

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : *Génie civil*

PROJET DE FIN D'ETUDES

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
SUJET

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

*Batiment administratif*

*Ossature métallique*

*R+4*

Proposé par :

*Batimetal*

Etudié par :

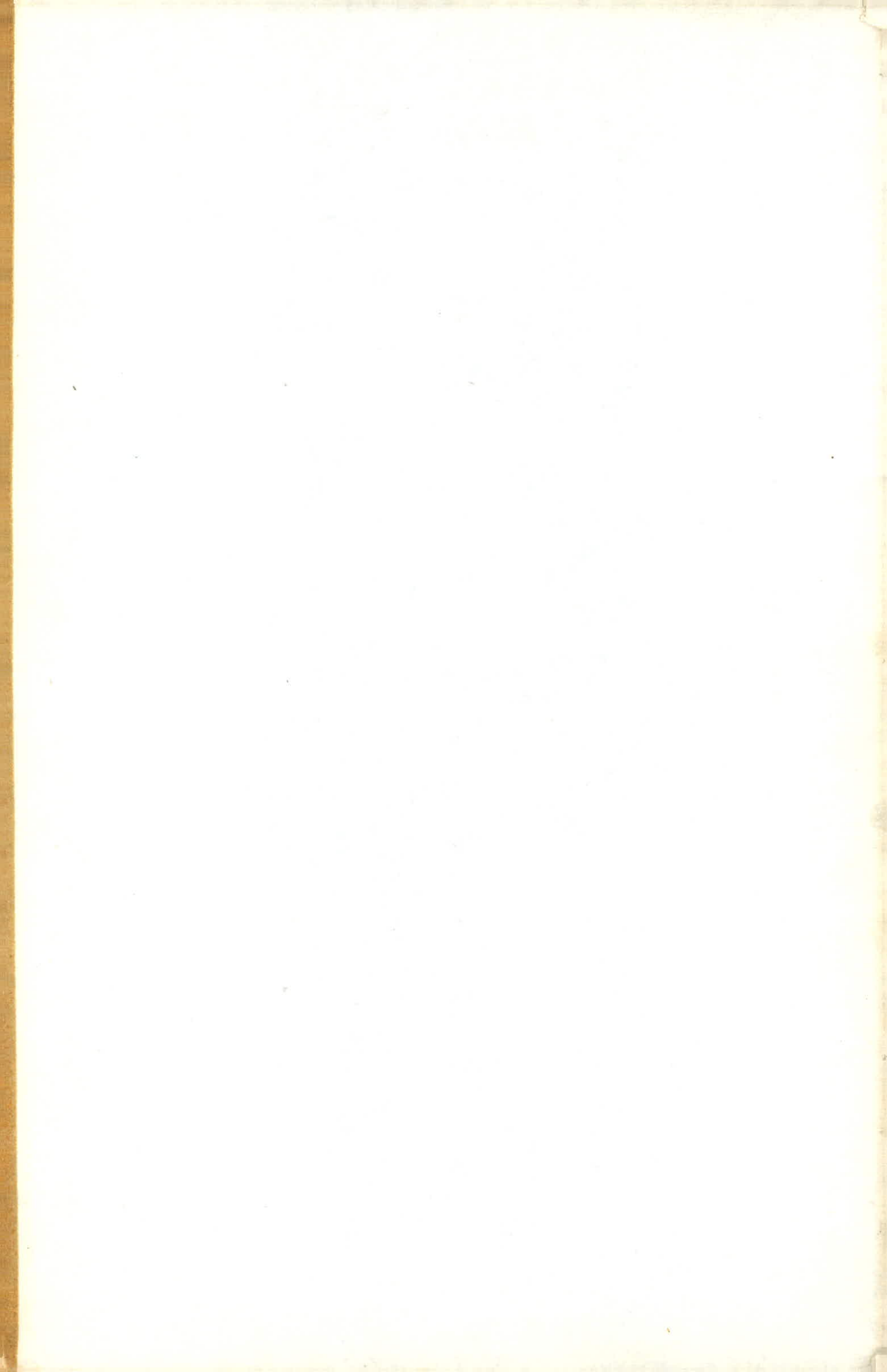
*E. Chakal*  
*S. Hassissi*

Dirigé par :

*H. Mostefai*  
*B. Terchi*



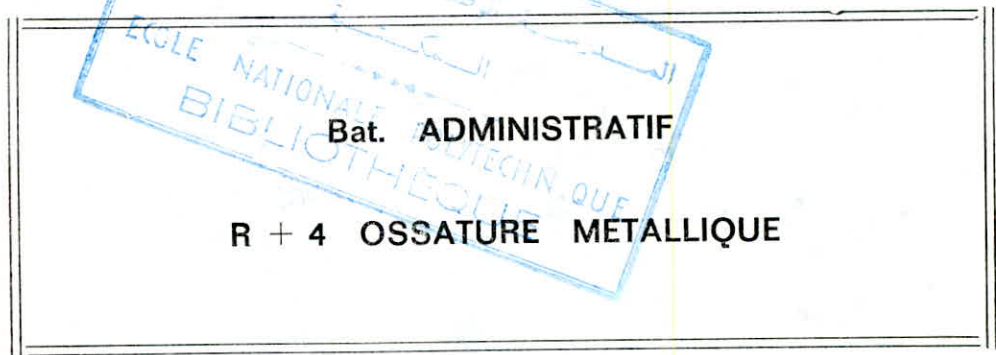
PROMOTION : *janvier 84*



E. N. P. A.  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

# Projet de Fin d'Etudes



Proposé par : **BATIMETAL**

Etudié par : — **CHAKAL Embarek**  
— **HASSISSI Salah.**

Dirigé par :  
— **MOSTEFAI H.**  
— **TERCHI B.**

Session : Janvier 1984

# Remerciements

Nous tenons à remercier vivement nos promoteurs  
M<sup>r</sup> H. MOSTEFAI et M<sup>r</sup> B. TERCHI pour leurs aides  
et leurs conseils si efficaces et précieux.

Nous tenons à leur exprimer toute notre gratitude  
Nous remercions également tout le personnel du BATIMETAL  
et particulièrement ceux de :

- La section génie civil
- La section charpente métallique
- Service informatique.

pour l'assistance et la disponibilité qu'ils ont bien voulu nous  
prêter.

Nos plus sincères remerciements à tous les enseignants qui ont  
contribué de près ou de loin à notre formation.

Ainsi nous remercions les membres du jury qui nous font  
l'honneur de juger notre travail.

---

CHAKAL Embarek  
et HASSISSI Salah

## لله فداء

إلى علة كياني ووجودي، إلى من أفق عمره وشبابه في  
إلى من أنار الطريق وكان خير صديق، إلى شعلة  
الصفاء وكل الوفاء.

إلى ربيعي النظر ...

إلى البسمة الحلوة، وكل الأمل والرجاء ...

إلى أمي ...

إلى أبي ...

إلى كل الأحباب ...

أقدم بحثي لهذا مع الدعاء وكل الرجاء أن يديم  
المولى على كل البشر نعمة الأبوة والأمومة.

آمين

مبارك مقال

# Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A

- ma famille  
- mes amis

H.S.

## Table des matières

<u>Chapitre</u>	<u>page</u>
— <u>Introduction</u>	
. Présentation de l'ouvrage. -----	1
. Caractéristiques des matériaux. -----	4
— <u>Prédimensionnement</u>	12
— <u>Calcul des éléments</u>	
. Dalle. -----	20
. Plancher collaborant. -----	26
. Escalier. -----	36
— <u>Étude au Vent</u>	43
— <u>Étude au séisme</u>	48
— <u>Vérification de l'ossature</u>	
. Éléments du Portique ( Poteaux - Poutres - Diagonales) -----	81
. Déformations horizontales -----	93
— <u>Assemblages</u>	
. Poteau - Poutre (cas d'une articulation) -----	128
. Diagonales de contreventements -----	135
. Coeur-joints des poteaux -----	138
. Assemblage Poutre-Platine - Poteau (cas d'un encastrement) -----	149
— <u>Attache poutre sur poutre</u>	160
— <u>Fondations</u>	168

# INTRODUCTION



Etude architecturale.

Présentation de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage administratif d'ossature métallique.

Le projet a été proposé par le BATIMETAL dont l'implantation est à Abin-Defla (EL-ASNAM) zone de forte sismicité.

Le bâtiment est composé d'un rez de chaussée et de 4 étages (R+4) plus une salle de machineries au niveau terrasse.

Les dimensions en plan sont les suivantes :

Longueur totale du bâtiment 29,00 m.

Largeur totale du bâtiment 22,00 m.

Hauteur totale du bâtiment 22,02 m avec salle de machines y comprise.

on a une surface de 638 m<sup>2</sup> par niveau, 100 m<sup>2</sup> pour la machinerie au niveau terrasse.

Ossature :

Bâtiment à ossature métallique, composée de Portiques et de poutres de stabilité, ces dernières assurent la stabilité de l'ossature dans les deux directions principales et cela par des contreventements verticaux entre files de poteaux.

Planchers :

Les planchers en béton armé sont tous conçus pour assurer à chacun des étages le report aux poutres de stabilité des efforts horizontaux. Cette commodité suppose que la dalle est ancrée aux poutres ou enrobe les poteaux.

### ⊗ Constitution des planchers à ossature métallique.

Les planchers à ossature métallique sont essentiellement constitués par :

- une ossature métallique, élément porteur.
- un élément prenant appui sur l'ossature métallique et réalisant le plan d'utilisation. cet élément doit être capable de reporter sur les éléments porteurs (éléments de l'ossature métallique) les charges et les surcharges du plancher.
- sous l'ossature métallique, mais généralement suspendue à celle-ci un plafond destiné à soutenir cette ossature et augmenter le rôle isolant du plancher.

La grande inertie transversale des planchers leur permet de participer efficacement à la stabilité des bâtiments.

### ⊗ Constitution de l'ossature métallique. Dispositions de principes adoptées.

L'ossature métallique des planchers est essentiellement constituée par de petites poutres appelées solives, disposées parallèlement et également espacées. dans notre cas les solives prennent appui sur les poutres, elles sont espacées de 1,20 m sur lesquelles on met une tôle ondulée (TN 40) qui sert comme coffrage perdu pour la dalle en béton armé du plancher. l'effet de non glissement entre la dalle en béton armé et le métal est assuré par des connecteurs.

donc ce type de plancher est appelé Plancher collaborant.

Façades :

panneaux avec mode de fixation pour les façades secondaires qui sont contreventées.

### Escaliers + ascenseur :

Notre bâtiment est muni par une seule cage d'escaliers métalliques et comporte aussi un ascenseur.

### Revetements :

- en céramique dans les salles d'eau.
- faux plafond, carrelages pour les planchers.

### Coffrage :

Le type de coffrage retenu est "coffrage traditionnel" pour les fondations seulement, "coffrage perdu" avec la tôle ondulée (TN40) pour les planchers.

