3 - h' (3 \times 300 \times 570 + 3 \times 300 \times 21842.42) - 6 \times 706 \times 21842.42 h' + 6 \times 706 \times 570 \times 21842.42 = 0$$

$$300 h'^3 - 2017118 h'^2 - 92524491 h' + 5.2738 \times 10^{10} = 0$$



equation qui a pour solution: $h' = 48.9075 \text{ mm}$.

- Contrainte de traction dans le boulon.

$$C + N = T \rightarrow \frac{1}{2} \sigma'_a b h' + N = A \cdot \sigma_a$$

$$\frac{1}{2} \sigma'_a \cdot b h' - A \sigma'_a \left(\frac{h-h'}{h'} \right) = -N$$

$$\Rightarrow \sigma'_a = \frac{-N}{\left[\frac{1}{2} b h' - A \left(\frac{h-h'}{h'} \right) \right]}$$

A.N : $\sigma'_a = \frac{-2.10 \times 10^3}{\frac{1}{2} \times 300 \times 48.9075 - 706 \left(\frac{570-48.9075}{48.9075} \right)} = 11.77 \frac{\text{dan}}{\text{mm}^2}$

$$\frac{\sigma'_a}{\sigma''_a} = \frac{h'}{h'-30} \rightarrow \sigma''_a = \sigma'_a \left(\frac{h'-30}{h'} \right) = 11.77 \left(\frac{48.9075-30}{48.9075} \right) \Rightarrow \sigma''_a = 4.55 \frac{\text{dan}}{\text{mm}^2}$$

• Moment au niveau de l'encastrement (ligne de pliage).

$$M_{A-A} = \frac{(\sigma'_a - \sigma''_a) u \cdot \frac{2}{3} u + \sigma''_a \frac{u^2}{2}}$$

$$M = 4213.5 \text{ dan.cm}$$

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

$$\sigma_f = \frac{M V}{I} \leq \sigma_{en}$$

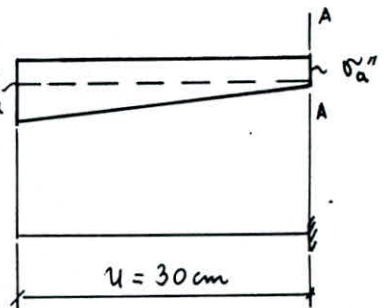
$$\left\{ \begin{array}{l} I = \frac{b t^3}{12} \\ V = \frac{t}{2} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \frac{I}{V} = \frac{b t^2}{6} \Rightarrow \sigma_f = \frac{6 M}{b t^2} \leq \sigma_{en}$$

soit $t \geq \sqrt{\frac{6 M}{b \cdot \sigma_{en}}}$

A.N:

$$t \geq \sqrt{\frac{6 \times 4213.5}{1 \times 3000}} = 2.9 \text{ cm}$$



On adoptera une platine d'épaisseur $e = 30 \text{ mm}$.

Dimensionnement de la Soudure poutre-platine:

Données:

poutre IPE 500:

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$e_a = 10.2 \text{ mm}$$

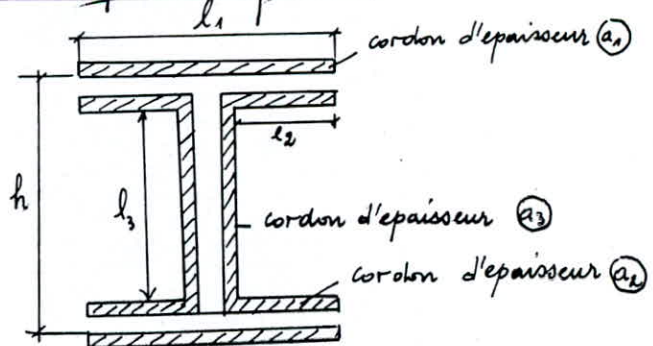
$$e_s = 16.0 \text{ mm}$$

Sollicitations:

$$M = 48.47 \text{ t.m} ; N = 2.19 \text{ t.m} , T = 22.0 \text{ t}$$

$\sigma_{en} = 30 \frac{\text{dan}}{\text{mm}^2}$: limite d'élasticité du matériau de base:

en première approximation on prendra les longueurs de cordons suivantes



$$l_1 = b = 200 \text{ mm}$$

$$l_3 = h - 2l_5 = 500 - 2 \times 16 = 468 \text{ mm.}$$

$$l_2 = \frac{b - 2a}{2} = \frac{200 - 10 \cdot 2}{2} = 94.9 \text{ mm.}$$

On suppose que $\alpha_1 a_1 = \alpha_2 a_2 = \alpha_3 a_3 = \alpha \cdot a$.

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 base.

1) Cordon d'âme : sous N et T

$$\sqrt{1.4 \left(\frac{N}{\sum l_i a_i \alpha_i} \right)^2 + 1.8 \left(\frac{T}{2l_3 a_3 \alpha_3} \right)^2} \leq \sigma_{en.}$$

Donc $a_3 \alpha_3 = \alpha a$

$$\Rightarrow \alpha a \geq \left(\sqrt{1.4 \left[\frac{N}{(2l_1 + 4l_2 + 2l_3)} \right]^2 + 1.8 \left[\frac{T}{2l_3} \right]^2} \right) \frac{1}{\sigma_{en}}$$

$$\alpha a \geq \frac{1}{30} \sqrt{1.4 \left(\frac{2.19 \times 10^3}{1715.6} \right)^2 + 1.8 \left(\frac{22.0 \times 10^3}{2 \times 468} \right)^2} = 1.052.$$

2) Cordon de Semelle sous M et N

$$\sqrt{1.4 \left[\frac{Mh}{h^2 l_1 a_1 \alpha_1 + 2l_2 a_2 \alpha_2 (h - 2l_5)} + \frac{N}{\sum l_i a_i \alpha_i} \right]^2} \leq \sigma_{en.}$$

$$\Rightarrow \alpha a \geq \frac{\sqrt{1.4}}{\sigma_{en}} \left[\frac{Mh}{h^2 l_1 + 2l_2 (h - 2l_5)} + \frac{N}{2l_1 + 4l_2 + 2l_3} \right]$$

$$A.N \quad \alpha a \geq \frac{\sqrt{1.4}}{30} \left[\frac{48.47 \times 10^6 \times 500}{(500)^2 \cdot 200 + 2 \times 94.9 (500 - 2 \times 16)} + \frac{2.19 \times 10^3}{1715.6} \right]$$

soit $\alpha a \geq 10.49 \text{ mm.}$

On adopte les épaisseurs de cordons suivantes

* Cordon d'âme : $a_3 = 3 \text{ mm} \Rightarrow \alpha_3 a_3 = 3 \text{ mm}$ car $a < 4 \text{ mm.}$

* Cordon de Semelle : $a_1 = a_2 = 14 \text{ mm} \Rightarrow a_1 \alpha_1 = a_2 \alpha_2 = 12 \text{ mm.}$

- Vérification de la résistance des cordons:

$$l_1 = b - 2a_1 = 200 - 2 \times 14 = 172 \text{ mm}$$

$$l_2 = \frac{b - l_1}{2} - 2a_3 = 88.9 \text{ mm}$$

$$l_3 = h - 2e_3 - 2a_2 = 500 - 2 \times 16 - 2 \times 14 = 440 \text{ mm}$$

$$\sum l_i a_i \alpha_i = 2l_1 a_1 \alpha_1 + 4l_2 a_2 \alpha_2 + 2l_3 a_3 \alpha_3 = 11035.2 \text{ mm}^2$$

$$2l_3 a_3 \alpha_3 = 2640 \text{ mm}^2$$

1) Cordon d'âme:

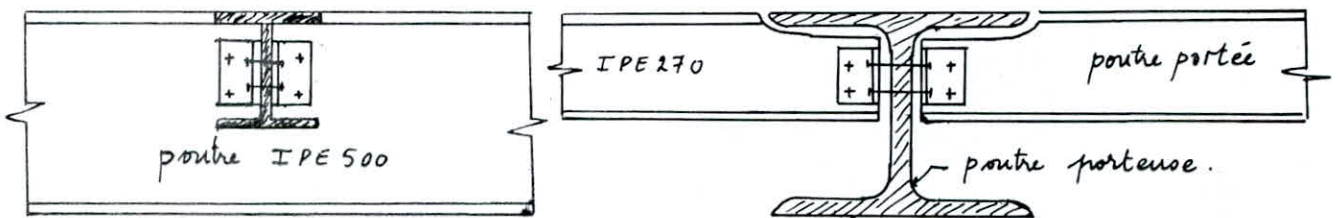
$$\sqrt{1.4 \left(\frac{2.19 \times 10^3}{11035.2} \right)^2 + 1.8 \left(\frac{22.0 \times 10^3}{2640} \right)^2} = 11.183 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < 30$$

2) Cordon de Semelles:

$$\sqrt{1.4 \left[\frac{48.47 \times 10^6 \times 500}{(500)^2 \times 172 \times 12 + 2 \times 88.9 \times 12 \times (468)^2} + \frac{2.19 \times 10^3}{11035.2} \right]^2} = 29.4 < 30$$

La résistance des cordons est vérifiée

assemblage poutre solive



- On fait le calcul d'un assemblage (poutre solive) au niveau du plancher courant car c'est le plus sollicité.
- On utilisera des boulons ordinaires calculés vis à vis du cisaillement.
- la charge agissante dans le plancher courant:

1) Assemblage Cornière Solive

$$q = \frac{4}{3} G + \frac{17}{12} Q = \frac{4}{3} (371.5) + \frac{17}{12} (375) = 1026.58 \text{ kg/m}^2$$

entre axe des solives = 1.8 m.

$$\text{donc } q = 1026.58 \times 1.8 = 1847.85 \text{ kg/m} \approx 1.85 \text{ t/ml}$$

- l'effort tranchant aux appuis:

$$T = \frac{q \ell}{2} = \frac{1.85 \times 7.20}{2} = 6.66 \text{ t}$$

Cet effort tranchant est appliqué au centre de gravité des Boulons

- On suppose que l'assemblage est non surchargé au intemperité
 - on dimensionne l'assemblage.
 - on fait la vérification du Boulon le plus sollicité au cisaillement.
 - et en fin on fait la vérification des rainures (δ , δ_c , ... δ_t).
- On choisit a priori 2 boulons $\phi 14$ de classe 4.6 ; $\sigma_{en} = 24 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$.
- l'effort de cisaillement par boulon:

$$T_r = \frac{T}{n_b \cdot n_{sc}} = \frac{6.66}{2 \times 2} = 1.665 t$$

$$1.54 \frac{T}{A_r} \leq \sigma_{en} \Rightarrow 1.54 \times \frac{1.665 \times 10^3}{115} = 22.3 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < \sigma_{en} = 30 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

Vérification des rainures:

Diamètre des trous : $\phi = \phi + 2 = 14 + 2 = 16 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned} \delta) \quad & 3d \leq \delta \leq 10d \\ & 48 \leq \delta \leq 160 \text{ mm} \Rightarrow \underline{\delta = 60 \text{ mm}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_c) \quad & 1.5d \leq \delta_c \leq 2.5d \\ & 24 \leq \delta_c \leq 40 \rightarrow \underline{\delta_c = 35 \text{ mm}} \end{aligned}$$

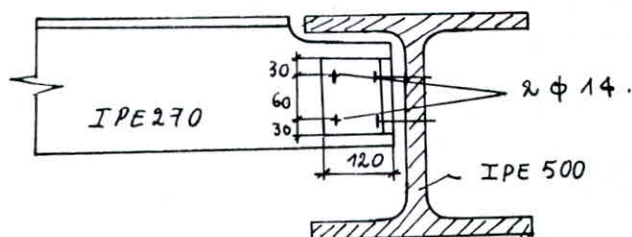
$$\delta_e) \quad \text{Sup} \left(33, \frac{0.8T}{e_{\min} \sigma_{en}} \right) \leq \delta_e \leq \begin{cases} 4d = 64 \text{ mm} & \text{pour l'âme} \\ 2.5d = 40 \text{ mm} & \text{pour la cornière} \end{cases}$$

$$T = 1.665 t ; e_{\min} = \min(10; 6.6) = 6.6 \text{ mm} ; \sigma_{en} = 24 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{sup} \left(33 ; \frac{0.8 \times 1.665}{6.6 \times 24} \right) = \text{sup} (33 ; 8.41) = 33 \text{ mm}$$

$$\delta_e = 30 \text{ mm} \left\{ \begin{array}{l} 64 \text{ mm} \text{ âme} \\ 40 \text{ mm} \text{ pour la cornière} \end{array} \right.$$

Ces dispositions nous permettent de choisir des cornières 7120 x 120 x 10



Condition d'épaisseur des pièces assemblées:

$$e_1 = 10 \text{ mm} \quad , \quad e_2 = 6.6 \text{ mm}$$

Σe sans limitation car il n'ya pas de fourure.

$$e_2 = 6.6 \text{ mm} < 20 \rightarrow d \geq e_2 + 2 = 8.8 \text{ mm}$$

Comme $d = 16 > 8.8 \Rightarrow$ condition satisfaite

- Vérification de la pression diamétrale:

$$\frac{T}{d \cdot e} \leq 3 \sigma_{en} \quad (\text{boulons ordinaires}).$$

$$\text{Avec } T = 1.665 \text{ t} \quad ; \quad e = e_{\min} = e_{\text{âme}} = 6.6 \text{ mm} \quad ; \quad d = 16 \text{ mm}$$

On doit vérifier l'âme car elle a la plus faible épaisseur et sollicitée avec un effort (2T).

$$\text{donc : } \frac{T}{d \cdot e} = \frac{2 \times 1.665 \times 10^3}{16 \times 6.6} = 31.534 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < 3 \sigma_{en} = 3 \times 24 = 72 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

L'assemblage est donc bon.