### Dessins - Plan d'architecture :

- \* façade principale avant.
- \* façade principale arrière.
- \* façade secondaire
- \* coupe transversale du bâtiment.
- \* Vue en plan rez de chaussée.
- \* Vue en plan à étage courant
- \* Vue en plan du dernier étage (machinerie).

### Caractéristiques des matériaux utilisés :

#### 1° Aciers :

on utilise l'acier E24 qui est le plus communément employé dans la charpente du bâtiment, sa limite inférieure d'élasticité est égale à  $24 \text{ daN/mm}^2$  ( $24 \text{ kgf/mm}^2$ )

Classification des aciers suivants profils :

- \* tôles fortes dont les épaisseurs sont supérieures à 5 mm.  
on utilise la tôle striée qui est livrée en feuilles.
- \* Cornières : ce sont des laminés à 2 branches perpendiculaires  
on utilise des cornières à ailes égales et des doubles cornières à ailes égales.
- \* Les Poutrelles : on utilise pour les solives des IPE, pour les poutres (IPE, HEA, HEB) pour le cas d'une charge concentrée importante. les poteaux sont en HEA et HEB.  
pour les poutres d'escaliers on utilise des UAP.

Assemblages :

\* Boulons ordinaires :

- qualités des vis et des écrous : (  $\sigma_{elas}$  en  $kg/mm^2$  )

classe de qualité	4-6	4-8	5-6	5-8	6-6	6-8	6-9	8-8	10-9
Telas	24	32	30	40	35	48	54	64	90

- Principaux diamètres utilisés en charpente métalliques :

diamètre du Boulon d en mm	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
section de la tige lisse $mm^2$	50,2	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
section résistance $mm^2$	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

Percage des trous des boulons : ( diamètre du trou = dtr )

$$dtr = d + 1mm \text{ pour } d \leq 10mm$$

$$dtr = d + 2mm \text{ pour } 12 \leq d \leq 22mm$$

$$dtr = d + 3mm \text{ pour } d \geq 24mm$$

\* Boulons à haute résistance : (HR) ; ils existent en 2 qualités :  
tableau de  $R_s$  (effort de précontrainte d'un Boulon HR)  $S_v = 0,85 \sigma_e Ar$ .

d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
HR <sub>8.8</sub>	1974	2970	4316	5888	8033	9830	12544	15514	18074	23501	28723
HR <sub>10.9</sub>	2635	4176	6070	8280	11304	13824	17640	21816	25416	33048	40392

2° Béton:

Béton dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA 325 à contrôle

attenué.

résistance nominale de compression à 28 jours

$$\sigma'_{28} = 270 \text{ bars.}$$

résistance nominale de traction à 28 jours

$$\sigma_{28} = 23,2 \text{ bars.}$$

Contrainte admissible à la compression (art 9-4 CCBA 68).

$$\bar{\sigma}'_b = \beta'_b \sigma'_{28} \quad \text{avec } \beta'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$$

- $\alpha = 1$  (ciment de classe 325)
- $\beta = 5/6$  contrôle de béton atténué.
- $\gamma = 1$  si  $h_m \geq 4 c_g$  ( $c_g =$  diamètre du plus gros granulat)  
si  $h_m \leq 4 c_g$  alors  $\gamma = \frac{h_m}{4 c_g}$  ( $h_m =$  épaisseur de la dalle)
- $\delta$ : coef tient compte de la nature des sollicitations.  

$$\delta = \begin{cases} 0,3 & \text{pour une compression simple.} \\ 0,6 & \text{pour une flexion simple.} \end{cases}$$

en flexion composée.  $\delta = 0,6$  si l'effort normal est une traction.

$$\delta = \min \left\{ 0,6 ; 0,3 \left( \frac{1+e_0}{3e_1} \right) \right\} \text{ pour la compression}$$

$e_0$ : excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au centre de gravité du béton seul.

$e_1$ : distance de la limite du noyau central au c.d.g de la section du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

quand il s'agira d'une sollicitation pondérée du 2<sup>ème</sup> genre les valeurs de  $\delta$  seront multipliées par 1,25 (C.T.C 81)

•  $\epsilon$  dépend de la sollicitation et de la forme de la section.

$$\epsilon = \begin{cases} 1 & \text{compression simple} \\ 0,5 < \epsilon < 1 & \text{dans les autres cas avec } F'_b / B' \leq \bar{\sigma}'_b. \quad (1) \end{cases}$$

$\epsilon$  prenant la valeur maximale compatible avec la relation (1)

Contrainte admissible en compression simple.

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon \cdot \sigma'_{28} \quad \sigma'_{28} = 270 \text{ bars.}$$

Sous sollicitation du 1<sup>er</sup> genre :

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars}$$

Sous sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre :

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 67,5 = 101,3 \text{ bars.}$$

Contrainte admissible en flexion simple :

$$SP_1 : \bar{\sigma}'_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 270 = 135 \text{ bars.}$$

$$SP_2 : \bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 135 = 202,5 \text{ bars.}$$

Contrainte de traction de référence : (CCBA 68 art 9,5)

La contrainte de traction de référence est prise égale à une fraction de la résistance à la compression nominale  $\sigma'_{28}$  du béton.

$$\bar{\sigma}_b = f_b \sigma'_{28} \quad \text{avec } f_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$$

$\alpha, \beta, \gamma$  sont déjà définis.

$\theta$  : dépend de la résistance nominale du béton.

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$$

Sous sollicitation totale pondérée du 1<sup>er</sup> genre.

$$\bar{\sigma}_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot \left( 0,018 + \frac{2,1}{270} \right) 270 = 5,8 \text{ bars.}$$

Sous sollicitation totale pondérée du 2<sup>ème</sup> genre.

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,8 = 8,7 \text{ bars.}$$

Module de déformation du béton (CCBA 68 art 9,6)

- Module de déformation longitudinale.

dans le cas de charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures est défini à l'âge (j) jours, le module de déformation instantané  $E_i$

$E_i = 21000 \sqrt{\sigma_j}$        $\sigma_j$  exprimé en bars.

Pour l'action de charges de longue durée d'application, le module de déformation longitudinal  $E_v$  est défini comme suit.  $E_v = 7000 \sqrt{\sigma_j}$   
la résistance à la compression du béton augmente avec l'âge, on peut admettre que pour les grandes valeurs de j les valeurs suivantes de  $\sigma_j$ .

$\sigma_j = 1,20 \sigma_{28}$  pour les bétons à base de ciment de la classe 325.

$\sigma_j = 1,10 \sigma_{28}$  pour les bétons à base de ciment de classe supérieure

Aciers Pour le ferrailage :

Les aciers généralement utilisés pour le béton armé sont les suivants  
aciers doux ou ronds lisses :  $\sigma_{en} = 2350$  bars Nuance Fe E 24.

contrainte admissible en traction et en compression: ( $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a$ ).

$\bar{\sigma}_a = \sigma_a \sigma_{en}$        $\sigma_a = 2/3$  pour les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre.

$\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{en} = 2/3 \cdot 2400 = 1600$  kgf/cm<sup>2</sup> sous S.P<sub>1</sub>

$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400$  kgf/cm<sup>2</sup> sous S.P<sub>2</sub>

Aciers à haute adhérence (HA). Nuance Fe E 40.

$\sigma_{en} = 4120$  bars = 4200 kgf/cm<sup>2</sup> pour  $\phi \leq 20$  mm.

$\sigma_{en} = 3920$  bars = 4000 kgf/cm<sup>2</sup> pour  $\phi > 20$  mm.

contrainte admissible en traction et en compression. ( $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a$ )

$\phi \leq 20$  mm       $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2/3 \sigma_{en} = 2800 \text{ kg.f/cm}^2 \text{ sous S.P}_1 \\ \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg.f/cm}^2 \text{ sous S.P}_2 \end{array} \right.$

$\phi > 20$  mm       $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2/3 \sigma_{en} = 2670 \text{ kg.f/cm}^2 \text{ sous S.P}_1 \\ \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \sigma_{en} = 4000 \text{ kgf/cm}^2 \text{ sous S.P}_2 \end{array} \right.$

Creillis soudés : (guillages de fils trefilés lisses)

$\sigma_{en} = 5300$  kg.f/cm<sup>2</sup> pour  $\phi \leq 6$  mm

$\sigma_{en} = 4500$  kgf/cm<sup>2</sup> pour  $\phi > 6$  mm

Contraintes admissibles imposées par les conditions de fissuration (Art 4,9 CBA68)

La valeur à considérer pour  $\bar{\sigma}_a$  sera limitée à la plus grande des valeurs suivantes.

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot K \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$\sigma_1$  = contrainte de fissuration systématique

$\sigma_2$  = contrainte de fissuration accidentelle, due aux effets de variation de température et aux effets du retrait.

⊗  $K$  = coef des conséquences de fissuration sur le comportement de l'ouvrage

$K = 1,5 \cdot 10^6$  fissuration peu nuisible.

$K = 10^6$  fissuration nuisible.

$K = 0,5 \cdot 10^6$  fissuration très nuisible.

⊗  $\eta$  = coef de fissuration

$\eta = 1$  barres ronds lisses

$\eta = 1,6$  barres à haute adhérence.

⊗  $\phi$  = diamètre en mm de la plus grosse barre.

⊗  $\bar{\omega}_f = \frac{A}{S_f} = \frac{A}{2b \cdot d}$  = pourcentage de fissuration.

$A$  = section totale des barres tendues.

$S_f = 2 \cdot d \cdot b$  = section d'enrobage des barres tendues.

⊗  $\bar{\sigma}_b$  = contrainte de traction de référence du béton

Pour limiter la fissuration on doit avoir.

$$\bar{\sigma}_a \leq \begin{cases} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$