2) Assemblage Cornière-poutre:

On envisage a priori 4 boulons $n_b = 4$.

L'effort tranchant par Boulon:

$$T_b = \frac{T}{n_b \cdot n_{sc}} \quad n_{sc} = 1$$

$$\text{donc } T_b = \frac{6.66}{4 \times 1} = 1.665 \text{ t}$$

Vérification de la résistance:

$$1.54 \frac{T_b}{\sigma_{en}} \leq A_r = 24 \Rightarrow A_r \geq 1.54 \frac{T_b}{\sigma_{en}} = \frac{1.54 \times 1.665 \times 10^3}{24} = 106.84 \text{ mm}^2$$

$$\text{on choisit des } \phi 14 \quad A_r = 115 \text{ mm}^2 > A_r = 106.84 \text{ mm}^2$$

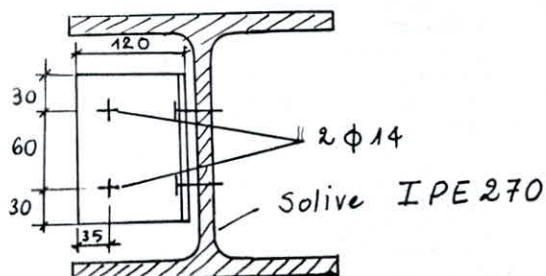
On adoptera donc : 4 Boulons ordinaires 2 Boulons de part et d'autre

de l'âme de la Solive de dimension $\phi 14$ de

Classe 4.6 section résistante $A_r = 115 \text{ mm}^2$

$$\sigma_{en} = 24 \text{ daN/mm}^2$$

Les dispositions constructives sont pratiquement les mêmes que celles du cas précédent.



base de poteaux et tige d'ancrage

La platine à la base des poteaux risque de se plier sous l'action des réactions des fondations suivant des lignes de pliage 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).

poteau articulé

C'est le cas des poteaux du portique contreventé et ceux des portiques reprenant seulement les charges verticales.

Pour que l'appui puisse être considéré comme effectivement articulé il faut que le pied de poteau reste dégagé et qu'en particulier il ne soit pas noyé dans un dallage ou dans la maçonnerie de plus les boulons d'ancrage doivent être disposés sur une seule file

exemple de calcul:

Poteaux ① et ③ du portique contreventé : HEA 220:

donnés:

effort de compression sous G+Q±E.

$$N_{comp} = 128.37 \text{ t.}$$

Béton dosé à 350 kg/m³ de ciment.

Contrainte admissible du béton

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

1) surface de la platine:

elle est déterminée par la condition suivante:

$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$a \cdot b \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_b} = \frac{128.37 \times 10^3}{15} = 855.8 \text{ cm}^2.$$

le poteau HEA 220 de dimension
 $210 \times 220 = 462 \text{ cm}^2$

On prendra une plaque de dimension
 $a \times b = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2.$

2) Épaisseur de la platine:

l'effort à droite de la ligne 1-1

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

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

le moment résistant élastique de la platine :

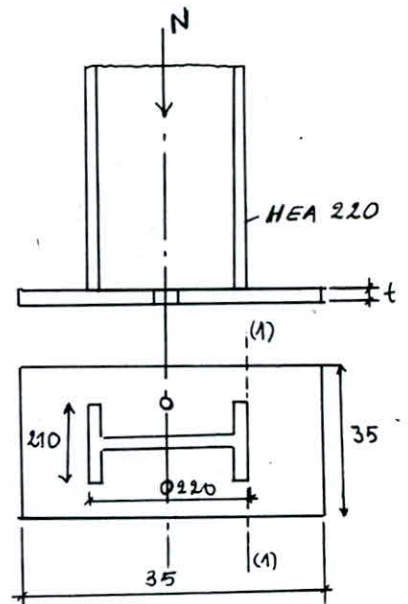
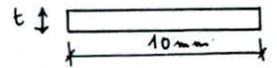
$$\sigma = \frac{M \cdot V}{I} \leq \bar{\sigma}_{en} \Rightarrow M_R \geq \bar{\sigma}_{en} \cdot \frac{I}{V}$$

$$\begin{cases} I = \frac{b t^3}{12} \\ V = \frac{b t}{2} \end{cases} \Rightarrow \frac{I}{V} = \frac{b t^2}{6} \Rightarrow M_R \geq \bar{\sigma}_{en} \frac{b t^2}{6}$$

d'autre part il faut que.

$$M \leq M_R \Rightarrow \frac{\sigma \cdot b \cdot u^2}{2} \leq \bar{\sigma}_{en} \frac{b t^2}{6} \text{ soit } t \geq u \sqrt{\frac{3\sigma}{\bar{\sigma}_{en}}}$$

$$t \geq u \sqrt{\frac{3\sigma}{\bar{\sigma}_{en}}}$$



$$A.N : u = \frac{350 - 210}{2} = 70 \text{ mm}.$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{128.37 \times 10^3}{(350)^2} = 1.048 \text{ daN/mm}^2.$$

$$\text{d'où } t \geq 70 \sqrt{\frac{3 \times 1.048}{30}} = 22.67 \text{ mm}.$$

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

3) Goujons d'ancrages:

L'effort admissible par scellement dans le cas de goujon avec cross fixé par les règles CM 66 (art 5, 123) vaut:

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5 l_2).$$

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_1 et puis par une partie droite de longueur l_2 tel que $l_2 \leq r_1 \leq l_1$.

en general:

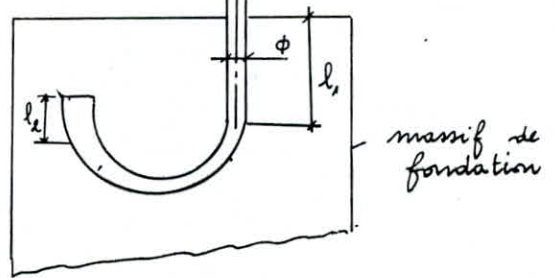
$$r_1 = 3\phi$$

$$l_2 = 2\phi$$

$$l_1 = 2\phi$$

d_1 : distance entre axe des boulons.

$$d_1 = 178.5 \text{ mm.}$$



L'effort de traction par goujon: $N_{\text{tract}} = 5t$ obtenu par la combinaison (0.86 ± E)

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

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

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{178.5} \right)^2} (20\phi + 19.2\phi + 7\phi) \geq \frac{N}{2}$$

$$\Rightarrow \frac{15.94}{2500} \phi^2 \geq \left(1 + \frac{\phi}{178.5} \right)$$

$$\text{soit: } 0.006344214 \phi^2 - 0.011204481 \phi - 1 = 0$$

$$\Rightarrow \phi \geq 13.47 \text{ mm.}$$

On choisit des boulons $\phi 14$ de Classe 5.6

Vérification de la traction du boulon:

$$1.25 \frac{N}{A_r} \leq \sigma_{\text{ten}} \Rightarrow \frac{1.25 \times 2500}{115} = 27.174 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < \sigma_{\text{ten}} = 30 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}.$$

pieds de poteaux encastrés

- Les poteaux de base (1, 5, 9, 13) sont sollicités en flexion composée avec effort tranchant (M, N, T)
- L'effort tranchant est transmis directement aux fondations par le biais de la platine
- Tous les poteaux de base sont comprimés sous la combinaison (0.86 ± E) par conséquent il n'y a pas de traction dans les boulons sous l'action de (N)
- La platine est sollicitée sous l'action de (N_{comp}, M).

Exemple de Calcul:

- Poteau 5 : HEA500

sollicitations sous (G+Q - 1.2E)

$M = 68.92 \text{ t}\cdot\text{m}$; $N_{\text{comp}} = 98.07 \text{ t}$, $T = 28.94 \text{ t}$.

- Contrainte admissible du beton $\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$.

- dosage en ciment : 350 kg/m^3 .

- Le couple (M, N) est equivalent a un effort N. excentré de (e) tel que:

$e = \frac{M}{N} = \frac{68.92}{98.07} = 0.703 \text{ m}$.

- Effort de traction sollicitant les boulons de gauche:

$T = A \sigma_a$:

- effort de compression dans le beton

$C = \frac{1}{2} b h' \bar{\sigma}_b$.

soit n : coefficient d'equivalence

acier - beton. $n = \frac{E_a}{E_b}$

a partir des relations de compatibilite

on a $\sigma_a = n \cdot \bar{\sigma}_b \left(\frac{h-h'}{h'} \right)$

l'equilibre des forces verticales

$N + T = C$.

en prenant le moment par rapport

à l'axe supportant (T):

$\Rightarrow C \left(h - \frac{h'}{3} \right) = N e = (C - T) e$.

la combinaison des relations precedentes conduit à écrire

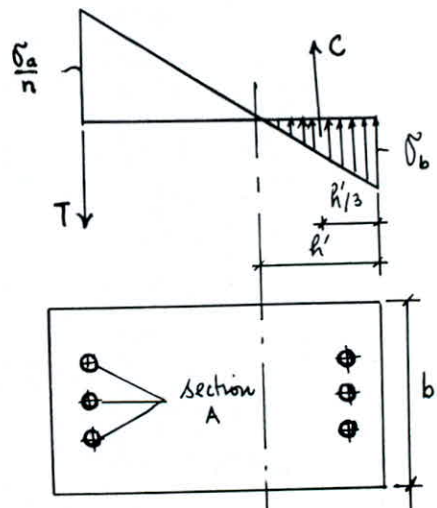
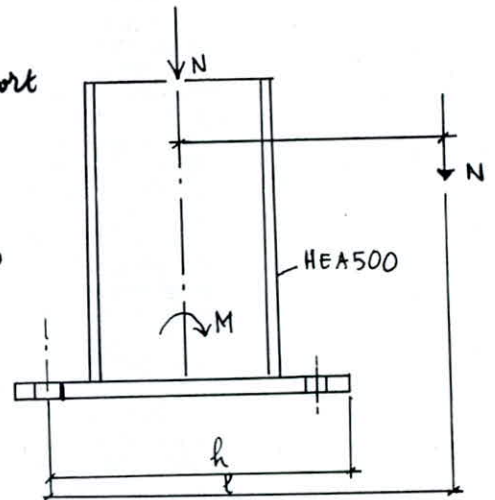
$$h'^3 + 3(h-h')h'^2 + 90 A \frac{e}{b} h' - 90 A \frac{e}{b} h = 0$$

equation de 3^e degré qu'on résoudra par tâtonnement;

Il est necessaire de connaître les dimensions de la plaque et le diamètre des Boulons.

Les dimensions de la plaque sont determinées à partir des dispositions constructives:

On prendra $a \times b = 890 \times 550 \text{ mm}^2$.



- On utilisera en première approximation des boulons $\phi 30$

$$A = 3A_r = 3 \times 561 = 1683 \text{ mm}^2.$$

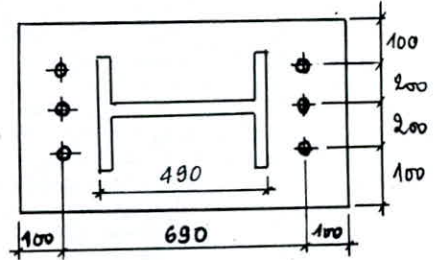
$$b = 60 \text{ cm} ; h = 79 \text{ cm} ; l = 34.5 + 70.3 = 104.8 \text{ cm}.$$

l'équation au 3^o degré s'écrit alors:

$$h'^3 + 77 \cdot h'^2 + 2645.676 h' - 209008.4 = 0$$

qui a pour solution: $h' = 33.145 \text{ cm}.$

- Contrainte de compression dans le boulon



$$\sigma_b = \frac{2Nl}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} = \frac{2 \times 98.07 \times 104.8}{600 \times 331.45 \left(790 - \frac{331.45}{3} \right)} = 1.521 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

à 1.4 % près la contrainte du béton est vérifiée

Vérification des Goujons à la traction:

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{h - \frac{h'}{3}} \leq \sigma_{cm}$$

$$\sigma_a = \frac{98.07 \times 10^3}{1683} \times \frac{1048 - 790 + 331.45}{790 - \frac{331.45}{3}} = 31.6 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < \sigma_{cm} = 35 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

Calcul de l'épaisseur de la platine:

Le moment dans la section 1-1 est obtenu à partir du diagramme trapézoïdale des contraintes.

pour une bande de 1 cm de largeur

d'épaisseur t on a

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_b'} = \frac{h'}{x} \Rightarrow \sigma_b' = \sigma_b \left(\frac{h' - 20}{h'} \right)$$

$$\sigma_b' = 1.521 \left(\frac{33.145 - 20}{33.145} \right) = 0.603 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

le moment de flexion:

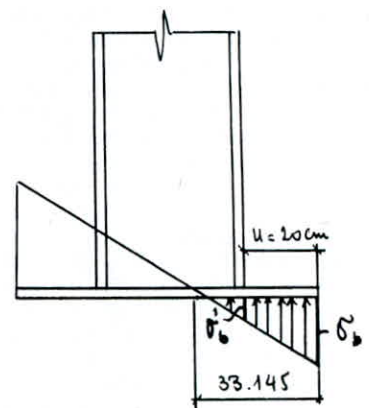
$$M = (\sigma_b - \sigma_b') \frac{4}{2} \times \frac{2}{3} u + \sigma_b' \frac{u^2}{2}$$

$$= (1.521 - 0.603) \times \frac{20^2}{3} \times 10^2 + 0.603 \times \frac{20^2}{2} \times 10^2 = 24300 \text{ daN}\cdot\text{cm}$$

$$\sigma_f = \frac{M}{I} = \frac{6M}{bt^2} \leq \sigma_{cm}$$

on utilisera du E30 pour la plaque:

$$\Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{b \cdot \sigma_{cm}}} = \sqrt{\frac{6 \times 24300}{1 \times 3000}} = 6.97 \text{ cm}.$$



On adopte une plaque d'épaisseur $e = 7 \text{ cm}$.

- L'effort tranchant n'engendre aucun cisaillement de boulon
Il est transmis directement au massif de fondation par frottement

Vérification de l'adhérence Acier Béton:

L'effort admissible par scellement:

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \rho_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_n} \right)^2} (l_1 + 6.4 r + 3.5 l_2),$$

$$N \leq N_a.$$

$$r = 3 \phi ; l_2 = 2 \phi ; l_1 = 2 \phi \quad \phi = 30 \text{ mm}.$$

d_n : est la plus petite distance de la tige de scellement de diamètre ϕ soit à une paroi soit à une autre tige de scellement.

$$d_n = 200 \text{ mm} \Rightarrow N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{30}{\left(1 + \frac{30}{200} \right)^2} (20 \times 30 + 19.2 \times 30 + 7 \times 30)$$

$$N_a = 10.85 \text{ t}$$

L'effort de traction dans le boulon

$$N = A \cdot \sigma_a = 561 \times 31.6 = 17.727 \text{ t} > N_a = 10.847 \text{ t}$$

On a 2 possibilités:

- soit on augmente la dimension de boulons
- soit on augmente le dosage du béton.

On utilisera des boulons $\phi 40$.

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \times \frac{40^2}{\left(1 + \frac{40}{200} \right)^2} (20 + 19.2 + 7) = 17.71 \text{ t}.$$

$$N = 17.71 \text{ t} \simeq N_a = 17.72 \text{ t}$$

Résistance à l'arrachement vérifiée

CHAPITRE 6

APPLICATION DES REGLES DE DUCTILITE DES RPA 88

APPLICATION DES REGLES DE DUCTILITE DU RPA §§§

application de la règle 3.3.3 du RPA §§§ au portique cotreventé

(1) Les Barres de triangulation :

Les barres de contreventement doivent être calculées pour résister à 1.25 fois la force sismique en plus des charges verticales.

(2) Les assemblages doivent être calculés pour résister à 1.5 fois la force sismique, ceci pour éviter la formation de la rotule plastique dans l'assemblage car leur comportement est mal connu et il est préférable que la rotule plastique se forme au niveau des barres.

Sous la combinaison $G + Q + 1.25 E$ on aura les dimensions suivantes :

Niveau	Barre	N (t)	Cornière adoptée	$\frac{A(\text{cm}^2)}{2}$	K	$\sigma = \frac{N}{A} \left(\frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} \right)$	$K\sigma \leq \sigma_{en} = 30 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$
4	19-20-27-28	16.725	$\Gamma 100 \times 100 \times 8$	15.51	5.475	5.392	$29.52 < 30$
3	17-18-25-26	27.840	$\Gamma 120 \times 120 \times 8$	18.74	3.868	7.427	$28.73 < 30$
2	15-16-23-24	33.400	$\Gamma 120 \times 120 \times 10$	23.18	3.307	7.203	$28.14 < 30$
1	13-14-21-22	37.315	$\Gamma 120 \times 120 \times 12$	27.54	3.946	6.775	$26.73 < 30$

Calcul des assemblages sous $G + Q + 1.5 E$.

Détail ①

a) Assemblage diagonale Gousset :

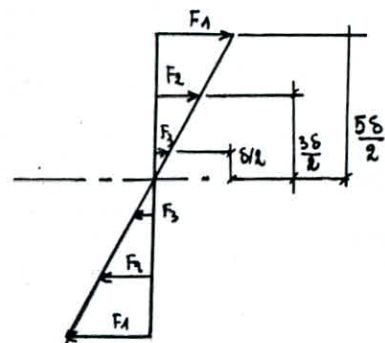
$$N_{comp} = 43.84 \text{ t.}$$

on utilisera 6 Boulons $\phi 20$ de classe 5.6 $\sigma_{en} = 30 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$.

$$A_T = 245 \text{ mm}^2.$$

$$T_T = \frac{N}{n_b \cdot n_{sc}} = \frac{43.84 \times 10^3}{2 \times 6 \times 1} = 3.653 \text{ t}$$

$$M = \frac{N}{2} \cdot e = 0.701 \text{ t.m.}$$



$$F_1 \delta \left[5 + \frac{9}{5} + \frac{1}{5} \right] = M \Rightarrow F_1 = \frac{M}{\delta \left[\frac{35}{5} \right]} = \frac{M}{7\delta}$$

$$T_M = F_1 = 1.252t.$$

$$T = \sqrt{T_M^2 + T_T^2} = \sqrt{(3.653)^2 + (1.252)^2} = 3.862t$$

$$1.54 \frac{I}{A_r} = 1.54 \frac{3.862 \cdot 10^3}{245} = 24.275 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < \sigma_{en} = 30 \text{ daN/mm}^2.$$

resistance du boulon Verifiee

b) assemblage Gousset - poteau:

effort de compression dans la barre (22)

$$N_{22 \text{ comp}} = 43.84t.$$

$$F_v = F_H = N_{22} \frac{\sqrt{2}}{2} = 31.00t.$$

on choisit 10 boulons $\phi 20$ de classe 5.6

$$T_{TH} = \frac{F_H}{n_b \cdot n_{sc}} = \frac{31.0}{10 \times 1} = 3.1t$$

$$T_{TV} = \frac{F_v}{n_b \cdot n_{sc}} = \frac{31.0}{10 \times 1} = 3.1t$$

$$\rightarrow T = \sqrt{T_{TH}^2 + T_{TV}^2} = 4.384t.$$

Verification de la resistance:

$$1.54 \frac{I}{A_r} \leq \sigma_{en} \Rightarrow 1.54 \frac{4.384 \times 10^3}{245} = 27.56 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < \sigma_{en} = 30 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

Detail (2) connection diagonales - gousset - poutre:

1) Assemblage corniere Gousset

deja fait

12 $\phi 20$ de classe 5.6 6 par file

2) Assemblage Gousset poutre:

d'effort tranchant total, $T = 26.415 + 30.335 = 56.75t.$

$$1.54 \frac{I}{n_b A_r} \leq \sigma_{en} \Rightarrow A_{tot} = n_b \cdot A_r \geq 1.54 \frac{I}{\sigma_{en}} = 1.54 \times \frac{56.75 \cdot 10^3}{30} = 2913.2$$

on adopte des $\phi 20$ $A_r = 245 \text{ mm}^2.$

$$\Rightarrow n_b = \frac{2913.2}{245} = 11.89.$$

on prendra

12 $\phi 20$ de classe 5.6

application de la regle 4.4 du RPA (33) aux poteaux du portique autostable:

Les Elements dans lesquelles des rotules plastiques sont susceptibles de se former pendant les deplacements inelastiques de l'ossature doivent avoir une epaisseur suffisante de leur membrures de telle

sorte que les membrures comprimées puissent se plastifier sans risque d'instabilité locale
 Les sections répondant à cette considération doivent satisfaire à la condition suivante

$$\frac{b}{2t} \leq \sqrt{\frac{G}{\sigma_{en}}} = \frac{145}{\sqrt{\sigma_{en}}} \quad (\text{lours de C.M.})$$

G : module d'élasticité plastique transversal.

σ_{en} : limite d'élasticité en MPa.

1) Poteau HEA 500:

$$\left. \begin{array}{l} b = 300 \text{ mm} \\ t = 23 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow \frac{b}{2t} = \frac{300}{2 \times 23} = 6.52 < \frac{145}{\sqrt{300}} = 8.37.$$

2) Poteau HEA 340:

$$\left. \begin{array}{l} b = 300 \text{ mm} \\ t = 16.5 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow \frac{b}{2t} = \frac{300}{2 \times 16.5} = 9.091 > 8.37.$$

Condition non satisfaite on adopte HEA 400

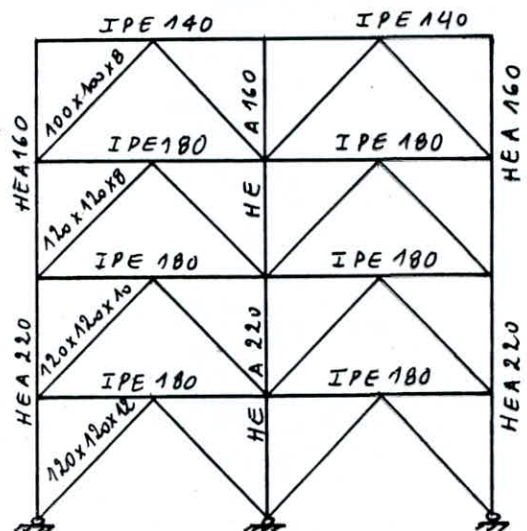
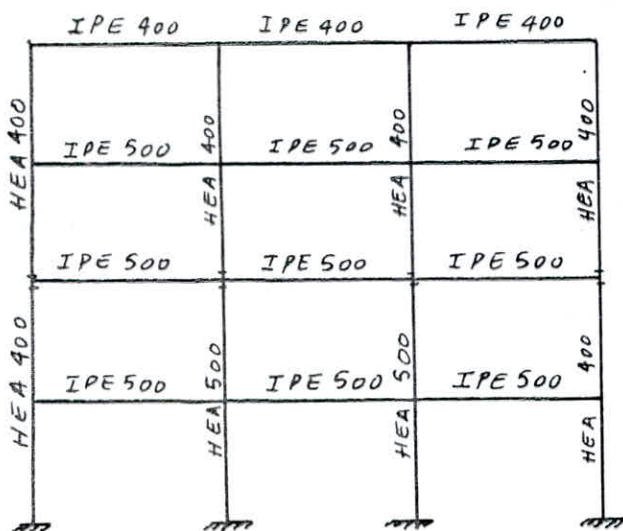
$$\left. \begin{array}{l} b = 300 \text{ mm} \\ t = 19 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow \frac{b}{2t} = \frac{280}{38} = 7.895 < 8.37.$$

3) Poteau HEA 280

$$\left. \begin{array}{l} b = 280 \text{ mm} \\ t = 13 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow \frac{b}{2t} = \frac{280}{26} = 10.769$$

on choisit HEA 400

Après application des règles de ductilité recommandées par le RPA 88 on obtient de nouveaux portiques avec les dimensions indiquées ci-dessous



CHAPITRE 7

APPLICATION DES REGLES DE
DUCTILITE DU SEAOC 86

APPLICATION DES REGLES DE DUCTILITE DU S-E-A-O-C 86

S: structural.

E: Engineers.

A: Association

O: of

C: California

but de ces regles

Les forces sismiques de calcul ne represente qu'une petite partie des forces reelles qui sollicitent une structure durant un seisme de forte intensite en effet les forces et les deformations obtenues pour l'element à partir des methodes d'analyse statiques equivalentes pour les charges de conception recommandées sont inferieurs aux forces et aux deformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un seisme majeur.

Donc durant la survenance d'un tel seisme la structure sera sollicitée au dela de la limite elastique en divers points.

Pour equilibrer ce depassement des forces, et pour pouvoir absorber l'energie qui n'est autre que le travail des forces dynamiques d'excitation la structure devra être ductile, cad subir d'importante deformations plastiques sans qu'il y'ait ruine: pour cela ces regles de ductilité sont données pour concevoir une structure pouvant avoir un tel comportement.

recommandations pour portique contreventé

Ces recommandations s'appliquent aux portiques contreventés résistant des forces sismiques totalement ou partiellement.

1. barre de cotreventement

-a- Elancement: Dans les zones sismiques 3 et 4 l'elancement $\lambda = \left(\frac{l_f}{r}\right)$ des diagonales de contreventement ne doit pas dépasser.

$$600 / \sqrt{\sigma_{en}} \quad \text{avec } \sigma_{en}: \text{ en } \text{daN/mm}^2.$$

pour $\sigma_{en} = 30 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} \Rightarrow \lambda = \frac{l_f}{r_{min}} \leq \frac{600}{\sqrt{30}} = 109.54$

les resultats sont resumés dans le tableau ci-dessous.

Diagonales	Elancement $\lambda = \frac{l_f}{r_{min}}$	elancement limite λ_{lim}	Cornière adoptée
13-14-21-22 7Γ 120 x 120 x 10	138,69 > λ_{lim}	109,54	Π 180 x 180 x 18 → $\lambda = 92,714$
15-16-23-24 7Γ 120 x 120 x 8	137,94 > λ_{lim}	109,54	Π 180 x 180 x 18 → $\lambda = 92,714$
17-18-25-26 7Γ 120 x 120 x 8	137,94 > λ_{lim}	109,54	Π 180 x 180 x 18 → $\lambda = 92,714$
19-20-27-28 7Γ 100 x 100 x 7	166,34 > λ_{lim}	109,54	7Γ 180 x 180 x 18 → $\lambda = 92,714$.

-b- Reduction de contrainte: La contrainte limite d'affaissement admissible σ_{ar} pour les Diagonales de contreventement résistant des forces sismiques donnée par

$$\sigma_{ar} = \beta \cdot \sigma_a.$$

avec σ_a : contrainte limite d'affaissement $\sigma_a = \frac{\sigma_{en}}{K}$

K : coefficient de flambement

β : coefficient de reduction de contrainte déterminé par la formule suivante.

$$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{kl}{\lambda_c^2} \right)}$$

$kl = l_f$ = longueur de flambement de la barre.

k : coefficient dependant du mode de fixation de la Barre.