FAÇADE PRINCIPALE

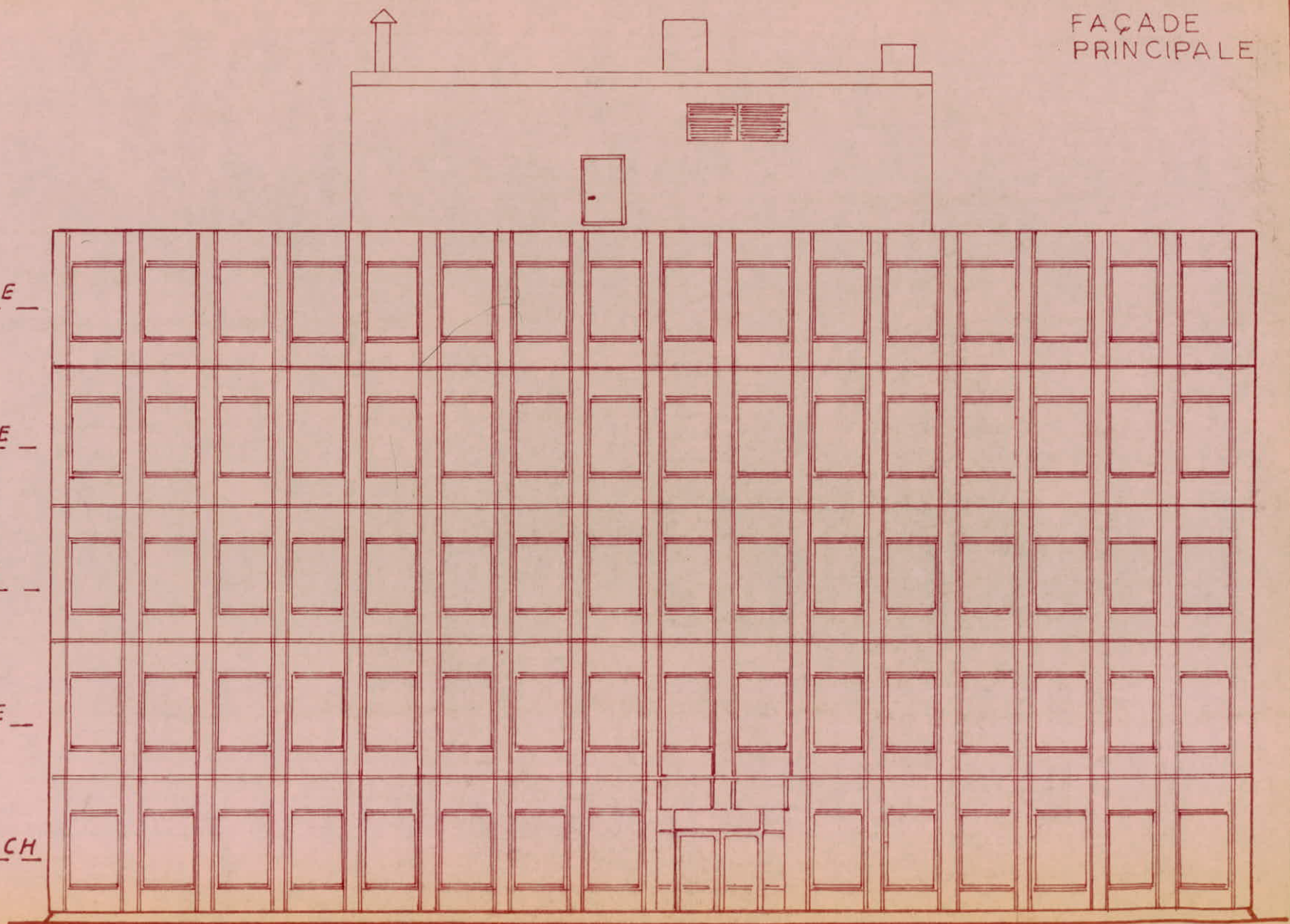
4<sup>e</sup> ETAGE

3<sup>e</sup> ETAGE

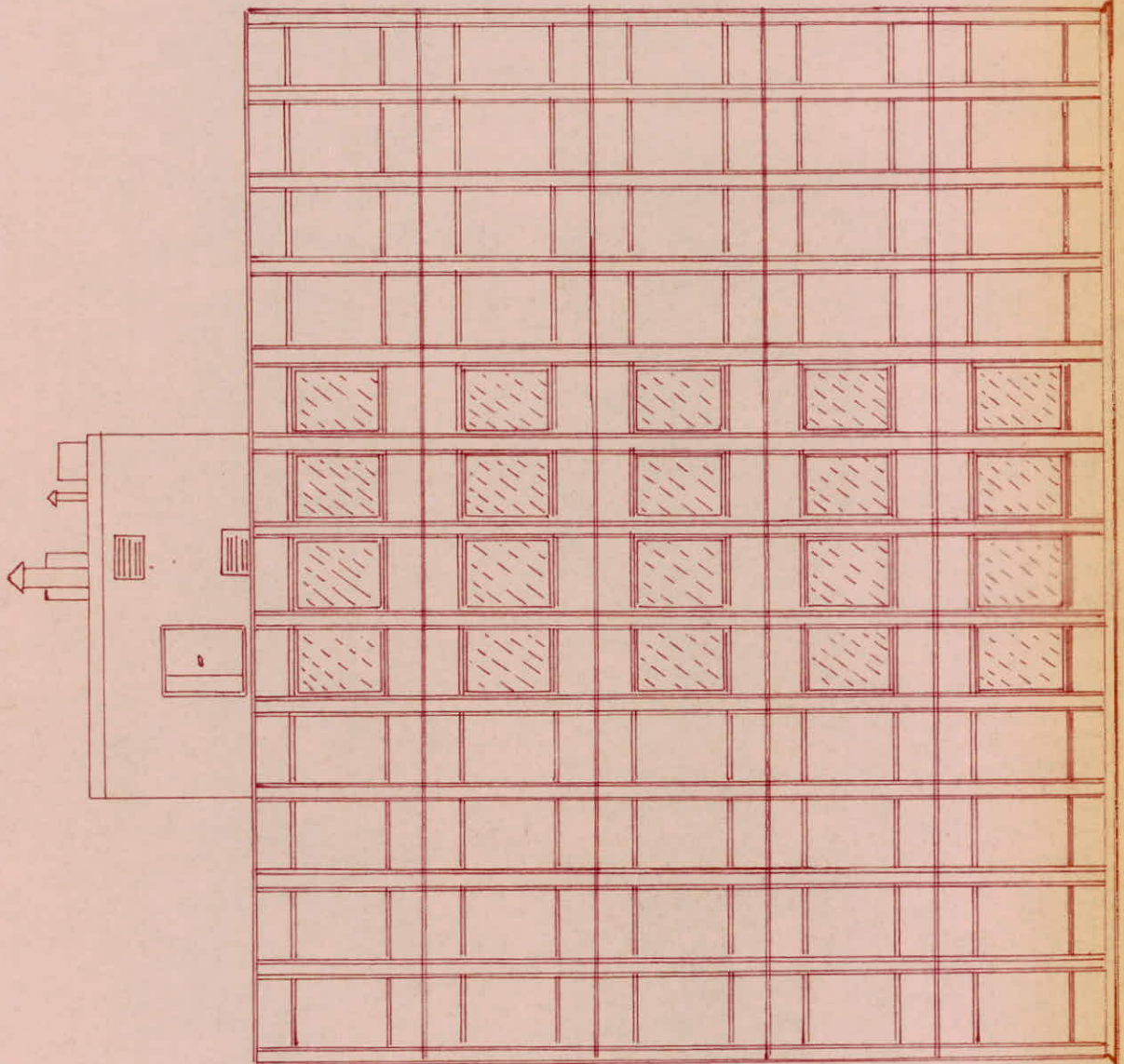
2<sup>e</sup> ETAGE

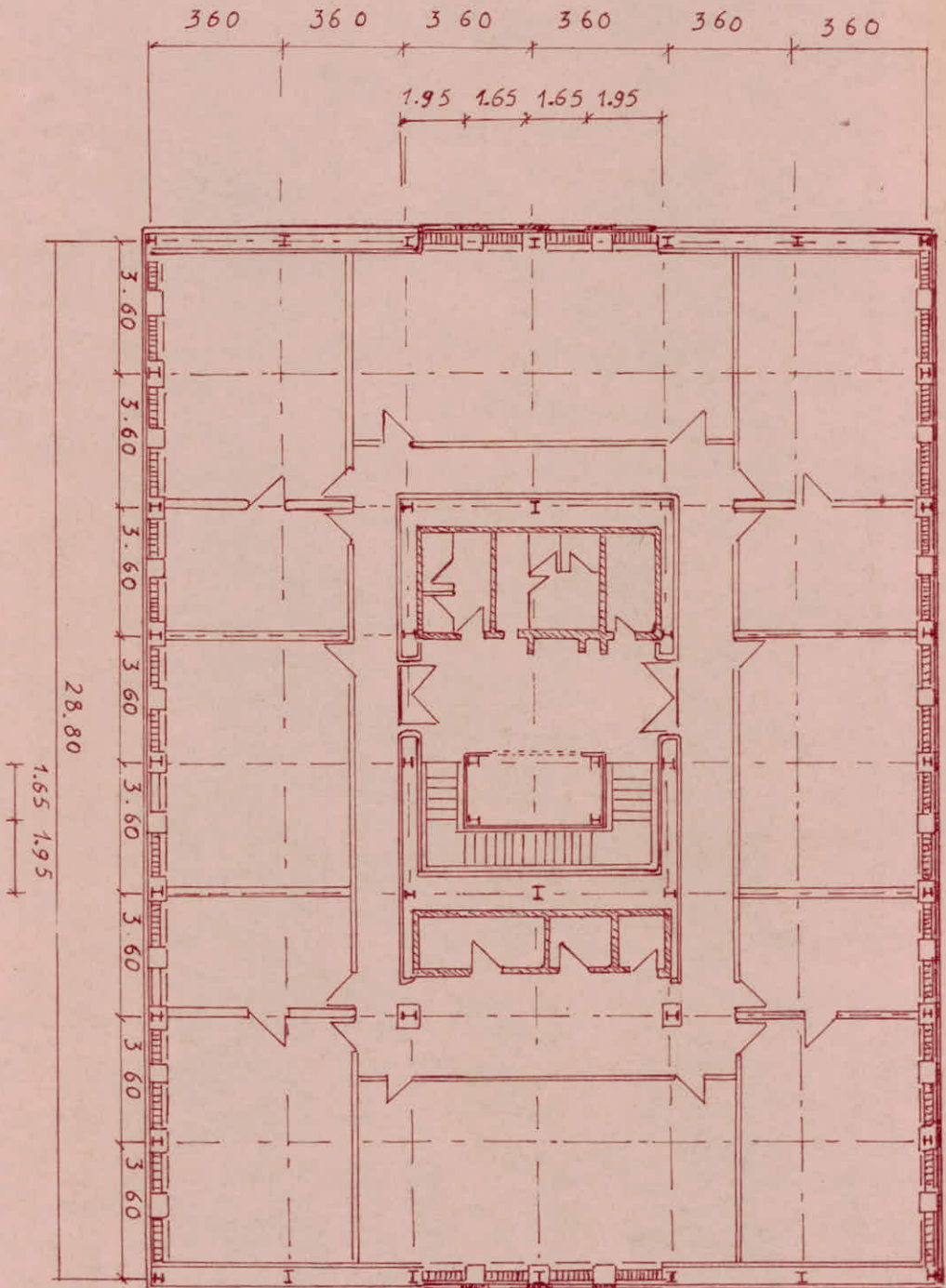
1<sup>er</sup> ETAGE

REZ DE CH



FAÇADE  
SECONDAIRE





VUE EN PLAN  
A ETAGE COURANT

PREDIMENSIONEMENT

## Predimensionnement Des Elements Constituant La Construction.

### Evaluation de la charge permanente:

#### Plancher Terrasse :

<u>Materiaux</u>	<u>masse volumique <math>kg/m^3</math></u>	<u>epaisseur cm</u>	<u><math>kg/m^2</math></u>
gravier roulé	1500 $kg/m^3$	5 cm	75
Beton de pente	2200 $kg/m^3$	8 cm	176
Isolation thermique			13,5
Etauchéité multicoche			10
Dalle en beton armé	2500 $kg/m^3$	8 cm	200
TN 40			11
Plâtre	1400 $kg/m^3$	2 cm	28
			$G = 514 \text{ kg/m}^2$

#### Plancher courant :

<u>Materiaux</u>	<u>masse volumique <math>kg/m^3</math></u>	<u>epaisseur cm</u>	<u><math>kg/m^2</math></u>
Dalle	2500 $kg/m^3$	8 cm	200
TN 40			11
Plâtre	1400 $kg/m^3$	2 cm	28
carrelage	2000 $kg/m^3$	2 cm	40
mortier de pose	2000 $kg/m^3$	2 cm	40
Sable	1800 $kg/m^3$	3 cm	54
cloisons			75
			$G = 448 \text{ kg/m}^2$

### Surcharges d'exploitation

#### Plancher terrasse:

$P = 100 \text{ kg/m}^2$  Terrasse inaccessible.

on admet que la surcharge de la neige n'agit pas en même temps que la surcharge d'exploitation

#### Plancher courant:

$P = 250 \text{ kg/m}^2$  (usage bureaux)

#### Plancher de la salle machines

$P = 500 \text{ kg/m}^2$  (Présence de machineries)

#### Escaliers:

$P = 400 \text{ kg/m}^2$  (bâtiment à usage bureaux).