λ_c : Elancement limite separant le flambement elastique du flambement inelastique

sa valeur est obtenue en posant $\sigma_{cr} = \sigma_{em}$.

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \sigma_{em} \Rightarrow \lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{em}} \Rightarrow \lambda = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_{em}}}$$

pour l'acier E30: $\sigma_{em} = 30 \frac{daN}{mm^2} \Rightarrow \lambda = \pi \sqrt{\frac{21000}{30}} = 83.12$

soit $C_c = 83.12$

-C- Distribution des forces laterales:

Les forces sismiques laterales le long d'un plan de contreventement doivent être distribuées sur les différentes barres de contreventement de manière à ce que ni la somme des composantes horizontales des efforts dans les barres travaillant en traction et que ni la somme des composantes horizontales des efforts dans les barres travaillant en compression ne dépassera ~~pas~~ 70% de la force totale agissantes.

D'après les résultats obtenues par le "SAP80" sous charges sismiques seules

les barres: 13 - 15 - 17 - 19 et 21 - 23 - 25 - 27 : sont tendues.

les barres: 14 - 16 - 18 - 20 et 22 - 24 - 26 - 28 : sont comprimées.

Niveau 4:

1) en compression: $\frac{\sqrt{2}}{2} [N_{20} + N_{28}] = \frac{\sqrt{2}}{2} [11.58 + 11.58] = 11.58\sqrt{2} = 16.38 t$
 $< 0.7 F_4 = 0.7 \times 32.75 = 22.925 t.$

2) en traction: $\frac{\sqrt{2}}{2} [N_{19} + N_{27}] = \frac{\sqrt{2}}{2} [11.58 + 11.58] = 16.38 t.$
 $< 0.7 F_4 = 22.925 t.$

Niveau 3

1) en compression: $\frac{\sqrt{2}}{2} [N_{18} + N_{26}] = \frac{\sqrt{2}}{2} [18.87 + 18.87] = 18.87\sqrt{2} = 26.69 t$
 $< 0.7 (F_3 + F_4) = 0.7 (32.75 + 20.62) = 37.36 t.$

2) en traction: $\frac{\sqrt{2}}{2} [N_{17} + N_{25}] = \frac{\sqrt{2}}{2} [18.87 + 18.87] = 26.69 t.$
 $< 0.7 (F_3 + F_4) = 37.36 t$

Niveau 2

1) en compression: $\frac{\sqrt{2}}{2} [N_{16} + N_{24}] = \frac{\sqrt{2}}{2} [23.7 + 23.7] = 23.7\sqrt{2} = 33.52 t$
 $< 0.7 (F_2 + F_3 + F_4) = 0.7 (32.75 + 20.62 + 13.67) = 46.93 t$

2) en traction: $\frac{\sqrt{2}}{2} [N_{15} + N_{23}] = \frac{\sqrt{2}}{2} [23.70 + 23.70] = 33.52 t.$
 $< 0.7 [F_2 + F_3 + F_4] = 46.93 t.$

Niveau 1:

1) en compression : $\frac{\sqrt{2}}{2} [N_{14} + N_{22}] = \frac{\sqrt{2}}{2} [26.10 + 26.10] = 36.91 t.$
 $< 0.7 \sum_1^4 F_i = 0.7 \times 73.815 = 51.67 t.$

2) en traction : $\frac{\sqrt{2}}{2} [N_{13} + N_{21}] = \frac{\sqrt{2}}{2} [26.10 + 26.10] = 36.91 t < 51.67 t.$

Ce qu'on remarque est que l'effort sismique agissant est distribué sur les barres comprimées et tendues en proportion égales, cad.

50% compression

50% traction

d'intérêt par ailleurs de cette règle est d'éviter des cas où on a plus de 70% d'efforts dans les diagonales équilibré par la compression le reste par traction et vis versa.

-d- Rapport Largeur Epaisseur:

Le rapport largeur épaisseur des éléments comprimés (poteaux) raidi ou non raidi du portique, contreventé doivent satisfaire aux conditions suivantes :

• pour les Semelles :

$$\frac{b}{2t} \leq \frac{79}{\sqrt{\sigma_{en}}}$$

(σ_{en} en daN/mm^2).

• pour l'âme :

$$\frac{h_a}{e_a} \leq \frac{210}{\sqrt{\sigma_{en}}}$$

(σ_{en} en daN/mm^2)

poteau ⑨ : HEA 220 :

• Semelle : $b = 220 \text{ mm}$
 $t = 11 \text{ mm}$ } $\rightarrow \frac{b}{2t} = \frac{220}{2 \times 11} = 10 \leq \frac{79}{\sqrt{30}} = 14.42.$

• âme : $h_a = h - 2e_a = 188 \text{ mm}$
 $e_a = 7 \text{ mm}$ } $\rightarrow \frac{h_a}{e_a} = \frac{188}{7} = 26.86 < \frac{210}{\sqrt{30}} = 38.35$

poteau ⑪ : HEA 160 :

• Semelle : $b = 160 \text{ mm}$
 $t = 9 \text{ mm}$ } $\rightarrow \frac{b}{2t} = \frac{160}{2 \times 9} = 8.89 < 14.42.$

• âme : $h_a = h - 2e_a = 142 \text{ mm}$
 $e_a = 6 \text{ mm}$ } $\rightarrow \frac{h_a}{e_a} = \frac{142}{6} = 23.67 < 38.35$

-2- assemblage des barres de contreventement force de calcul

Les assemblages des diagonales de contreventement doivent être conçus pour résister le minimum des résistances suivantes.

- (1) la résistance à la traction de la barre.
- (2) $3 \left(\frac{R_w}{8} \right)$ fois la force sismique dans la barre.
- (3) la force maximale soit (la résistance maximale) qui pourra être transférée à la barre par le système.

Exemple de calcul.

Détail ①

a) Assemblage diagonale Gousset à la Base.

- Diagonale 13 ou 22

1) Résistance à la traction

donnée par : $\sigma_{Rt} = \sigma_{en} \cdot A$

avec A : section transversal

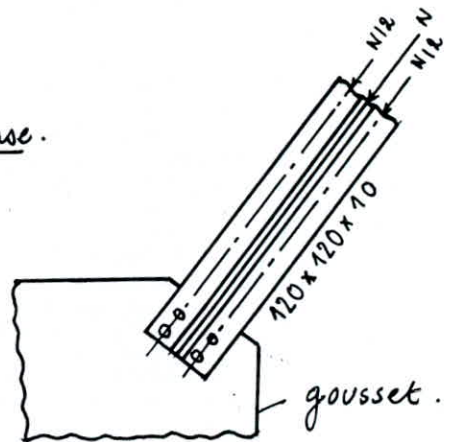
σ_{en} : limite d'élasticité

On a utilisé une double cornière $\Pi 120 \times 120 \times 10$

$$A = 46.36 \times 10^3 \text{ mm}^2. \quad \sigma_{en} = 30 \text{ daN/mm}^2.$$

$$\Rightarrow \sigma_{Rt} = \frac{30 \times 46.36 \cdot 10^3}{10^5} = 139.1 \text{ t.}$$

$$\text{Soit } \underline{N_1 = 139.1 \text{ t.}}$$



(2) Effort sismique dans la diagonale sous $3 \left(\frac{R_w}{8} \right) N_E$
 $R_w = 6$ d'après le tableau 1-6 du Document SEAOC 1986
 N_E : effort sismique dans la barre.

pour les barres 13 et 22 $N_E = 26.10 \text{ t.}$

$$\text{d'où } N_2 = 3 \left(\frac{R_w}{8} \right) \cdot N_E = 3 \left(\frac{6}{8} \right) \cdot 26.10 = 58.725 \text{ t.}$$

$$\underline{N_2 = 58.725 \text{ t}}$$

(3) La force maximale qui pourra être transférée à la diagonale par le système n'est autre que la somme des résistances au cisaillement de chacune des 2 poutres reliées avec la diagonale.

La résistance au cisaillement est donnée par la formule suivante

$$T_R = 0.55 \sigma_{\text{en}} \cdot d \cdot t$$

avec : d : hauteur de l'âme
 t : épaisseur de l'âme

pour IPE 180 :

$$d = h - 2e = 164 \text{ mm.}$$

$$t = 5.3 \text{ mm}$$

d'où $T_R = 0.55 \times 30 \times 164 \times 5.3 \cdot 10^{-3} = 14.34 \text{ t.}$

La proportion d'effort qui sera prise par la barre 13 est :

$$N_3 = T_R \sqrt{2} = 20.282 \text{ t} \quad \underline{N_3 = 20.282 \text{ t}}$$

$$N = \text{Min} (N_1, N_2, N_3) = N_3 = 20.282 \text{ t.}$$

on dimensionnera donc l'assemblage sous l'action de $N = 20.282 \text{ t.}$

on adopte des Boulons de classe 5.6 $\sigma_{\text{en}} = 30 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$.

3 boulons par file

• Effort de cisaillement par Boulon :

$$T_T = \frac{N}{n_b \cdot n_{sc}} = \frac{20.282}{2 \cdot 3 \times 1} = 3.38 \text{ t}$$

• Effet de la flexion : l'excentrement de N par rapport à la ligne neutre de la cornière engendre un moment

$$M = \frac{N}{2} \cdot e = F_1 \cdot 2s \Rightarrow F_1 = \frac{N}{2} \frac{e}{2s}$$

$$\text{soit : } F_1 = \frac{20.282}{2} \times \frac{3.2 \cdot 10^{-2}}{2 \times 0.08} = 2.03 \text{ t}$$

$$T_M = F_1 = 2.03 \text{ t}$$

• d'effort de cisaillement résultant dans le Boulon :

$$T = \sqrt{T_T^2 + T_M^2} = \sqrt{(3.38)^2 + (2.03)^2} = 3.94 \text{ t}$$

• Vérification de la résistance au cisaillement du Boulon :

$$T \leq T_R = 0.55 \sigma_{\text{en}} \cdot A_r$$

$$\text{d'où } A_r \geq \frac{T}{0.55 \sigma_{\text{en}}} = \frac{3.94 \cdot 10^3}{0.55 \times 30} = 238.9 \text{ mm}^2$$

on choisit des $\phi 20$ avec $A_r = 245 \text{ mm}^2 > 238.9$

en résumé :

on utilisera :

6 Boulons $\phi 20$ de classe 6.6

b) Assemblage Gousset poteau :

$$F_v = F_H = N \frac{\sqrt{2}}{2} = 20.282 \frac{\sqrt{2}}{2} = 14.34 \text{ t}$$

$$T_{TH} = \frac{F_H}{n_b \cdot n_{sc}} \quad ; \quad T_{TV} = \frac{F_v}{n_b \cdot n_{sc}}$$

on utilise 6 boulons $\phi 20 \Rightarrow T_{TH} = \frac{14.34}{6 \times 1} = 2.39 \text{ t}$
 $T_{TV} = 2.39 \text{ t}$

$$T = \sqrt{T_{TH}^2 + T_{TV}^2} = \sqrt{(2.39)^2 + (2.39)^2} = 3.38 \text{ t.}$$

Verification du cisaillement du Boulon:

$$T \leq T_R = 0.55 \sigma_{en} \cdot A_r$$

$$A_r \geq \frac{T}{0.55 \sigma_{en}} = \frac{3.38 \times 10^3}{0.55 \times 30} = 204.85 \text{ mm}^2.$$

on choisit des $\phi 20$ dont la section resistente $A_r = 245 \text{ mm}^2 > 204.85$.

on utilisera donc :

6 Boulons $\phi 20$ de Classe 5.6
3 par file

Detail ②

a) assemblage corniere gousset :

Il a été déjà traité avec le detail ①

6 Boulons $\phi 20$ de classe 5.6 , 3 par file

b) assemblage Gousset poutre :

L'effort de cisaillement agissant:

$$T = 2N = 2T_R \sqrt{2} = 2\sqrt{2} \times 20.282 = 40.564 \text{ t}$$

on adopte des Boulons $\phi 20$ de Section resistente

$$A_r = 245 \text{ mm}^2$$

$$T_b \leq \frac{T}{n_b} \leq T_R = 0.55 \sigma_{en} A_r \Rightarrow n_b \geq \frac{T}{0.55 \sigma_{en} \cdot A_r}$$

$$\text{Soit } n_b \geq \frac{40.564}{0.55 \times 245 \times 30} \times 10^3 = 10.034 \text{ t}$$

on utilise:

12 boulons $\phi 20$ de classe 5.6 6 Boulons par file

-3- configuration des barres de contreventement

(1) Les barres de contreventement doivent être conçues pour résister à 1.5 fois la force sismique

(2) La poutre horizontale reposant sur les barres de contreventement doit être continue entre les poteaux.

(3) Elle doit être calculée sous charges verticales ($G+Q$) non pondérées comme si les barres de contreventement n'existent pas

Exception: Cette dernière règle ne s'applique pas aux poutres du plancher terrasse.

a) Application de la règle (1) aux barres de contreventement:

Exemple de calcul.

les barres 13-14-21-22 sont identiques:

la barre 22 est la plus sollicitée

Cornière $7T 120 \times 120 \times 10$

$$l = 509 \text{ cm} \quad ; \quad i_x = 3.67 \text{ cm} \quad ; \quad A = 2 \times 23.18 = 46.36 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} N_G + N_Q = 4.69 \text{ t} \\ N_E = 26.10 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow N_G + N_Q + 1.5 N_E = 4.69 + 1.5 \times 26.10 = 43.84 \text{ t}.$$

• Elancement de la barre:

$$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = \frac{509}{3.67} = 138.692 \rightarrow K = 3.907 \text{ (coefficient de flambement)}$$

• Contrainte limite d'affaissement:

$$\sigma_a = \frac{\sigma_{en}}{K} = \frac{30}{3.907} = 7.68 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}.$$

• Contrainte admissible:

$$\sigma_{ar} = \beta \cdot \sigma_a \quad \text{avec} \quad \beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{\lambda_x}{2 C_0}\right)^2} = \frac{1}{1 + \left(\frac{138.692}{2 \times 83.12}\right)^2} = 0.5452$$

• Vérification de la résistance de la barre:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_{ar}.$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{43.84}{46.36} \times 10 = 9.456 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}.$$

$$\sigma_{ar} = \beta \cdot \sigma_a = 0.5452 \times 7.68 = 4.2 \text{ daN/mm}^2.$$

$\sigma > \sigma_{ar} \Rightarrow$ On doit augmenter la dimension de la diagonale.
on choisit une double cornière $7T 150 \times 150 \times 12$

$$A = 2 \times 34.83 = 69.66 \text{ cm}^2.$$

$$i_x = 4.60 \text{ cm} \quad ; \quad l_f = 509 \text{ cm}.$$

$$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = \frac{509}{4.60} = 110.65 \rightarrow K = 2.6301.$$

$$\sigma_a = \frac{\sigma_{ca}}{K} = \frac{30}{2.6301} = 11.406 \text{ daN/mm}^2.$$

$$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{\lambda x}{2c_c}\right)} = \frac{1}{1 + \left(\frac{110.65}{2 \times 83.12}\right)} = 0.6$$

$$\sigma_{ar} = \beta \cdot \sigma_a = 0.6 \times 11.406 = 6.84 \text{ daN/mm}^2.$$

$$\sigma = N/A = \frac{43.84}{69.66} \times 10 = 6.29 < \sigma_{ar} \text{ resistance vérifiée}$$

Pour les résultats du reste des barres il sont résumés dans le tableau ci-dessous

Cornières adoptées Initialement

Niveau	Type de Cornière	$\lambda x = \frac{l_f}{ix}$	β	K	$\sigma_a = \frac{\sigma_{ca}}{K}$	$\sigma_{ar} = \beta \sigma_a$	$\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_{ar}$
1	TF 120x120x10 13-14-21-26	139.192	0.5452	3.907	7.6785	4.1863	9.456 > σ_{ar}
2	TF 120x120x8 15-16-23-24	137.940	0.5465	3.868	7.7560	4.2386	10.491 > σ_{ar}
3	TF 120x120x8 17-18-25-26	137.940	0.5465	3.868	7.7560	4.2386	8.686 > σ_{ar}
4	TF 100x100x7 19-20-27-28	166.340	0.5000	5.475	5.4800	2.7400	7.1815 > σ_{ar}

Choix final

Niveau	Cornière adoptée	$\lambda x = \frac{l_f}{ix}$	β	K	σ_a	σ_{ar}	$\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_{ar}$
1	TF 150x150x12	110.652	0.600	2.6301	11.406	6.848	6.2934 < σ_{ar}
2	TF 150x150x10	110.173	0.601	2.6109	11.490	6.910	6.717 < σ_{ar}
3	TF 150x150x10	110.173	0.601	2.6109	11.490	6.910	5.561 < σ_{ar}
4	TF 135x135x10	122.651	0.575	3.1363	9.565	5.504	3.743 < σ_{ar}

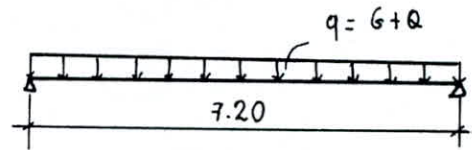
b) Application de la règle (2) aux poutres du portique, contreventé:
 * Poutres du plancher courant:

Charges:

$$G = 1.117 \text{ t/m.}$$

$$Q = 0.3375 \text{ t/m.}$$

$$q = G + Q = 1.4545 \text{ t/m.}$$



Sollicitations:

$$M = \frac{ql^2}{8} = 1.4545 \left(\frac{7.20}{8} \right)^2 = 9.427 \text{ t.m.}$$

1) Vérification de la résistance de la poutre: (IPE 180):

$$\sigma_f = \frac{M}{W_x} = \frac{9.427 \cdot 10^3}{146} = 64.571 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} > 30 \text{ résistance non vérifiée}$$

$$\sigma_f = \frac{M}{W_x} \leq \sigma_{cm} \Rightarrow W_x \geq \frac{M}{\sigma_{cm}} = \frac{9.427 \cdot 10^5}{3000} = 314.223 \text{ cm}^3.$$

On adopte IPE 240 ayant un module de résistance

$$W_x = 324 \text{ cm}^3 > 314.223.$$

2) Vérification de la flèche: sous charges d'exploitation non pondérées.

Poutre isostatique \Rightarrow la flèche maximale est donnée par:

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$\text{soit } f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{0.3375 (7200)^4}{21000 \times 3892 \cdot 10^4} = 14.45 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 1.445 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{720}{300} = 2.4 \text{ cm.}$$

La flèche est donc vérifiée

On obtient ainsi un nouveau portique avec de nouvelles dimensions supérieures à celles trouvées initialement on pourra calculer l'augmentation de la quantité d'acier.

recommandations pour portique autostable

-A- recommandations pour les poteaux

Resistance des poteaux:

Le poteau considéré isolément doit résister en plus des combinaisons de calcul aux efforts suivants:

-a- à un effort de compression sous : $G + Q \cdot 0,8 + 3 \left(\frac{R_w}{8} \right) E$

-b- à un effort de traction sous $0,85G - 3 \left(\frac{R_w}{8} \right) E$

Exception: les combinaisons ci dessous ne doivent pas dépasser.

(1) la force maximal qui pourra être transférée au poteau en utilisant 125% de résistance des éléments de structure arrivant au poteau considéré

(2) la limite déterminée par la capacité de la fondation de résister au soulèvement.

Exemple de Calcul

Poteaux: D'après les résultats donnés par le SAP 80

EN COMPRESSION :

$$\begin{cases} N_G = -37,39t \\ N_Q = -15,30t \\ N_E = -26,93t \end{cases}$$

EN TRACTION :

$$\begin{cases} N_G = -37,39t \\ N_E = 26,93t \end{cases}$$

Vérification de la résistance à la Compression HEA 340:

1) Effort de compression sous $G + 0,8Q + 3 \left(\frac{R_w}{8} \right) E$ est:

R_w : pour le portique autostable, ce coefficient est donné par le tableau 1-G du document SEAOC. 86

$$\underline{R_w = 12}$$

d'où $N_{comp} = -37,39 + 0,8(-15,30) + 4,5(-26,93) = -170,815t.$

soit $\underline{N_{1,comp} = -170,815t}$

2) Effort maximal transféré au poteau:

$$N_{2,comp} = 1,25 N_{AC} + 1,25 T_R$$

avec : N_{AC} = désigne la résistance à la compression du poteau (2)

T_R : résistance au cisaillement de la poutre (17)

$$N_{RC} = 1.7 \sigma_a \cdot A$$

σ : contrainte limite d'affaissement.

A: Section transversale du poteau.

$$T_R = 0.55 \sigma_{en} d \cdot t$$

σ_{en} : Contrainte limite d'élasticité du matériau
constituant la poutre.

d: hauteur de l'âme.

t: épaisseur de l'âme

Poteau HEA 340

$$\lambda_x < \lambda_y = 48.257 \rightarrow K = 1.143$$

$$\sigma_a = \frac{\sigma_{en}}{K} = \frac{30}{1.143} = 26.245 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{d'où: } N_{RC} = \frac{1.7 \times 26.245 \times 133.5 \cdot 10^2}{10^{-3}} = 595.63 \text{ t.}$$

$$T_R = \frac{0.55 \times 30 \times 10.2 \times 468}{10^3} = 78.76 \text{ t.}$$

$$N_{2comp} = 1.25 (N_{RC} + T_R) = 1.25 (595.63 + 78.76) = 843 \text{ t.}$$

$$N_{2comp} = 843 \text{ t.}$$

$$\text{Min}(N_1, N_2) = N = \text{Min}(595.6; 843)$$

et la vérification à la résistance se fait à l'aide de la formule suivante

$$N \leq N_{RC}$$

Comme $N = 170.815 < N_{RC} = 595.63 \Rightarrow$ Résistance vérifiée.

Vérification de la Résistance à la traction:

1) Effort de traction sous $0.85G + 3 \left(\frac{R_w}{\beta} \right) E$ est:

$$N_{1trac} = 0.85 (-37.39) + 4.5 (26.93) = 89.4 \text{ t.}$$

$$N_{1trac} = 89.4 \text{ t}$$

2) Résistance maximale de la fondation au soulèvement:

D'après les résultats du SAP80

les sollicitations transmises à la fondation sous $G + Q + 1.2 E$

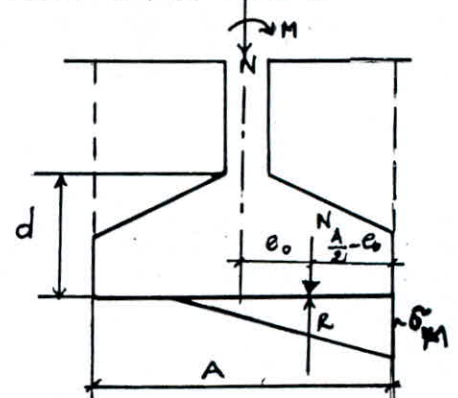
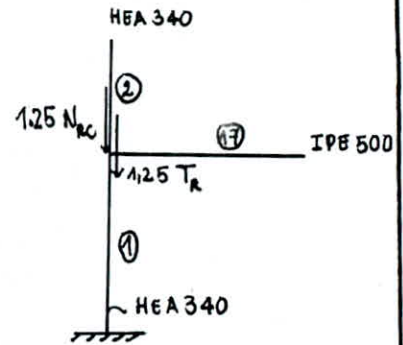
$$N_u = 85.00 \text{ t}$$

$$M_u = 32.8 \text{ t}$$

* Condition de stabilité

$B \geq K \cdot e_0$ avec:

$K = 4$: pour une combinaison comportant
le séisme



$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{32.80}{85.00} = 0.386 \text{ m}$$

d'où $B \geq 4 \times 0.386 = 1.54 \text{ m}$ on prend $B = 1.80 \text{ m}$.

* Condition de résistance.

$e_0 = 0.386 \text{ m} > \frac{B}{6} = \frac{1.80}{6} = 0.3 \text{ m} \Rightarrow$ Diagramme des contraintes du sol est triangulaire

la contrainte maximale de compression du sol :

$$\bar{\sigma}_M = \frac{2 N_u}{3 \left(\frac{B}{2} - e_0 \right) A} \leq 1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}} \quad (\text{d'après Pierre Charon}).$$

$$\text{avec } \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 3 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \Rightarrow A \geq \frac{2 N_u}{3 \cdot 1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}} \left(\frac{B}{2} - e_0 \right)} = \frac{2 \times 85 \times 10^3}{3 \times 1.33 \times 3 \left(\frac{1.80}{2} - 0.386 \right)} = 276.3 \text{ cm}^2$$

On prend : $A = 2.8 \text{ m}$

• hauteur de la fondation d :

• plaque d'assise du poteau de dimension $40 \times 40 \text{ cm}^2$

• le fût a pour dimensions $a \times b' = 50 \times 50 \text{ cm}^2$.

$$d \geq \text{Max} \left[\frac{A - a}{4}, \frac{B - b'}{4} \right] = \text{Max} \left[\frac{280 - 50}{4}, \frac{180 - 50}{4} \right] = 57.5 \text{ cm}$$

on prend $d = 60 \text{ cm}$.

La résistance au soulèvement de la fondation est donnée par :

$$N_2 = (P_t + P_f + 0.85 G)$$

avec : P_t : poids des terres.

P_f : poids du massif de fondation

$0.85 G$: Charge permanente transmise par le poteau à la fondation

$$P_t = 2 \text{ t/m}^3 \Rightarrow P_t = 2 \times (1.8 \times 2.8 \times 0.6) = 6.048 \text{ t}$$

$$P_{\text{beton}} = 2.5 \text{ t/m}^3 \Rightarrow P_f = 2.5 (1.8 \times 2.8 \times 0.6) = 7.56 \text{ t}$$

$$0.85 G = 0.85 \times 37.39 = 31.78 \text{ t}$$

$$\text{soit : } N_2 = 6.048 + 7.56 + 31.78 = 45.4 \text{ t} \quad \underline{N_2 = 45.4 \text{ t}}$$

On prendra le minimum entre l'effort de traction N_1 et l'effort de soulèvement N_2 le compare avec la résistance à la traction du poteau.

$$\text{Min} (N_1, N_2) = N_2 = 45.4 \text{ t} \leq N_{Rt} = \bar{\sigma}_{\text{en}} \cdot A$$

$$N_{Rt} = 30 \times 133.5 \times 10^2 = 400.5 \text{ t}$$

$$N_2 < N_{Rt} = 400.5 \text{ t} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Resistance à la compression.