### Tableau récapitulatif des charges et surcharges.

	Plancher terrasse	Plancher courant	Plancher de la salle machines	escaliers
G (kg/m <sup>2</sup> )	514	448	448	
P (kg/m <sup>2</sup> )	100	250	500	400

### Predimensionnement des éléments:

on fait le Predimensionnement d'après le critère de la flèche qui est effectuée sur la base des charges et surcharges prévues au projet, sans application des coefficients de pondération.

- Pour les planchers courants (locaux à usage d'habitation ou bureaux) il faut que la flèche  $f \leq \frac{l}{300}$  (CM 66 art 522)
- Pour les poutres recevant des poteaux supportant eux-mêmes des Planchers

ou toitures il faut que:  $f \leq \frac{l}{500}$  (CM66 art 5,251)

• même chose pour les poutres sous murs en maçonnerie ou cloisons  
il faut que:  $f \leq \frac{l}{500}$ .

### Predimensionnement des solives:

Les solives sont assemblées à l'âme des Poutres par boulons ordinaires  
on a suppose cet assemblage comme une articulation (appui simple)  
la solive est soumise uniquement aux charges verticales uniformément  
reparties.  $q = (G + P)l'$  (Sans Ponderation).

$q$  est en kg/ml.

$l'$  = distance entre-axe de 2 solives consecutives

$l' = 1,2 \text{ m} = 120 \text{ cm}$ .

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

d'où  $I_x \geq \frac{5}{384} \frac{q l^3 \cdot 300}{E}$

$l$  = longueur de la solive = 3,60 m = 360 cm.

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

donc pour  $(l)$  en cm ;  $E$  (kg/cm<sup>2</sup>) ;  $q$  (kg/cm linéaire)

on a  $I_x \geq \frac{5}{384} \frac{q l^3}{E} \cdot 3 \quad I_x \text{ (cm}^4\text{)}$ .

### Tableau des solives adoptées par le predimensionnement:

	$l$ (cm)	$l'$ (cm)	$G+P$ (kg/m <sup>2</sup> )	$q = (G+P)l'$ (kg/ml)	$I_x$ calculé (cm <sup>4</sup> )	$I_x$ choisi (cm <sup>4</sup> )	Profile' choisi
Plancher courant	360	120	698	837,6	726,91	869	IPE 160
Plancher terrasse	360	120	614	736,8	639,43	869	IPE 160
Plancher de la salle Maché	360	120	948	1137,6	987,27	1317	IPE 180

### Predimensionnement des Poutres :

Pour le predimensionnement des poutres on suppose que la poutre est simplement appuyée et soumise uniquement aux charges verticales : charges permanentes, surcharges d'exploitation, poids des solives et leur poids propre.

Le Predimensionnement est fait à partir du critère de la flèche sans pondération.

Pour une charge uniformément répartie on vérifie :

$$f_1 = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EI} \leq l/300 \Rightarrow I \geq \frac{5 q l^3 \cdot 300}{384 E}$$

Pour une charge concentrée au milieu de la Poutre :

$$f_2 = \frac{1}{48} \frac{Q l^3}{EI} \leq l/300 \Rightarrow I \geq \frac{1}{48} \frac{Q l^2}{E} \cdot 300$$

Présence d'une charge uniformément répartie (q) et une charge concentrée au milieu (Q).

$$f = f_1 + f_2 = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EI} + \frac{Q l^3}{48 EI} \leq l/300$$

$$I \geq \frac{(5 q l^3 + 8 Q l^2)}{384 E} \cdot 300$$

Terrasse de la salle machine :

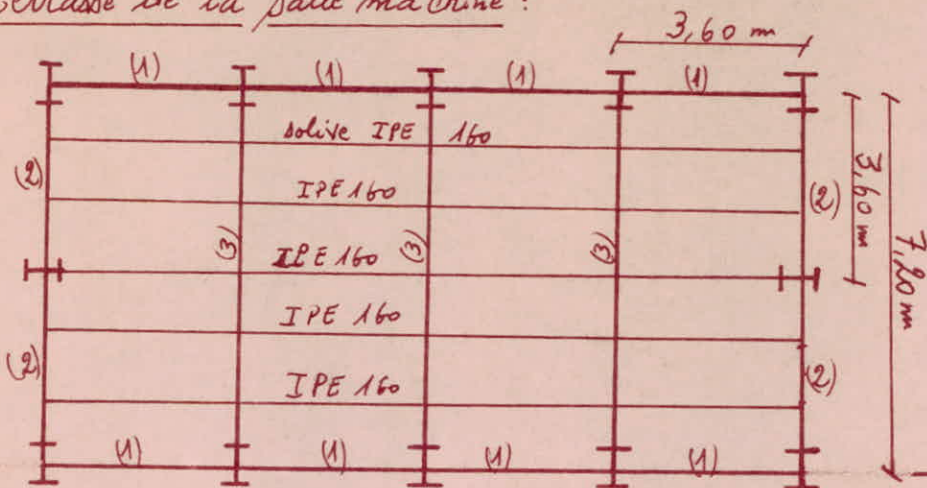


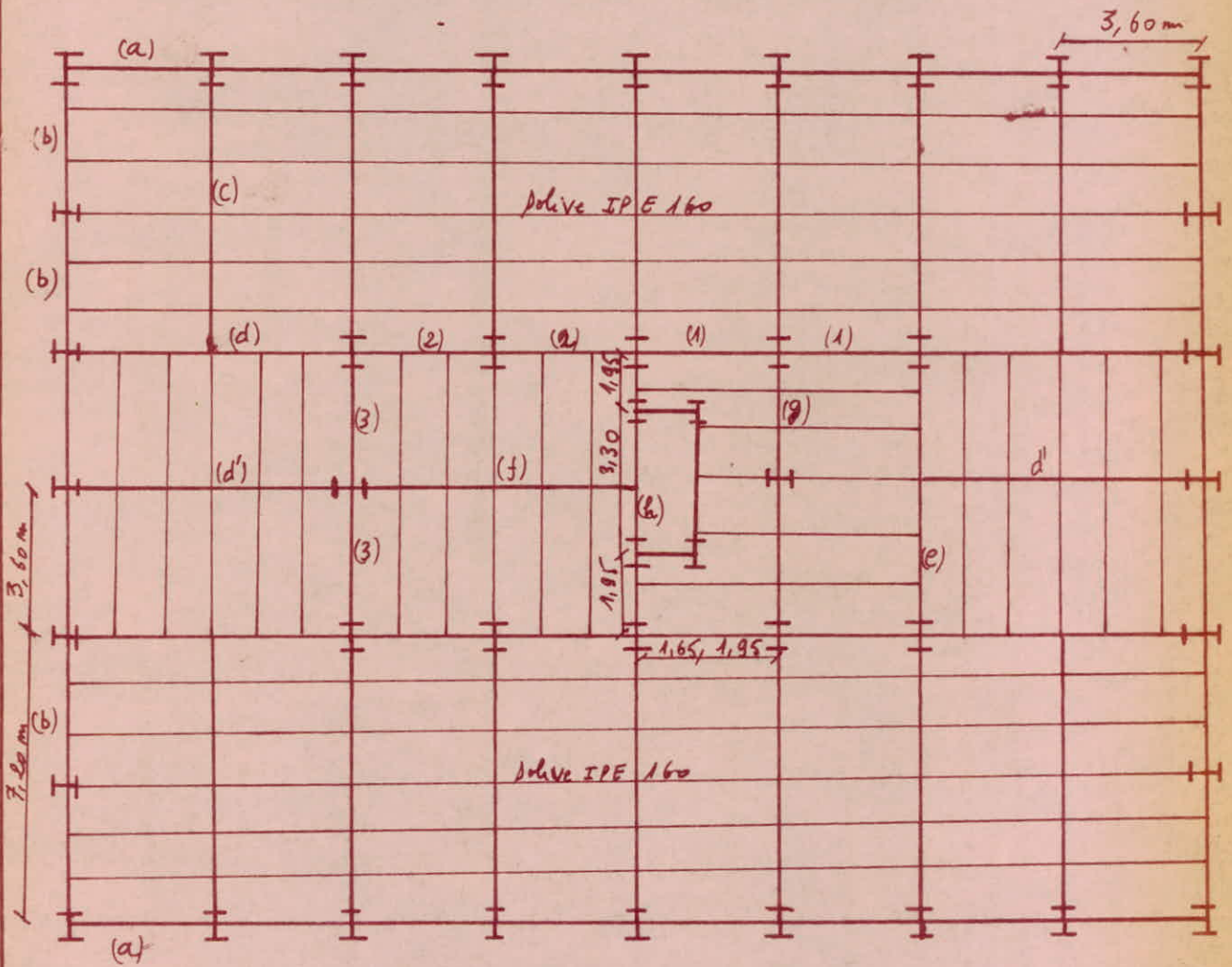


Tableau des Profils adaptés par prédimensionnement Pour la terrasse de la salle de machinerie.

avec  $P'$  = Poids de la dalle ( $\text{kg/m}^2$ ) ;  $l'$  = largeur revenant à la Poutre

	$G+P$ $\text{kg/m}^2$	$P'$ $\text{kg/m}^2$	$l'$ (m)	$q = (G+P+P')l'$ $\text{kg/ml}$	$I_x$ calculé ( $\text{cm}^4$ )	$I_x$ choisi $\text{cm}^4$	Profilé
Poutre (1)	614		0,6	368,4	319,72	541	IPE 140
Poutre (2)	614	13,17	1,8	1129	979,8	1317	IPE 180
Poutre (3)	614	13,17	3,6	2258	15675,6	<del>18260</del>	HEA 300

Prédimensionnement des Poutres du Plancher terrasse.



La même numérotation est conservée pour le Plancher courant et le Plancher de la salle machines.

Tableau des Profils adoptés par prédimensionnement au Plancher terrasse.