N° du poteau	Poteau	N_b	N_R	N_E	N_{comp}	λ_2	K	σ_a	N_{RC}	T_R	$N_{2, comp}$	$\text{Min}(N_1, N_2) \leq N_{RC}$
1	HEA340	37,39	15,30	26,93	170,815	48,257	1,143	26,245	595,630	78,7644	842,993	$170,815 \leq N_{RC}$
3	HEA280	17,37	5,89	9,24	63,662	57,425	1,1708	25,622	423,82	78,7644	628,23	$63,662 \leq N_{RC}$
5	HEA500	63,76	33,15	0,97	94,645	49,724	1,1556	25,96	871,625	78,7644	1286,44	$94,645 \leq 871,625 = N_{RC}$
7	HEA340	32,24	12,97	0,3	43,966	48,257	1,143	26,245	595,630	78,7644	842,993	$43,966 \leq N_{RC} = 595,63$

Resistance à la traction

N° du poteau	Poteau	$N_G(t)$	$N_E(t)$	$N_{trac}(t)$	A (m ²)	B (m)	d (m)	$P_t(t)$	$P_f(t)$	$0,85 N_G(t)$	$N_{2, trac}(t)$	$\text{Min}(N_1, N_2) \leq N_{RE}$
1	HEA340	37,39	26,93	89,403	3,10	2,00	0,70	10,14	10,85	31,78	55,03	$55,03 < N_{RE} = 400,5t$
3	HEA280	17,37	9,24	26,815	-	-	-	-	-	-	-	$26,815 < N_{RE} = 291,9t$
5	HEA500	63,76	0,97	-49,83	-	-	-	-	-	-	-	-49,83t (compression)
7	HEA340	32,24	0,3	-26,054	-	-	-	-	-	-	-	-26,054 (compression)

B. recommandations spéciales au portique autost

Dans les zones de moyenne sismicité et de forte sismicité (2 et 3) les règles suivantes sont à appliquer.

-1- assemblage poutre poteaux

-a- résistance recommandée:

La résistance de cet assemblage doit être suffisante pour développer le minimum de ce qui suit :

- (1) : la résistance de la poutre en flexion c'est le moment correspondant à la plastification de la poutre (M_p).
- (2) le moment correspondant au développement de la résistance au cisaillement de la zone panneau

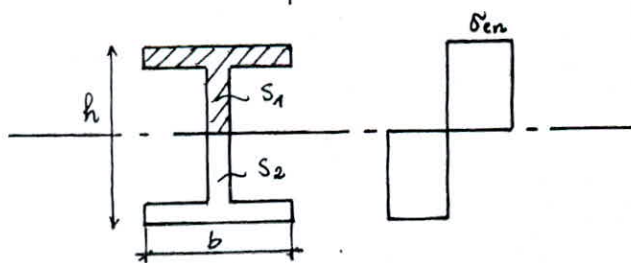
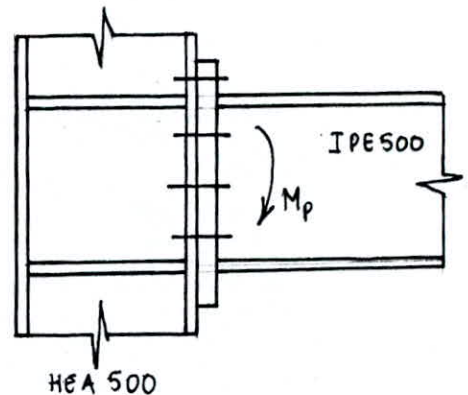
Exemple de calcul

- Calcul des sollicitations

- 1) Calcul du moment plastique de la poutre

$$M_p = Z \cdot \sigma_{en}$$

ou : Z : désigne le module de résistance plastique, il est calculé lorsque dans une section la totalité des fibres atteint la limite élastique.



On démontre que pour une section doublement symétrique que :

$$Z = S_1 + S_2 \quad \text{avec } S_1 = S_2 = S$$

S_1 et S_2 : désignent les moments statiques des demi-sections inférieure et supérieure.

on a donc $Z = 2S$

pour IPE 500 : $S = 1100 \text{ cm}^3 \Rightarrow Z = S \times 2 = 2 \times 1100 = 2200 \text{ cm}^3$

soit $M_p = Z \cdot \sigma_{en} = \frac{2200 \cdot 10^3 \times 30}{10^6} = 66 \text{ t.m} \Rightarrow \underline{M_p = 66 \text{ t.m}}$

2) Moment correspondant à la résistance au cisaillement de la zone panneau
la résistance au cisaillement est donnée par:

$$V = 0.55 \sigma_{cu} h_c \cdot t \left[1 - \frac{b_c \cdot e_{sc}^2}{h_b \cdot h_c \cdot t} \right]$$

avec: t : épaisseur totale de la zone panneau, plaque double incluse.
 h_c : profondeur du poteau.
 b_c : largeur de la semelle du poteau.
 e_{sc} : épaisseur de la semelle du poteau.
 h_b : profondeur de la poutre

-b- Disposition de la plaque double dans la zone panneau:

Etant donné que l'effort tranchant dans la zone panneau augmente considérablement ceci est dû à la variation rapide du moment dans cette zone. C'est sur cette raison qu'on doit vérifier la résistance au cisaillement du poteau, dans le cas où la résistance est non vérifiée on doit renforcer cette zone ceci en disposant des plaques doubles.

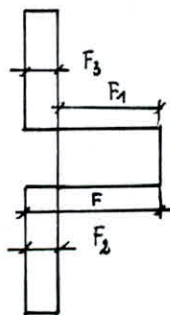
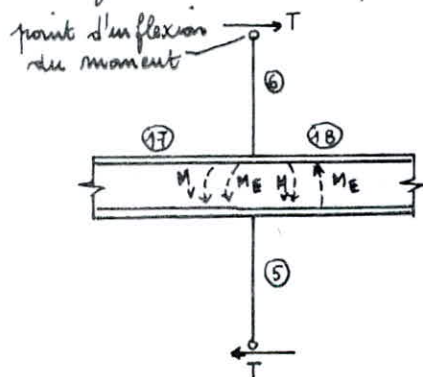


diagramme de l'effort tranchant

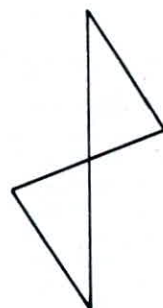


Diagramme du moment fleussant.

Les moments dû au séisme (M_e) dans les poutres situées de part et d'autre du poteau agissent dans le même sens par conséquent ils s'ajoutent alors que les moments dûs aux charges verticales (M_v) agissent dans le sens contraire \Rightarrow il se retranchent:

au noeud 6

$$M_{176} = -10.00 \text{ t.m}$$

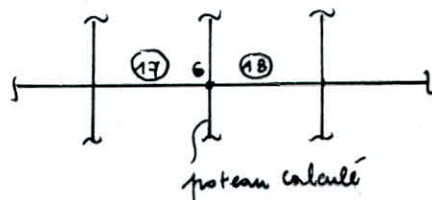
$$M_{17Q} = -6.38 \text{ t.m}$$

$$M_{17E} = 32.01 \text{ t.m}$$

$$M_{106} = -9.22 \text{ t.m}$$

$$M_{10Q} = -6.12 \text{ t.m}$$

$$M_{10E} = 32.98 \text{ t.m}$$



le moment résultant dans le nœud G :

$$M = \sum M_G + \sum M_B + \sum M_E \quad (\text{Somme algébrique}).$$

soit $M = 66,11 \text{ t.m.}$

Ce moment est équilibré par un couple de force développé dans les semelles inférieure et supérieure de la poutre

$$F \approx \frac{M}{0,95 h_b} = \frac{66,11}{0,95 \times 0,5} = 139,2 \text{ t.}$$

ou F : désigne la force de compression ou de traction dans la Semelle de la poutre.

l'effort tranchant dans la zone panneau :

$$F_1 = \text{Max} (F - F_2, F - F_3)$$

ou F_2 : effort tranchant dans le poteau inférieur.

F_3 : effort tranchant dans le poteau supérieur.

$$T_{5a} = 0,9 \text{ t} ; T_{5b} = 0,09 \text{ t} ; T_{5c} = 23,29 \text{ t} \Rightarrow F_2 = \sum T_5 = 24,28 \text{ t.}$$

$$T_{6a} = 1,86 \text{ t} ; T_{6b} = 0,36 \text{ t} ; T_{6c} = 20,86 \text{ t} \Rightarrow F_3 = \sum T_6 = 23,08 \text{ t.}$$

$$F_3 < F_2 \Rightarrow F_1 = F - F_3 = 139,2 - 23,08 = 116,12 \text{ t.}$$

$$\underline{F_1 = 116,12 \text{ t}}$$

Vérification du cisaillement du poteau :

$$F_1 < T_R = 0,55 \sigma_{en} A_a$$

A_a : section de l'âme du poteau.

poteau HEA 500 : $T_R = 0,55 \times 30 \times 444 \times 12 = 87,912 \text{ t.}$

Comme $F_1 > T_R \Rightarrow$ on doit disposer une plaque double

l'effort maximal équilibré par l'âme du poteau étant $87,912 \text{ t}$ la différence doit être équilibrée par la plaque double.

$$F - T_R = 116,1 - 87,912 = 28,187 \text{ t.}$$

$$F \leq T_{R\text{plaque}} = 0,55 \sigma_{en} A_{\text{plaque}} \Rightarrow A_{\text{plaque}} \geq \frac{F}{0,55 \sigma_{en}} = \frac{28,187 \cdot 10^3}{0,55 \times 30}$$

Soit $A \geq 1708,303 \text{ mm}^2$.

or b est fixé $b = 444 \text{ mm}$

$$A = b \cdot e \Rightarrow e \geq \frac{A}{b} = \frac{1708,303}{444} \approx 3,85 \text{ mm.}$$

on adopte une plaque d'épaisseur $\underline{e = 5 \text{ mm}}$.

d'où $t = 12 + 5 = 17 \text{ mm}$.

$$\text{Soit } V = 0.55 \times 30 \times 490 \times 17 \left[1 + \frac{3.300 \times 23^2}{500 \times 490 \times 17} \right] = 153.156 \text{ t}$$

$$\underline{V = 153.156 \text{ t}}$$

$$\text{et } F = V + T_R = 153.156 + 87.912 \text{ t} = 251.068 \text{ t}$$

Moment développé dans la zone panneau:

$$M_{z_p} = 0.95h \cdot F = 0.95 \times 0.5 \times 251.068 = 119.25 \text{ t}\cdot\text{m}$$

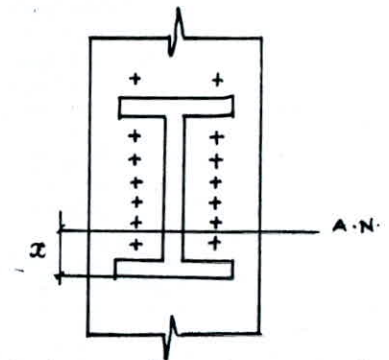
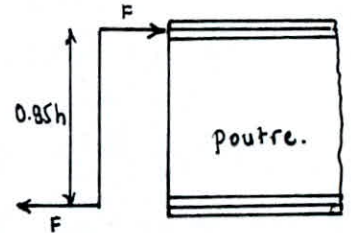
$$M = \min(M_p, M_{z_p}) = M_p = 66 \text{ t}\cdot\text{m}$$

et l'assemblage frontal sera donc dimensionné sous le moment plastique de la poutre.

- Sollicitation : $M_p = 66 \text{ t}\cdot\text{m}$

- position de l'axe neutre:

$$x = e_s \sqrt{\frac{b}{t_s}} = 16 \sqrt{\frac{200}{10.2}} = 70.85 \text{ mm}$$



On dimensionne les boulons sous l'action

du moment plastique seul ceci en calculant l'effort de traction maximal le comparer à l'effort de précontrainte N_0 .

Après le Chapitre "assemblage"

$$\text{la force de traction maximal } F_G = \frac{M}{2} \frac{d_6}{\sum d_i^2} \quad \text{soit } F_G = \frac{66}{2} \times 0.9526 = 31.436 \text{ t}$$

la condition de résistance s'écrit:

$$N = F_G \leq N_0 = 0.8 \sigma_{en} \cdot A_r$$

On choisit des boulons de haute résistance $\Rightarrow \sigma_{en} = 90 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$.

$$\text{d'où } A_r \geq \frac{N}{0.8 \sigma_{en}} = \frac{31.436 \cdot 10^3}{0.8 \times 90} = 436.61 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons $\phi 27$ de section résistante $A_r = 459 \text{ mm}^2$.

le choix final

14 Boulons $\phi 27$ de Classe 10-9

2- zone panneau poutre poteau

-a- Résistance de la Zone panneau:

On vérifie la résistance au cisaillement de cette zone. la résistance au cisaillement du noeud doit être suffisante pour résister l'effort tranchant

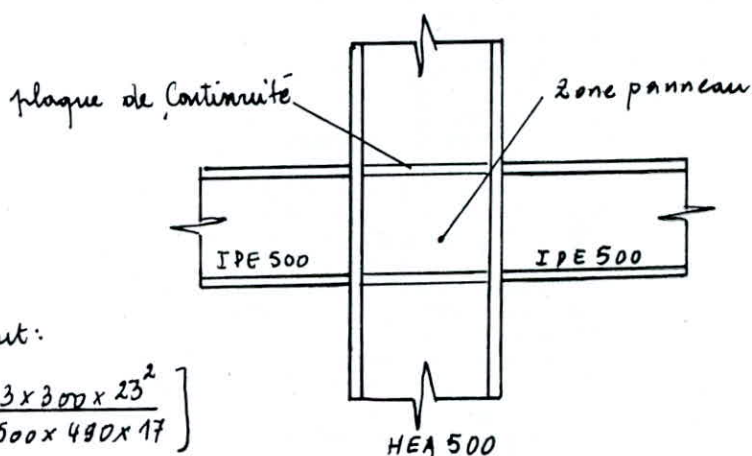
Provenant de la combinaison des moments agissant dans la poutre ($M_G + M_R + 1.85 M_E$) mais cette résistance ne doit pas dépasser, celle donnée par la somme des moments plastiques ($\sum 0.8 M_R$) des poutres encadrant le poteau.