	G+P kg/m <sup>2</sup>	P' kg/m <sup>2</sup>	Q kg	l' (m)	q=(P+G+P')l' (kg/ml)	I <sub>x</sub> calculé (cm <sup>4</sup> )	I <sub>x</sub> choisi (cm <sup>4</sup> )	profilé choisi
poutre (a)	614			0,6	368,4	319,72	541	IPE 140
poutre (b)	614	13,17		1,8	1129	980,8	1317	IPE 180
poutre (c)	614	13,17		3,6	2258	15676,97	22930	HEA 320
poutre (d)	614	13,17	8128	1,8	1129	20378,82	22930	HEA 320
poutre (d')	614	13,17		3,6	2258	15676,97	22930	HEA 320

avec Q = charge concentrée au milieu = réaction due à la poutre (c).

l' = largeur revenant à la Poutre

P' = poids des solives par m<sup>2</sup> (kg/m<sup>2</sup>).

Tableau des Profils adoptés par prédimensionnement au Plancher  
de la salle machine.

N.B: Le Poids du mur revenant à la poutre est 475,2 kg/ml (δ = 600 kg/m<sup>3</sup>)

Poutre	G+P (kg/m <sup>2</sup> )	P' (kg/m <sup>2</sup> )	Q (kg)	l' (m)	q=(G+P+P')l' (kg/ml)	I <sub>x</sub> calculé (cm <sup>4</sup> )	I <sub>x</sub> choisi (cm <sup>4</sup> )	Profilé choisi
(1)	614 948			0,6 0,6	368,4 + 568,8 + 475,2 = 1412,4	2321	2772 3892	IPE 220 par commodité IPE 240
(2)	614 948	15,7		0,6 1,8	368,4 + 1734,8 + 475,2 = 2578,3	3729,3	3892	IPE 240
(3)	614 948			0,6 0,6	368,4 + 568,8 + 475,2 = 1412,4	2043	2772	IPE 220
(e)	948	15,7	8128	1,8	1734,7 + 475,2 = 2210	34331	36660	HEB 340
(f)	948	15,7		3,6	3469,32	24087	27700	HEA 340
(g)	948 948	15,7 15,7		1,8 0,975	1734,7 + 939,6 = 2674	2321	2772	IPE 220
(h)	948		12490			4047	5790	IPE 270

Tableau des profils adoptés par Prédimensionnement au Plancher  
Courant.

poutre	G + P kg/m <sup>2</sup>	P' kg/m <sup>2</sup>	Q kg	l' (m)	q = (G + P + P') l' (kg/ml)	I <sub>x</sub> calculé (cm <sup>4</sup> )	I <sub>x</sub> choisi cm <sup>4</sup>	Profilé choisi
(a)	698			0,6	498,8 + 475,2 = 894	1293	1943	IPE 200
(b)	698	13,17		1,8	1280,1 + 475,2 = 1755,3	2538,90	2772	IPE 220
(c)	698	13,17		3,6	2560,2	17788,43	22930	HEA 320
(d)	698	13,17	9217	1,8	1280,1	23108	27700	HEA 340
(e)	698	13,17	9217	1,8	1280,1	23108	27700	HEA 340
(f)	698	13,17		3,6	2560,2	17788,43	22930	HEA 320
(g)	698	13,17		1,8	1280,11	1111	1317	IPE 180
(h)			9216,8			2987,2	3892	IPE 240
(1)	698			1,2	837,6	726,9	869	IPE 160
(2)	698	13,17		1,8 0,6	1280,1 + 418,8 = 1698,9	1474,4	1943	IPE 200
(3)	698			1,2	837,6	726,9	869	IPE 160

remarque : Pour le tableau des Profils adoptés par prédimensionnement au plancher la salle de machines, ils figurent dans la colonne (G+P) deux valeurs pour les poutres (1, 2, 3, g, h) et cela pour la raison suivante :

Chacune de ces poutres reçoit une charge (G+P) l'<sub>1</sub> [kg/ml] de l'extérieur de la salle machines et une autre charge (G+P) l'<sub>2</sub> de l'intérieur de la salle machines, la même raison pour la colonne de (P').

## Predimensionnement des Poutres.

### Poutre soumise à la compression simple.

- on détermine la longueur de flambement en fonction du schéma statique.
  - on prend  $(50 < \lambda < 80)$  ;  $\lambda \rightarrow k$
  - on cherche  $A = \frac{kN}{\sigma}$  , on choisit un profilé  $\rightarrow \lambda$ .
  - si  $\lambda < \lambda_{critimé}$  on calcule  $k$  et on vérifie  $\frac{kN}{A} \leq \sigma_c$ .
- si ça marche on garde le profilé si non on prend un autre profilé plus grand.

### Poutre soumise à la flexion composée.

dans ce cas il n'y a pas de règles de predimensionnement car on a trop de paramètres à estimer, alors on se donne un profilé arbitraire de la gamme désirée.

### Tableau des Profils adoptés par predimensionnement.

	Poutres	Profil	moment d'inertie
Portique A	(1) à (35)	HEB 240	$I_x = 11260 \text{ cm}^4$ $I_y = 3923 \text{ cm}^4$
Portique B	(1) à (5) et (31) à (35)	HEB 240	$I_x = 11260 \text{ cm}^4$ $I_y = 3923 \text{ cm}^4$
	(6) à (30)	HEA 320	$I_x = 22930 \text{ cm}^4$ $I_y = 6985 \text{ cm}^4$
Portique C	(1) à (5) et (16) à (20)	HEA 220	$I_x = 5410 \text{ cm}^4$ $I_y = 1955 \text{ cm}^4$
	(6) à (15)	HEA 320	$I_x = 22930 \text{ cm}^4$ $I_y = 6985 \text{ cm}^4$
Portique D	(6) à (35)	HEA 220	$I_x = 5410 \text{ cm}^4$ $I_y = 1955 \text{ cm}^4$
	(1) à (5) et (40) à (45)	HEB 240	$I_x = 11260 \text{ cm}^4$ $I_y = 3923 \text{ cm}^4$
Portique E	(1) à (5) et (11) à (20)	HEA 220	$I_x = 5410 \text{ cm}^4$ $I_y = 1955 \text{ cm}^4$
	(6) à (10) et (21) à (25)	HEA 320	$I_x = 22930 \text{ cm}^4$ $I_y = 6985 \text{ cm}^4$

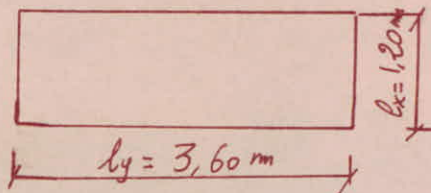
**CALCUL DES ELEMENTS**

## Calcul DE La Dalle

La dalle se calcule comme une poutre continue dans le sens de la petite portée, si elle est chargée uniformément on doit tenir compte cependant de ce que les moments d'encastrement sur les petits côtés atteignent des valeurs du même ordre que sur les grands côtés.

les solives ont une portée de 3,60 mètres et d'entre-axe 1,20 mètres.

$$\left. \begin{array}{l} l_x = 1,20 \text{ m} \\ l_y = 3,60 \text{ m} \end{array} \right\} \frac{l_x}{l_y} = 0,33 < 0,4$$



$l_x/l_y < 0,4$  donc on considère la dalle comme portée sur 2 côtés.

### Méthode de calcul applicable aux planchers à surcharge modérée. (CCBA 68 art 55,1)

Les règles ci-après ne sont applicables qu'aux éléments flexibles de plancher, poutres, portiques et dalles portant dans un seul sens, pour lesquels :

\* La fissuration n'est pas considérée comme préjudiciable à la tenue du béton armé ni à celle des revêtements.

\* La somme des surcharges pesantes variables qui peuvent leur être appliquées est inférieure à deux fois (2 fois) la somme des charges permanentes (surcharges variables ne sont pas pondérées).

\* les éléments solidaires ont une même section constante dans leurs différentes travées.

on considère un encastrement négligeable aux appuis de rives d'or :

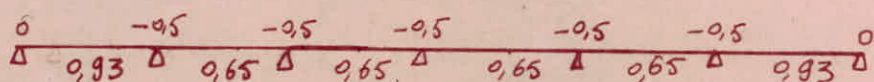
$$M_t + \left| \frac{M_{i-1} + M_i}{2} \right| \geq 1,15 M_0$$

avec cas d'éléments à travées solidaires de section constante, les rapports de la portée libre de la travée considérée aux portées libres des travées contiguës étant tous deux compris entre 0,8 et 1,25. ( $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$ ) avec:  $l_i = l_{i+1} = 1,20 \text{ m}$  donc  $l_i/l_{i+1} = 1$  (condition vérifiée).

$q = (G + 1,2 P) \times 1 \text{ m}$  on prend une bande de 1 mètre.

$M_0 = q l^2 / 8$  moment en travée de la poutre considérée isostatique

$M = \alpha M_0$  ( $\alpha = \text{coef donné par le schéma ci-dessous}$ )



### 1°/ Plancher terrasse.

$G = 514 \text{ kg/m}^2$  ,  $P = 100 \text{ kg/m}^2$ .

$q = (G + 1,2 P) \times 1 \text{ m} = 634 \text{ kg/ml} = 0,634 \text{ t/ml}$ .

$M_0 = q l^2 / 8 = \frac{0,634 \cdot (1,2)^2}{8} = 0,114 \text{ t.m}$

$M_{tx} = 0,93 M_0 = 0,93 \cdot 0,114 = 0,106 \text{ t.m}$

$M_{ax} = -0,5 M_0 = -0,5 \cdot 0,114 = -0,057 \text{ t.m}$ .

pour la travée intermédiaire on a  $M_{tx} = 0,65 M_0 = 0,0741 \text{ t.m}$   
donc les moments les plus défavorables sont :

$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,93 M_0 = 0,106 \text{ t.m} \\ M_{ax} = -0,5 M_0 = -0,057 \text{ t.m} \end{array} \right.$

### 2°/ Plancher de la salle machines

$G = 448 \text{ kg/m}^2$   $P = 500 \text{ kg/m}^2$

$q = (G + 1,2 P) \times 1 \text{ m} = (448 + 1,2 \times 500) \times 1 \text{ m} = 1048 \text{ kg/ml} = 1,048 \text{ t/ml}$ .