La résistance au cisaillement de la zone panneau

$$V = 0.55 \sigma_{\text{cm}} h_c \cdot t \left[1 + \frac{3 b_c \times \epsilon_s^2}{h_b \cdot h_c \cdot t} \right] \quad (1).$$

Exemple de calcul.

Noeud 6



1) Résistance au cisaillement:

$$V = 0.55 \times 30 \times 490 \times 17 \left[1 + \frac{3 \times 300 \times 23^2}{500 \times 490 \times 17} \right]$$

soit $V = 153,156 \text{ t}$.

2) Résistance au cisaillement correspondant à $0.8 \sum M_R$:

pour IPE 500 : $M_R = Z \cdot \sigma_{\text{cm}} = 66 \text{ t.m.}$

$$0.8 (M_{R1} + M_{R2}) = 1.6 M_R = 1.60 \times 66 = 105.6 \text{ t.m.}$$

Ce moment est équilibré par un couple de force :

tel que : $F = \frac{1.6 M_R}{0.95 h} = \frac{105.6}{0.95 \times 0.5} = 222,32 \text{ t.}$

La résistance au cisaillement est donnée par :

$$F_1 = F - T_R = 222.32 - 87.912 = 134.4 \text{ t.}$$

La résistance au cisaillement dans la zone panneau sera déterminée d'après :

$$\text{Min} (F_1, V) = F_1 = 134.4 \text{ t.}$$

3) L'effort de cisaillement donné par la combinaison : $M_G + M_R + 1.85 M_E$.

- poutre 17 :

$$M_{17G} = -10.00 \text{ t.m.} ; M_{17E} = -32.01 \text{ t.m.}$$

$$M_{17R} = -6.38 \text{ t.m.}$$

poutre 18 :

$$M_{18G} = -9.22 \text{ t.m.} ; M_{18E} = 32.98 \text{ t.m.}$$

$$M_{18R} = -6.12 \text{ t.m.}$$

Moment résultant dans le Noeud G :

$$M = 1.85 (M_{17E} + M_{18E}) + (M_{17V} - M_{18V}) \\ = 1.85 (32.01 + 32.98) + 1.12 = 121.35 \text{ t.m.}$$

$$M = 0.95 h F \Rightarrow F = \frac{M}{0.95 h} = \frac{121.35}{0.95 \times 0.5} = 255.5 \text{ t.}$$

L'effort tranchant dans la zone panneau :

$$F_1 = F - F_3 = 255.5 - 23.08 = 232.42 \text{ t.}$$

Comme $F_1 > 134.4 \text{ t}$ \Rightarrow il faut renforcer la zone panneau avec une autre plaque double de manière à ce que l'effort tranchant correspondant à $(t + 2 \times 1.85 E)$ soit inférieur à la résistance de la zone panneau.

- On prévoit 2 plaques d'épaisseur. Chacune $e = 7.5 \text{ mm}$ soudées de part et d'autre de l'âme du poteau.

donc : $t = 12 \times 2 \times 7.5 = 27 \text{ mm.}$

$$\text{d'où } V = 0.55 \times 30 \times 490 \times 27 \left[1 + \frac{3 \times 300 \times 27^2}{500 \times 490 \times 27} \right] = 234 \text{ t.}$$

$$F_1 = 232.42 \text{ t} < V = 234 \text{ t} \quad \text{résistance au cisaillement vérifiée}$$

-b. Epaisseur de la zone panneau :

L'épaisseur de la zone panneau est donnée par la formule suivante :

$$t_z \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (2).$$

avec :
 d_z : profondeur de la zone panneau entre les 2 plaques de continuité
 w_z : largeur de la zone panneau entre les semelles du poteau.
 t_z : est calculée sans inclusion de l'épaisseur de la plaque double à moins que la plaque double soit soudée directement à l'âme du poteau pour éviter le voilement de la plaque.

$$d_z = h_b - 2e_{sb} = 500 - 2 \times 16 = 468 \text{ mm.}$$

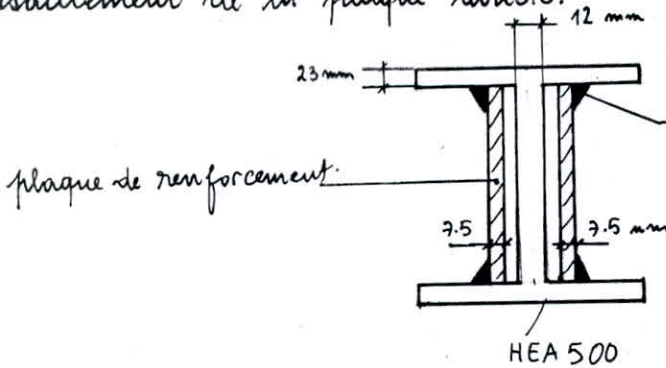
$$w_z = h_c - 2e_{sc} = 490 - 2 \times 23 = 444 \text{ mm.}$$

$$t_z \geq \frac{468 + 444}{90} = 10.133 \text{ mm}$$

Comme $t_z = e_{sc} = 12 \text{ mm} > 10.133$, condition vérifiée.

c. Disposition de la plaque double dans la zone panneau :

La plaque double doit être placée à une distance inférieure à 1.6 mm à partir de l'âme du poteau, soude le long de sa hauteur. Le cordon de soudure doit avoir la capacité de développer la résistance au cisaillement de la plaque double.



Soudure d'angle le long de la hauteur de la plaque double
 $e_{pr} \geq 4.76 \text{ mm}$ soit $e = 5 \text{ mm}$

-3- rapport largeur épaisseur

Cette section recommande d'utiliser des sections de poutre tel que :

$$\frac{b}{2t} \leq \frac{136}{\sqrt{\sigma_{en}}}$$

σ_{en} en MPa.

• Poutre de plancher terrasse :

$$\left. \begin{array}{l} \text{IPE 400 : } b = 180 \text{ mm.} \\ t = 13.5 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{b}{2t} = \frac{180}{2 \times 13.5} = 6.66 < \frac{136}{\sqrt{300}} = 7.85$$

Condition satisfaite

• Poutre du plancher courant :

$$\left. \begin{array}{l} \text{IPE 500 : } b = 200 \text{ mm.} \\ t = 16 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{b}{2t} = \frac{200}{2 \times 16} = 6.25 < 7.85 \text{ vérifié}$$

-4- rapport de résistance

Pour chaque noeud le rapport du moment des poteaux à celui des poutres doit satisfaire à la condition suivante

$$\sum Z_c (\sigma_{en_c} - \sigma) / \sum Z_b \sigma_{en_b} > 1 \quad (3)$$

avec :

Z_c : module de résistance plastique du poteau.

σ_{en_c} : contrainte limite d'élasticité du matériau constituant le poteau

σ_{en_b} : " " " " " " " la poutre

Z_b : module de résistance plastique de la poutre

σ : contrainte de compression simple dans le poteau.

Exception: Cette recommandation n'est pas nécessairement applicable dans les cas suivants, pourvu que la limitation pour les poutres indiquée dans le paragraphe 3 soit aussi appliquée aux poteaux.

- (1) Pour les poteaux dont la contrainte de compression $\sigma \leq 0.4 \sigma_{en}$ pour toutes les combinaisons de calcul.
- (2) Pour les poteaux des différents étages ou l'effort tranchant de niveau dépasse de 50% celui du niveau précédent.
- (3) Pour les poteaux qui ne contribuent pas dans la résistance à la l'effort tranchant de niveau.

- Limitation du rapport $\frac{b}{2t}$ pour les poteaux:

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la formule (3) si les poteaux satisfont à la condition suivante:

$$\frac{b}{2t} \leq \frac{136}{\sqrt{\sigma_{en}}} = \frac{136}{\sqrt{300}} = 7.85$$

- 1) HEA 340: $b = 300 \text{ mm}$, $t = 16.5 \text{ mm}$ } $\rightarrow \frac{b}{2t} = \frac{300}{33} = 9.091 > 7.88$ (condition non vérifiée)
- 2) HEA 280: $b = 280 \text{ mm}$, $t = 13 \text{ mm}$ } $\rightarrow \frac{b}{2t} = \frac{280}{13 \times 2} = 10.77 > 7.88$ (condition non vérifiée)
- 3) HEA 500: $b = 300 \text{ mm}$, $t = 23 \text{ mm}$ } $\rightarrow \frac{b}{2t} = \frac{300}{2 \times 23} = 6.52 < 7.88$ (condition satisfaite).

On doit satisfaire la condition (3) pour les poteaux HEA 280 et HEA 340

* Poteau ① HEA 340 Noeud 5

• poteau 1:

$$Z_c = 2.5 = 2 \times 925 = 1850 \text{ cm}^3$$

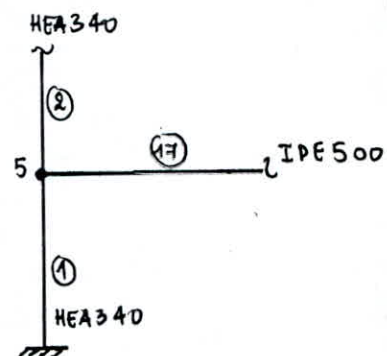
$$f_{en_c} = 30 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{85.10}{133.5} = 6.37 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < 0.4 \sigma_{en} = 12$$

• poutre 17:

$$Z_b = 2 \times 1100 = 2200 \text{ cm}^3$$

$$f_{en_b} = 30 \text{ daN/mm}^2$$



Poteau 2:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{59.71}{133.5} \times 10 = 4.47 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < 0.4 \cdot \sigma_{en} = 12 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sum Z_c (\sigma_{en_c} - \sigma)}{\sum Z_b \cdot \sigma_{en_b}} = 1850 \frac{[(30 - 6.37) + (30 - 4.47)]}{2200 \times 30} = 1.39 > 1 \quad (\text{Condition satisfait})$$

* Poteau ⑦ HEA 340 : Noeud 21

• poteau 7

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{45.68}{133.5} \times 10 = 3.42 < 0.4 \cdot \sigma_{en}$$

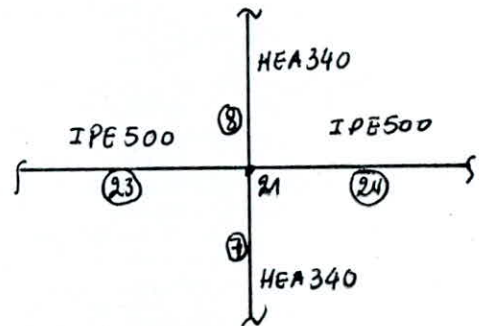
$$Z_c = 1850 \text{ cm}^3$$

• poteau 8:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{19.36}{133.5} \times 10 = 1.45 < 0.4 \sigma_{en}$$

$$Z_c = 1850 \text{ cm}^3$$

• Poutre 23 et 24: $Z_b = 2200 \text{ cm}^3$



$$\frac{\sum Z_c (\sigma_{en} - \sigma)}{\sum Z_b \cdot \sigma_{en_b}} = 1850 \frac{[(30 - 3.42) + (30 - 1.45)]}{2 \times 2200 \times 30} = 0.773 < 1$$

Condition non satisfaite on doit augmenter la dimension du poteau on adopte HEA 400

$$Z_c = 2 \times 1280 = 2560 \text{ cm}^3 ; A = 159 \text{ cm}^2$$

• poteau 7: $\sigma = \frac{N}{A} = \frac{45.68}{159} \times 10 = 2.873 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$

• poteau 8: $\sigma = \frac{N}{A} = \frac{19.36}{159} = 1.22 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$

d'où: $2560 \frac{[(30 - 2.873) + (30 - 1.22)]}{2 \times 2200 \times 30} = 1.084 > 1$ condition satisfait

* Poteau ③ HEA 280 Noeud 19

• poteau 3: $\sigma = \frac{N}{A} = \frac{34.35}{97.3} \times 10 = 3.53 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$

$$Z_c = 1112 \text{ cm}^3$$

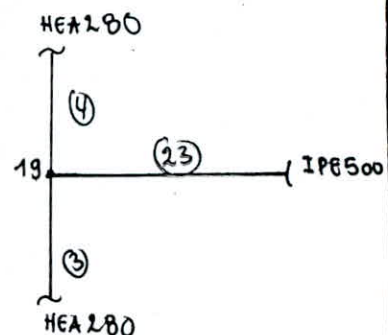
• Poteau 4: $\sigma = \frac{N}{A} = \frac{11.79}{97.3} \times 10 = 1.212 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$

$$Z_c = 1112 \text{ cm}^3$$

• poutre 23: $Z_b = 2200 \text{ cm}^3$

d'où: $1112 \frac{[(30 - 3.53) + (30 - 1.212)]}{2200 \times 30} = 0.931 < 1$

On adopte HEA 300



on obtient: $1384 \frac{[(30 - 3.053) + (30 - 1.048)]}{2200 \times 30} = 1.12 > 1$ condition satisfaite
La formule (3) montre la chose suivante.

Il faut que la résistance à la flexion des poteaux soit supérieure à celle des poutres pour que la plastification se fait au niveau des poutres. C'est là où on aura plusieurs points de dissipation d'énergie.