$M_0 = q l^2 / 8 = 0,189 \text{ t.m}$

$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,93 M_0 = 0,176 \text{ t.m} \\ M_{ax} = -0,5 M_0 = -0,0945 \text{ t.m} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,93 M_0 = 0,176 \text{ t.m} \\ M_{ax} = -0,5 M_0 = -0,0945 \text{ t.m} \end{array} \right.$

37 Plancher courant :

$G = 448 \text{ kg/m}^2$

$P = 250 \text{ kg/m}^2$

$q = (G + 1,2 P) \cdot 1\text{m} = (448 + 1,2 \times 250) \cdot 1\text{m} = 748 \text{ kg/ml} = 0,748 \text{ t/ml}$

$M_0 = q l^2 / 8 = \frac{0,748 \times (1,2)^2}{8} = 0,135 \text{ t.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,93 M_0 = 0,126 \text{ t.m} \\ M_{ax} = -0,5 M_0 = -0,068 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

ferrailage de La Dalle : (Methode de P. Charon)

La dalle ayant une epaisseur de 8cm donc le diametre maximal des aciers est tel que  $\phi \leq \frac{h_t}{10} = \frac{8}{10} = 0,8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$  donc on prend ( $\phi \leq 8 \text{ mm}$ ).

on prend un enrobage  $d = 2 \text{ cm}$  donc  $h = h_t - d = 8 - 2 = 6 \text{ cm}$

a) ferrailage de la dalle du Plancher courant :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,126 \text{ t.m} \\ M_{ax} = -0,068 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

$\mu = \frac{m \cdot M_{tx}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 0,126 \times 10^5}{2800 \times 100 \cdot 6^2} = 0,01875 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} k = 68 \\ \epsilon = 0,9398 \end{array} \right.$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,126 \times 10^5}{2800 \times 0,9398 \times 6} = 0,79 \text{ cm}^2$  soit 5T6/ml.  $A = 1,41 \text{ cm}^2$

Condition de non-fragilite :

à partir de cette condition on calcule la section minimale d'aciers

$\frac{A_2}{bh} = \frac{2-f}{f} \cdot 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$

$A_2 = \frac{2-f}{2} \cdot bh \cdot 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = \frac{2-0,33}{2} \cdot 100 \times 6 \times 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,485 \text{ cm}^2$

$A = 0,79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,485 \text{ cm}^2$  verifiee



ferrailage de l'appui intermediaire : ( $M_{ax} = -0,068 \text{ t.m}$ )

$$\mu = \frac{m M_{ax}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 0,068 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 6^2} = 0,0101 \longrightarrow \begin{cases} k = 96 \\ \epsilon = 0,9550 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{0,068 \cdot 10^5}{2800 \times 0,955 \times 6} = 0,424 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,424 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,485 \text{ cm}^2$$

on prend donc 5T5/ml soit A = 0,98 cm<sup>2</sup>.

ferrailage de l'appui de rive.

on considère un eucastrement negligeable à l'appui de rive mais pour plus de securité on prévoit des chapeaux soit 3T5/ml.

ferrailage dans la direction perpendiculaire (grande Portée)

du moment que la dalle ne travaille que dans le sens de la petite portée on prévoit des armatures de repartition suivant la grande portée ( $A_y = \frac{A_x}{4}$ )

Longueur des chapeaux :

$$l = \frac{l_x}{5} = \frac{120}{5} = 24 \text{ cm} \quad (\text{appui n'appartenant pas à la travée de rive})$$

$$l = \frac{l_x}{4} = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm} \quad (\text{appui intermediaire voisin d'un appui de rive})$$

ferrailage du Plancher de la salle de machines :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,176 \text{ t.m} \\ M_{ax} = -0,0945 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{m M_{tx}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 0,176 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 6^2} = 0,0622 \longrightarrow \begin{cases} k = 56 \\ \epsilon = 0,9296 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{0,176 \times 10^5}{2800 \times 0,9296 \times 6} = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,485 \text{ cm}^2$$

soit 5T6/ml d'où A = 1,41 cm<sup>2</sup>.

ferraillage d'appui. (Max = - 0,0945 t.m)

$$\mu = \frac{15 \times 0,0945 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 6^2} = 0,0140 \longrightarrow \begin{cases} k=80 \\ \epsilon=0,9474 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,0945 \times 10^5}{2800 \times 0,9474 \times 6} = 0,593 \text{ cm}^2. > A_{\min} = 0,485 \text{ cm}^2$$

soit  $A = 0,98 \text{ cm}^2$  5 TS/ml.

ferraillage de la dalle du plancher terrasse.

on adopte le même ferraillage que celui du Plancher courant car il est moins défavorable que celui du plancher courant.

soit : en travée  $A = 1,41 \text{ cm}^2$  5 TS/ml

sur appui  $A = 0,98 \text{ cm}^2$  5 TS/ml.

Remarque :

Du fait que les valeurs des moments en travées intermédiaires qui sont très faibles, on adopte le même ferraillage pour les travées intermédiaires que celui des travées de rive.

vu que les sections d'aciers trouvées sont assez faible on adopte un treillis soudés qui est très facile pour l'exécution (mise en place) et qui a une contrainte assez élevée.

Treillis soudés (TS 5/4 150 x 200)

	$\phi$ (mm)	Maille	section par ml (cm <sup>2</sup> )
Sens porteur	5	150	1,3
Sens repartiteur	4	200	0,63

on mettra aussi : sur appui intermédiaire : 5 TS/ml soit  $A = 0,98 \text{ cm}^2$

sur appui de rive = 3 TS/ml soit  $A = 0,58 \text{ cm}^2$

Verification à l'effort tranchant :

$T = q \cdot l/2$  on verifie pour le plan de la dalle de machines qui est plus defavorable  $q = G + 1,2P = 1048 \text{ kg/ml}$

$$T = \frac{1048 \cdot 1,2}{2} = 628,8 \text{ kg.}$$

$$\tau = T/bz = \frac{628,8}{100 \cdot 7/8 \cdot 6} = 1,197 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

Verification à la fissuration.

$K = 1,5 \cdot 10^6$        $\eta = 1,6$        $\phi = 5 \text{ mm}$  (Plus grand diametre).

$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2$  (treillis soudés)  
 $\bar{\sigma}_a = 3533 \text{ kg/cm}^2$

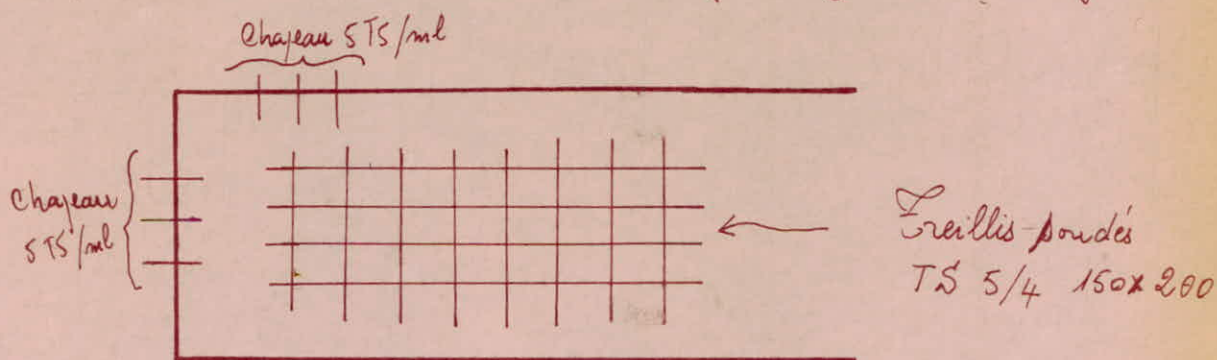
$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{l \cdot d \cdot b} = \frac{1,3}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,00325$$

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{5} \cdot \frac{0,00325}{1 + 0,0325} = 1511 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{5}} = 4039 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} 2/3 \bar{\sigma}_{en} = 3533 \text{ kg/cm}^2 \\ \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} = 4039 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} = 3533 \text{ kg/cm}^2$$

donc Pas de risque de fissuration car on a fait les calculs de sections avec  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < 3533 \text{ kg/cm}^2$  (cas defavorable).



## Calcul du Plancher collaborant (Plancher mixte acier-béton.)

Les constructions mixtes acier-béton sont généralement employées lorsque les poutres des planchers métalliques supportent des dalles en béton armé.

Dans ce cas le béton joue en fait un rôle actif dans la résistance de l'ouvrage, il est par conséquent logique et économique d'en tenir compte.

Toutefois pour obtenir un taux de travail maximum dû à l'association d'éléments en acier et en béton, il est indispensable de s'assurer qu'ils travaillent solidairement et qu'aucun glissement n'est possible au droit de leur jonction.

### Hypothèses de calcul:

La méthode de calcul suppose:

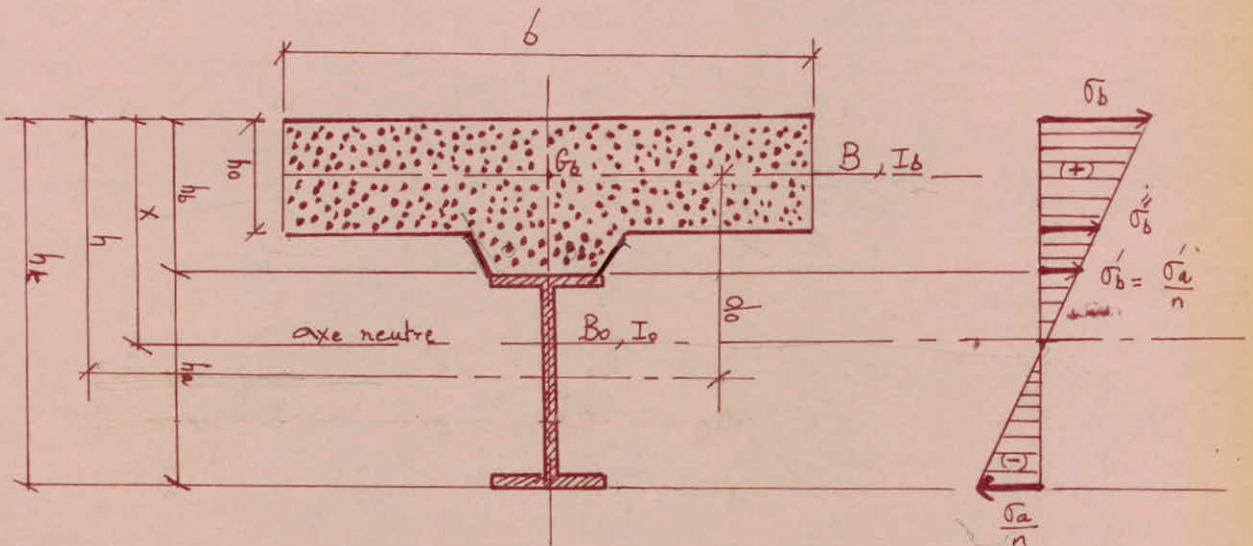
- \* qu'il existe un mode de solidarisation efficace de la dalle et des poutres métalliques.
- \* que le béton est protégé contre les intempéries.
- \* que les surcharges d'exploitation peuvent être appliquées pendant une durée relativement longue.

### Remarque:

Pour la conception de la dalle en béton, en tant qu'organe de répartition des charges entre les poutres d'un plancher, on se reportera au règlement en vigueur du béton armé.

Dans les cas courants, il est implicitement admis de négliger les armatures de la dalle et éventuellement, le béton de renfort si ( $h_b > h_0$ ).

Position de l'axe neutre de la poutre mixte:



on aura alors entre les différentes grandeurs les relations suivantes:

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

$$B = b \cdot h_o$$

$$B_o = B + nA$$

$$I_b = \frac{b h_o^3}{12}$$

on compare ensuite la valeur de  $\left(\frac{B}{nA}\right)$  à  $\left(\frac{2(h-h_o)}{h_o}\right)$   
Deux cas peuvent se présenter, qui déterminent la position de l'axe neutre de la poutre mixte:

1<sup>er</sup> cas:

$$\text{si on a : } \frac{B}{nA} \leq \frac{2(h-h_o)}{h_o}$$

alors l'axe neutre passe au dessous de la dalle, c'est le cas le plus fréquent et qui est le plus économique.

on obtient alors la position de l'axe neutre (X)

$$X = \frac{h_o}{2} + d_o \cdot \frac{nA}{B_o}$$

2<sup>ème</sup> cas:

$$\text{si on a : } \frac{B}{nA} > \frac{2(h-h_o)}{h_o}$$

dans ce cas l'axe neutre passe dans la dalle en béton et on obtient:

la position de l'axe neutre (x) est donnée par :

$$x = \frac{2h}{1 + \sqrt{1 + \frac{2bh}{nA}}}$$

Recherche de la position de l'axe neutre :

- $h_0 = 8 \text{ cm}$  (épaisseur de la dalle)
- solive IPE 160 ,  $h' = 16 \text{ cm}$  ,  $A = 20,1 \text{ cm}^2$
- $h = h'/2 + h_0 = 16/2 + 8 = 16 \text{ cm}$ .
- $n = 15$  (coef d'équivalence).
- largeur de la dalle collaborante (b)

dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, une largeur (b) de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes.

- \* la moitié de l'entreaxe entre deux solives voisines, ou pour le côté extérieur d'une solive de rive, la distance entre l'axe de la solive et le bord de la dalle.
- \* le dixième de la portée de la solive. ( $l =$  portée de la solive  $= 360 \text{ cm}$ )
- \* les trois quarts de la distance de la section considérée, à l'appui le plus proche.

soit :  $b = \min \left\{ \begin{array}{l} 60 \text{ cm} \\ \frac{1}{10} \cdot 360 = 36 \text{ cm} \\ \frac{3}{4} \cdot 120 = 90 \text{ cm} \end{array} \right.$

$$b = 36 \text{ cm}$$

alors on a :

$$B/nA = \frac{bh_0}{nA} = \frac{36 \times 8}{15 \times 20,1} = 0,95$$

$$\frac{2(h-h_0)}{h_0} = \frac{2(16-8)}{8} = 2$$

on ait dans le }  
 1<sup>er</sup> cas où :  
 $B/nA < \frac{2(h-h_0)}{h_0}$

donc : L'axe neutre passe au dessous de la dalle qui est le cas le plus économique.

on a alors : 
$$X = \frac{h_0}{2} + d_0 \frac{nA}{B_0}$$

avec : 
$$\begin{cases} d_0 = h - h_0/2 = 16 - 8/2 = 12 \text{ cm} \\ B_0 = B + nA = bh_0 + nA = 36 \times 8 + 15 \times 20,1 = 589,5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$X = \frac{8}{2} + 12 \cdot \frac{15 \times 20,1}{589,5} = 10,14 \text{ cm.}$$

$X = 10,14 \text{ cm.}$

### Calcul des connecteurs :

Les connecteurs doivent assurer une solidarité aussi efficace que possible entre la poutre métallique et le béton armé.

Ils doivent s'opposer au soulèvement de la dalle, mais surtout résister à son glissement, en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible pour ne pas entraîner d'une erreur appréciable les résultats des calculs basés sur l'hypothèse d'une solidarisation complète des deux matériaux.

\* l'épacement des connecteurs mesuré suivant l'axe de la poutre ne peut en aucun cas dépasser 10 fois l'épaisseur de la dalle en béton armé.

soit : 
$$t' \leq 10 h_0 = 10 \times 8 = 80 \text{ cm} \quad (t' \leq 80 \text{ cm}).$$

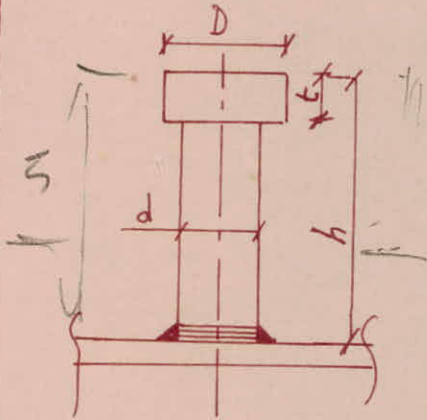
(d'après CTICM art 3-32).

entre deux connecteurs successifs, il devra y avoir au moins une armature perpendiculaire à l'axe longitudinal de la poutre, donc on peut placer un connecteur tous les 25 cm, ( $t' = 25 \text{ cm} < 80 \text{ cm}$ )

Type de connecteur utilisé :

- connecteurs en forme de goujon :

ils sont constitués par des goujons cylindriques de diamètre "d", terminés par une tête de hauteur "t" de diamètre "D", la hauteur totale étant "h".



La résistance d'un connecteur est donnée par la relation suivante : (CTICM art 3.422)

$$Q = 42 d \sqrt{d \sigma_{28}}$$

toutes les dimensions en (cm); Q en kg  
et  $\sigma_{28}$  résistance du béton à la compression.

$$\sigma_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2$$

Conditions de validité de la formule :

$$1,0 \text{ cm} \leq d \leq 3,2 \text{ cm}$$

$$h \geq 4d$$

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

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

Le goujon est soudé sur la semelle supérieure de la poutre métallique sur toute la surface d'une section de diamètre (d).

Ces connecteurs offrent la même résistance dans les deux sens.

Les résistances de plusieurs connecteurs situés dans une même section droite de la poutre mixte s'additionnent, quels que soient leurs écartements.

on prend un goujon qui a les caractéristiques suivantes :

$$d = 1,2 \text{ cm} \quad , \quad h = 5 \text{ cm} \quad , \quad t = 1 \text{ cm} \quad , \quad D = 1,5 \text{ cm}$$

toutes les conditions de validité de la formule de Q étant vérifiées.



Resistance du connecteur :

$$Q = 42 d \sqrt{d \sigma_{28}}$$

avec  $\begin{cases} d = 1,2 \text{ cm} \\ \sigma_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

$$Q = 42 \times 1,2 \sqrt{1,2 \times 270} = 907,2 \text{ kg.}$$

$$Q = \underline{907,2 \text{ kg.}}$$

Action de l'effort tranchant : (CTICM art 2.41)

- Determination des efforts tangents (ou de glissements) entre  
acier et beton.

l'effort tranchant (T) provoque par unite de longueur un effort  
tangente (S) donne par:

$$S = \frac{T \cdot S'}{I_0}$$

si l'axe neutre est au dessous de la dalle  
( $x \geq h_0$ )

qui est notre cas ( $x = 10,14 \text{ cm} > h_0 = 8 \text{ cm}$ )

avec les relations suivantes:

$$\begin{aligned} S' &= d_0 \cdot \frac{n A \cdot B}{B_0} & ; & \quad I_0 = I_b + n I_a + S' d_0 \\ B &= b h_0 & ; & \quad B_0 = B + n A & ; & \quad I_b = \frac{b h_0^3}{12} \end{aligned}$$

A = aire de la section de la poutre en acier.

B = aire de la section du beton seul.

B<sub>0</sub> = aire de la section totale rendue homogene.

S' = moment statique, par rapport a l'axe neutre de la partie de la section rendue homogene situee d'un cote de la ligne de contact acier-beton.

I<sub>a</sub> = moment d'inertie de la poutre en acier par rapport a un axe perpendiculaire au plan de flexion passant par son centre de gravite (G<sub>a</sub>).

I<sub>b</sub> = moment d'inertie de la section du beton seul .... (G<sub>b</sub>).

I<sub>0</sub> = moment d'inertie de la section totale rendue homogene par rapport a un axe perpendiculaire au plan de flexion, passant par son centre de gravite.

Valeur forfaitaire de (T) en cas d'une charge uniformément répartie :

Les calculs sont effectués sur la base d'une charge uniformément répartie (q) par unité de longueur appliquée à une poutre de portée (l) on pourra alors admettre d'après (CTICM art 2, 413) :  
un effort tranchant uniforme  $T = ql/2,4$  agissant sur une distance (0,3l) à partir de chaque appui et tendant à faire glisser le béton vers l'appui.

application numérique.

a) Plancher courant :  $q = 270 \text{ kg/ml.}$   $\begin{cases} q = (6 + 1,2P) \cdot b \\ b = 36 \text{ cm} = 0,36 \text{ m} \end{cases}$

$$\begin{aligned}
 & n = 15 \quad A = 20,1 \text{ cm}^2 \quad (\text{IPE } 160) \\
 & B = bh_0 = 36 \times 8 = 288 \text{ cm}^2 \\
 & B_0 = B + nA = 288 + 15 \times 20,1 = 589,5 \text{ cm}^2 \\
 & d_0 = 12 \text{ cm} \\
 & I_a = 869 \text{ cm}^4 \quad (\text{IPE } 160) \\
 & I_b = \frac{bh_0^3}{12} = \frac{36 \times 8^3}{12} = 1536 \text{ cm}^4 \quad ; \quad S' = d_0 \cdot \frac{nAB}{B_0} = 12 \times \frac{15 \times 20,1 \times 288}{589,5} = 1767,6 \text{ cm}^3 \\
 & I_0 = I_b + nA + S' d_0 = 1536 + 15 \times 869 + 1767,6 \times 12 = 35782,2 \text{ cm}^4 \\
 & T = \frac{ql}{2,4} = \frac{270 \times 3,6}{2,4} = 486 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

donc l'effort tangent S par unité de longueur est :

$$S = \frac{T S'}{I_0} = \frac{486 \times 1767,6}{35782,2} = 20 \text{ kg/cml.}$$

or on a pris un espacement entre deux goujons emboutis (t = 25 cm)  
donc l'effort tangent revenant au goujon est :

$$S_1 = S \cdot t = 20 \times 25 = 500,0 \text{ kg.}$$

donc pour qu'il n'y est pas glissement du béton il faut que la résistance du connecteur (goujon) soit supérieure à l'effort tangent S<sub>1</sub>  
doit :  $Q > S_1$

donc pour le plancher courant et le plancher terrasse.

on a la résistance du connecteur  $Q = 907,2 \text{ kg}$ . ( $d = 1,2 \text{ cm}$ )

et l'effort tangent  $S_1 = 500,0 \text{ kg}$ .

donc il n'y a pas risque de glissement entre le béton et l'acier car

$$Q > S_1.$$

b/ Plancher de la salle machine : (forte surcharge).

$$q = 378 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{d'où } T = \frac{ql}{2,4} = \frac{378 \times 3,6}{2,4} = 566 \text{ kg.}$$

l'effort tangent S par unité de longueur est :

$$S = \frac{TS'}{I_0}$$

$$S' = 1767,6 \text{ cm}^3$$
  
$$I_0 = 35782,2 \text{ cm}^4$$

calculés précédemment.

$$S = \frac{566 \times 1767,6}{35782,2} = 28,0 \text{ kg/cm.}$$

l'effort tangent revenant au goujon est :  $S_1 = S \cdot t$

$$S_1 = 28 \times 25 = 700,00 \text{ kg.}$$

la résistance du goujon  $Q = 42d\sqrt{d} \cdot 5,28$

on prend  $d = 1,2 \text{ cm}$ . d'où  $Q = 907,2 \text{ kg}$ .

on a bien  $Q = 907,2 \text{ kg} > S_1 = 700,0 \text{ kg}$ .