Cette formule affecte surtout les bâtiments à grande hauteur car dans les niveaux supérieurs la dimension des poteaux est faible devant celle des poutres, et pour pouvoir satisfaire cette condition il faut trouver un compromis entre ductilité et prix.

-5- entretoisements des poutres

Pour prévenir la poutre contre le déversement on doit entretoiser latéralement les semelles de cette dernière, ces entretoisements doivent être disposés au niveau d'application des charges concentrées là où la rotule plastique est susceptible de se former.

L'espacement des solives doit être inférieur à $96 i_{\min}$ ou $i_{\min} =$ rayon de giration minimal de la poutre.

dans notre cas l'espacement des solives est de 1.8 m.

- poutre IPE 500 : $i_{\min} = \min(r_x, r_y) = \min(20.4, 4.31) = 4.31 \text{ cm}$.

$96 i_{\min} = 96 \times 4.31 = 4.14 \text{ m} > 1.8 \text{ m}$ (vérifiée).

- poutre IPE 400 : $i_{\min} = r_y = 3.95 \text{ cm}$.

$96 i_{\min} = 96 \times 3.95 = 3.792 \text{ m} > 1.8 \text{ m}$ (vérifiée).

• les Semelles supérieures sont empêchées de se déverser

• les Semelles inférieures par contre au niveau des appuis sont comprimées sous l'action du moment négatif par conséquent susceptibles de se déverser pour cela on disposera des raidisseurs soudés à la Semelle qui prennent appui sur la Semelle inférieure des Solives.

-6- section de semelle des poutres

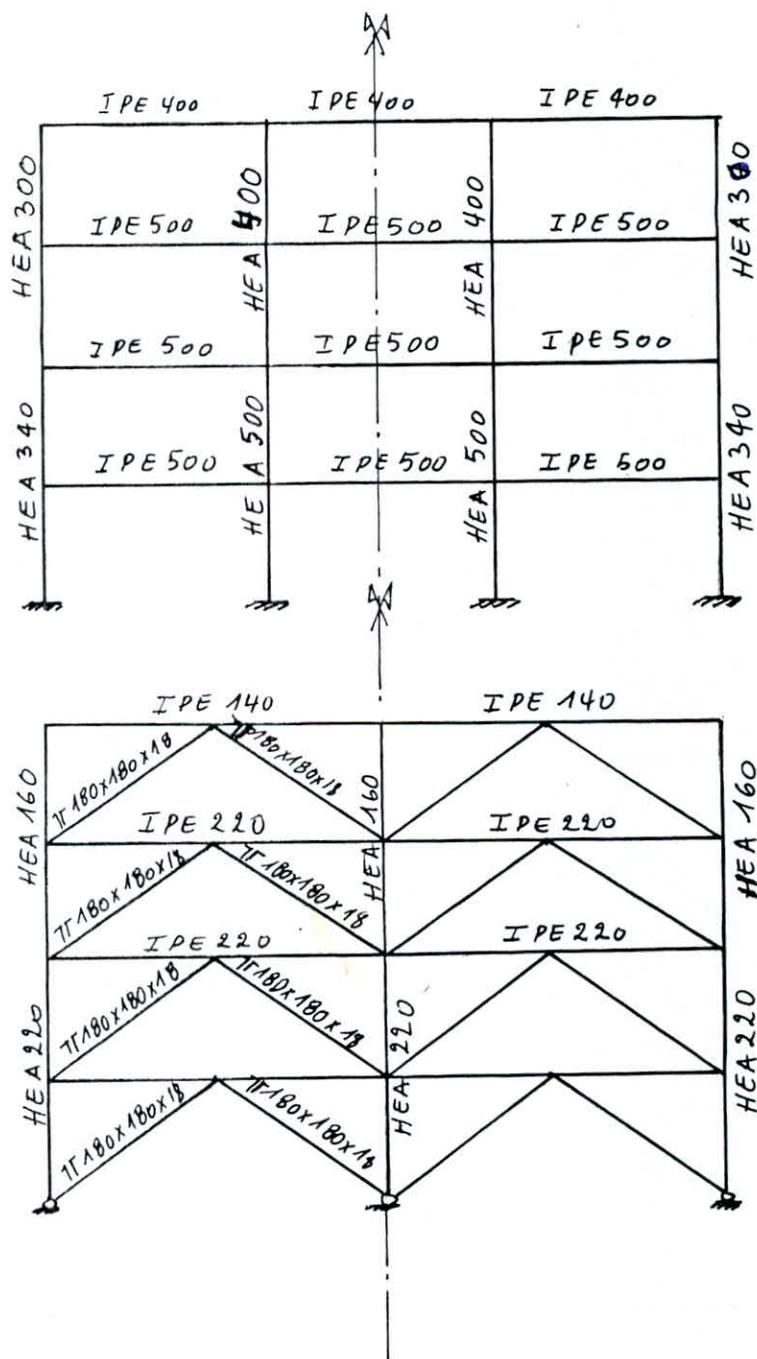
Le changement brusque de section des Semelles n'est pas permis aux endroits de formation de la rotule plastique.

calcul des déplacements laterales

Le déplacement lateral est calculé en tenant compte de l'effet du moment et de l'effort tranchant en utilisant les longueurs nettes des poteaux et des poutres, de l'effet des déformations axiales des poteaux de la rotation et de la distorsion de la zone panneau.

On peut s'en passer de ce calcul en basant les calculs sur la ligne neutre de la poutre et du poteau.

Dimensions des Portiques Après Application des Règles SEAOC:



CHAPITRE 8

CONCLUSION

CONCLUSION

Dans cette section on déterminera l'augmentation de la quantité d'acier en poids après application des règles de ductilité, ce qui revient à

- 1) calculer le poids du système de résistance dans le sens autostable
 - 2) calculer le poids du système de résistance dans le sens contreventé
 - 3) calculer le poids du portique autostable après application des règles de ductilité du RPA
 - 4) calculer le poids du portique contreventé (palés) après application des règles RPA
 - 5) même chose que 3) et 4) mais après application des règles de ductilité recommandées par le SEAOC
- on calculera les différents rapports en poids.

On peut aller au delà de ceci en localisant le niveau d'augmentation d'acier, ce, ci en calculant l'augmentation d'acier indépendamment pour chaque élément du portique autrement dit

$$\bullet \frac{\text{Poids des traverses SEAOC}}{\text{Poids des traverses RPA}} ; \bullet \frac{\text{Poids des traverses RPA}}{\text{Poids des traverses}} ; \bullet \frac{\text{Poids des traverses SEAOC}}{\text{Poids des traverses}}$$

même chose pour les diagonales et les montant (pour le portique contreventé)

pour le portique autostable on effectue les mêmes calculs pour les poteaux et les poutres

les résultats seront donnés sous forme de tableaux

- Poids de la palée de stabilité

1) Diagonales:

• 4 TF 120x120x10 → 370.63709 kg.

• 8 TF 120x120x8 → 598.72145 kg.

• 4 TF 100x100x7 → 219.93849 kg.

2) poteaux :

• 3 HEA 220 → 1090.8 kg.

• 3 HEA 160 → 656.64 kg.

3) poutres

• 6 IPE 180 → 812.16 kg.

• 2 IPE 140 → 184.32 kg.

poids total : $P_1 = 3.933217 t$

- Poids de la palée après Application des règles de ductilité du RPA.

1) Diagonales:

4 TF 120x120x12 → 439.87699 kg.

4 TF 120x120x8 → 295.36073 kg.

4 TF 120x120x10 → 370.63709 kg.

4 TF 100x100x8 → 248.44904 kg.

2) Poteaux.

3 HEA 220 → 1090.8 kg.

3 HEA 160 → 656.64 kg.

3) Poutres :

6 IPE 180 → 812.16 kg.

2 IPE 140 → 184.32 kg.

poids total : $P_2 = 4.1022439 t$

- Poids de la palée après application des règles de ductilité du SEAOC :

1) Diagonales:

16 TF 180x180x18 → 3958.8929 kg.

2) poutres

- 6 IPE 240 \rightarrow 1326.24
- 2 IPE 140 \rightarrow 184.32 kg.

3) poteaux:

- 3 HEA 220 \rightarrow 1090.8 kg
- 3 HEA 160 \rightarrow 656.64 kg.

Poids total $P_3 = 7.2168929t$

- Poids du portique autoportant:

1) poteaux:

- 2 HEA 500 \rightarrow 2.232t
- 4 HEA 340 \rightarrow 3.024t.
- 2 HEA 180 \rightarrow 1.10016t

2) poutres:

- 9 IPE 500 \rightarrow 5.87736t
- 3 IPE 400 \rightarrow 1.43208t.

Poids total: $P'_1 = 13.6656t$

- Poids du portique autoportant apres application des regles du RPA.

1) poteaux:

- 6 HEA 400 \rightarrow 5.4t
- 2 HEA 500 \rightarrow 2.232t.

2) poutres \rightarrow

- 9 IPE 500 \rightarrow 5.87736t
- 3 IPE 400 \rightarrow 1.43208t

Poids total: $P'_2 = 14.94144t$

Poids du portique autoportant apres application des regles du SEAOC:

1) poteaux:

- 2 HEA 300 \rightarrow 1.27152t
- 2 HEA 340 \rightarrow 1.512t
- 2 HEA 400 \rightarrow 1.800t
- 2 HEA 500 \rightarrow 2.232t.

2) poutres:

- 3 IPE 400 \rightarrow 1.43208t.
- 9 IPE 500 \rightarrow 5.87736t.

Poids total: $P'_3 = 14.12496t$

Calcul de l'augmentation du poids d'acier dans les portiques:

a) portique autostable.

$\left(\frac{P'_2 - P'_3}{P'_2}\right) \times 100$	$\left(\frac{P'_2 - P'_1}{P'_2}\right) \times 100$	$\left(\frac{P'_3 - P'_1}{P'_3}\right) \times 100$
5.46%	8.54%	3.25%

b) portique contreventé

$(P_3 - P_2 / P_3) \times 100$	$(P_3 - P_1 / P_3) \times 100$	$(P_2 - P_1 / P_2) \times 100$
43.16%	45.5%	4.12%

Calcul de l'augmentation du poids d'acier dans les montants

$(P_{m3} - P_{m2} / P_{m3}) \times 100$	$(P_{m3} - P_{m1} / P_{m3}) \times 100$	$(P_{m2} - P_{m1} / P_{m2}) \times 100$
0%	0%	0%

Calcul de l'augmentation du poids d'acier dans les traverses.

$(P_{t3} - P_{t2} / P_{t3}) \times 100$	$(P_{t3} - P_{t1} / P_{t3}) \times 100$	$(P_{t2} - P_{t1} / P_{t2}) \times 100$
34%	34%	0%

Calcul de l'augmentation du poids d'acier dans les diagonales.

$(Pd_3 - Pd_2 / Pd_3) \times 100$	$(Pd_3 - Pd_1 / Pd_3) \times 100$	$(Pd_2 - Pd_1 / Pd_2) \times 100$
65.69%	69.96%	12.44%

Calcul de l'augmentation du poids d'acier dans les poutres du portique auto stable.

$(Pb_3 - Pb_2 / Pb_3) \times 100$	$(Pb_3 - Pb_1) / Pb_2 \times 100$	$(Pb_2 - Pb_1 / Pb_2) \times 100$
0%	0%	0%

Calcul de l'augmentation du poids d'acier dans les poteaux du portique auto stable.

$(Pc_2 - Pc_3 / Pc_2) \times 100$	$(Pc_2 - Pc_1 / Pc_2) \times 100$	$(Pc_3 - Pc_1 / Pc_3) \times 100$
10.7%	16.72%	6.74%

Le qu'on peut conclure :

- l'augmentation du % d'acier dans les montants = 0% , elle est de 34% pour les traverses et elle est d'environ 70% pour les diagonales
- l'augmentation considerable du %^{age} d'acier dans les diagonales signifie qu'elles sont les plus touchées par le séisme et la ruine se fait à leur niveau
- l'augmentation du %^{age} d'acier dans les poutres du portique auto stable est pratiquement nul , les poutres calculées en élasticité

sont ductiles et se comportent correctement vis-à-vis des séismes de forte intensité

- Une légère augmentation dans le poids des poteaux de l'ordre de 16.72% est obtenue ^{et} la ruine se produit elle se fera au niveau des poteaux

- Ceci montre bien évidemment que le portique autostable est suffisamment ductile que l'augmentation d'acier est faible.

- L'augmentation du pourcentage d'acier dans le portique contreventé est de 45.5% ce qui explique que le portique contreventé est très rigide et il n'a pas la capacité de se déformer au delà de la limite d'élasticité, et pour le rendre ductile il convient d'augmenter la section de ses éléments par application des détails fournis par les règles RPA et SEAOC

- Alors que le portique autostable est suffisamment ductile et moins rigide le portique contreventé a un comportement inverse

- Après application des règles de ductilité on obtient ^{une} structure suffisamment ductile ayant la capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

Bibliographie

- [1]: regles parasismiques Algeriennes (RPA88)
Ed DTR B.C 2-48.
- [2]: regles CM; regles de calcul des constructions en acier;
ED EYROLLES 1982.
- [3]: M DAUDI - M RILI - A SALHI; Conception et calcul des
structures soumises aux seismes; ED OPU.
- [4]: Groupe d'Ingenieurs; Aide Memoir d'RDM; ED DUNOD.
- [5]: Jean MOREL; Conception et calcul des structures Metalliques
ED EYROLLES.
- [6]: Groupe d'Ingenieurs; CODE SEAOC 1986
- [7]: techniques de l'Ingenieurs.