Tableau récapitulatif des goujons utilisés :

	d (cm)	t (cm)	h (cm)	D (cm)
Plancher terrasse	1,2	1	5	1,5
Plancher courant	1,2	1	5	1,5
Plancher de la salle machine	1,2	1	5	1,5

Verification de la stabilité de l'âme de la solive :

La détermination de la contrainte tangente ou de cisaillement de l'âme et la vérification éventuelle de sa résistance au voilement peuvent être effectuées par les méthodes habituellement utilisées en construction métallique, sans tenir compte de la présence de la dalle en béton.

a) Vérification au cisaillement :  $q = (G + 1,2P)b$  avec  $b = 1,2m$

\* Plancher courant :  $q = 898 \text{ kg/ml}$  ; IPE 160.

$$T = \frac{qL}{2} = \frac{898 \cdot 3,6}{2} = 1616,4 \text{ kg.}$$

$$\tau = \frac{T^{max} \cdot S_{xx}}{I_{x-x} \cdot e_a} \cdot \frac{A_{âme}^{brut}}{A_{âme}^{netto}}$$

pour un IPE 160 on a

$$\begin{cases} I_{xx} = 869 \text{ cm}^4 \\ S_{xx} = 61,9 \text{ cm}^3 \\ e_a = 0,5 \text{ cm} \\ A_a^b = h \cdot e_a = 12,7 \cdot 0,5 = 6,35 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

L'âme de la solive est assemblée à la poutre par deux boulons ordinaires  $\phi 10$ :

donc  $A_{âme}^{brut} = A_{âme}^{netto} + 2 \cdot \phi \cdot e_a$  d'où  $A_{âme}^{netto} = 6,35 - 2 \cdot 1 \cdot 0,5 = 5,35 \text{ cm}^2$

$$\tau = \frac{1616,4 \cdot 61,9}{869 \cdot 0,5} \cdot \frac{6,35}{5,35} = 273,25 \text{ kg/cm}^2 < \frac{\sigma_e}{1,54} = \frac{2400}{1,54} = 1558,5 \text{ kg/cm}^2$$

\* Plancher de la salle machines :

$$q = 1257,6 \text{ kg/ml}$$

IPE 180

$$T = \frac{qL}{2} = 2263,7 \text{ kg.}$$

$$\begin{cases} I_{xx} = 1317 \text{ cm}^4 \\ S_{xx} = 83,2 \text{ cm}^3 \\ e_a = 0,53 \text{ cm} \\ A_a^b = h \cdot e_a = 7,788 \text{ cm}^2 \\ A_a^c = A_a^b - 2 \cdot \phi \cdot e_a = 6,678 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\tau = 312,65 \text{ kg/cm}^2 < \frac{\sigma_e}{1,54} = 1558,5 \text{ kg/cm}^2$$

donc la vérification au cisaillement de l'âme de la solive pour tous les niveaux est satisfaisante.

contrainte dans le béton section homogénéisée. (S.H)

$$\sigma_b = \frac{M \cdot x}{I_o} ; \quad M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{898 \times 3,6^2}{8} = 1455 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$\sigma_b = \frac{145500 \times 10,14}{35782,2} = 42,3 \text{ kg/cm}^2 < 103 \text{ kg/cm}^2$$

contrainte dans l'acier aile supérieure. (S.H)

$$\sigma'_a = \frac{n \cdot M \cdot (x - h_b)}{I_o} = \frac{15 \times 145500 (10,14 - 12)}{35782,2} = 1114 \text{ kg/cm}^2 < 2100 \text{ kg/cm}^2$$

contrainte dans l'acier aile inf (S.H) ; contrainte de retrait section homogénéisée (S.H)

$$\sigma_a = \frac{n \cdot M \cdot (h_t - x)}{I_o} = \frac{15 \times 145500 (28 - 10,14)}{35782,2} = 1090 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \rho E_b \left[ \frac{S'}{I_o} \left( h + \frac{I_b + n I_a}{n A d_o} \right) - 1 \right] = 4 \cdot 10^{-4} \times 14 \times 10^4 \left[ \frac{1767,6}{35782,2} \left( 16 + \frac{1536 + 15 \times 869}{15 \times 20,1 \times 12} \right) - 1 \right] = 44,86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = \rho E_a \left[ \frac{S'}{I_o} \left( h - h_b + \frac{I_b + n I_a}{n A d_o} \right) \right] = 4 \cdot 10^{-4} \times 21 \times 10^5 \cdot \frac{1767,6}{35782,2} \left( 16 - 12 + \frac{1536 + 15 \times 869}{15 \times 20,1 \times 12} \right) = 333 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = -\rho E_a \frac{S'}{I_o} \left( h_t - h - \frac{I_b + n I_a}{n A d_o} \right) = -4 \times 10^{-4} \times 21 \times 10^5 \cdot \frac{1767,6}{35782,2} \left( 28 - 16 - \frac{1536 + 15 \times 869}{15 \times 20,1 \times 12} \right) = 331 \text{ kg/cm}^2$$

contrainte totale dans le béton section homogénéisée. (S.H)

$$\sigma_b = 42,3 + 44,86 = 87,16 \text{ kg/cm}^2 < 103 \text{ kg/cm}^2$$

contrainte totale dans l'acier aile supérieure (S.H)

$$\sigma'_a = 1114 + 333 = 1447 \text{ kg/cm}^2 < 2100 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{CTICM, art 1,31})$$

contrainte totale dans l'acier aile inférieure. (S.H)

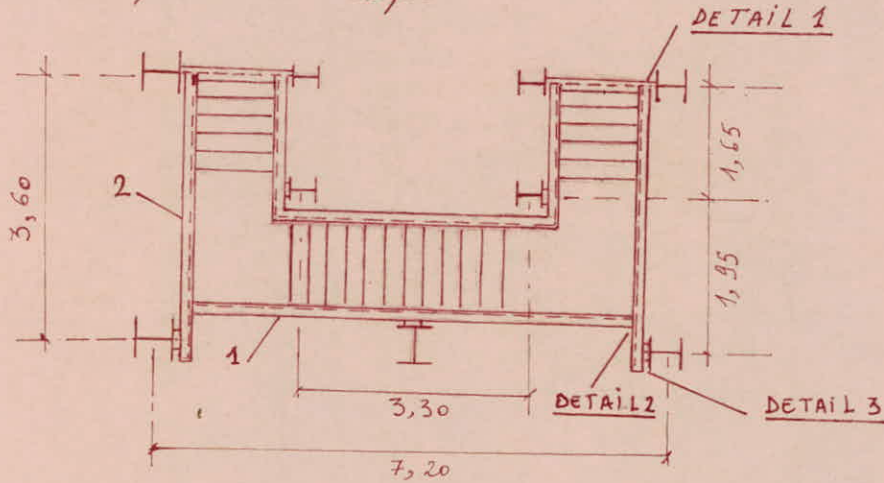
$$\sigma_a = 1090 + 331 = 1421 \text{ kg/cm}^2 < 1800 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{CTICM})$$

fleche de la poutre homogénéisée. (S.H)

$$f = \frac{\rho S l^2}{8 I_o} = \frac{4 \times 10^{-4} \times 1767,6 \cdot 360^2}{8 \times 35782,2} = 0,32 \text{ cm}.$$

## Calcul Des Escaliers

L'escalier de notre Batiment est Constitué de deux paliers intermédiaires et de trois paillasse dont tous les éléments sont en charpente métallique



### Caracteristiques Geometriques

#### - Paillasse d'extrémités

La hauteur d'une marche  $h = 15\text{ cm}$

La largeur de la marche  $g = 33\text{ cm}$

#### - Paillasse intermédiaire

La hauteur d'une marche  $h = 15\text{ cm}$

La largeur de la marche  $g = 30\text{ cm}$

### Verification de la Condition de Blondel

Condition de Blondel  $60 \leq g + 2h \leq 64$

- Paillasse d'extrémités  $g + 2h = 33 + 2 \times 15 = 63\text{ cm}$  (verifié)

La Paillasse est inclinée d'un angle " $\alpha$ " par à l'horizontale

$$\tan \alpha = \frac{0,90}{1,65} = 0,545 \rightarrow \alpha = 28^{\circ} 61'$$

- Paillasse intermédiaire  $g + 2h = 30 + 2 \times 15 = 60\text{ cm}$  (verifié)

La Pailleuse est inclinée d'un angle "α" par rapport à l'horizontale

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,80}{3,30} = 0,545 \rightarrow \alpha = 28^{\circ} 61'$$

### Évaluation de la charge Permanente

mortier de Pose 2 cm. - - - - - 44 kg/m<sup>2</sup>

carrelage (granito) 3 cm - - - - - 60 kg/m<sup>2</sup>  
avec mode de fixation

tole striée 0,5 cm - - - - - 40 kg/m<sup>2</sup>

$$\text{Charge Permanente} = 144 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{SURCHARGE d'exploitation} = 400 \text{ kg/m}^2$$

### Calcul des Elements

La stabilité des éléments qui constituent la cage d'escalier et d'ascenseur est assurée par les contreventements disposés au niveau de la cage d'ascenseur, on considère que ces contreventements ne reprennent pas d'efforts horizontaux dus au séisme, mais assurent la stabilité et l'isolement de la cage (escalier + ascenseur).

### Pré-dimensionnement des éléments (à partir de la flèche)

Cornières : chaque marche est constituée par des cornières, de la tôle striée et d'un revêtement.

$$q = (G+p) \times l = (144 + 400) \times \frac{1,95}{2} = 89,76 \text{ kg/ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^4}{EJ} \leq \frac{l}{300} \quad J \geq \frac{300 \times 5 \times q l^3}{384 E} = \frac{15 \times 89,76 \times 1,95^3}{384 \times 2,1} = 12,35 \text{ cm}^4$$

on prend des cornières L 50 x 50 x 6,  $J = 12,84 \text{ cm}^4$ ,  $P = 4,47 \text{ kg/ml}$

### Poutre 1

$$q = (400 + 144 + 4,47) \times \frac{1,95}{2} = 535 \text{ kg/ml}$$

$$J \geq \frac{59l^3 \times 300}{384 \times 2,1} = \frac{15 \times 535 \times 7,2^3}{384 \times 2,1} = 3714 \text{ cm}^4$$

on prend UAP 250  $J_x = 4136 \text{ cm}^4$   $J_y = 296,7 \text{ cm}^4$   $A = 43,8 \text{ cm}^2$   $P = 34,4 \text{ kg/ml}$

Poutre 2

$$q = 535 \text{ kg/ml}$$

$$J \geq \frac{59l^3 \times 300}{384 \times 2,1} = \frac{15 \times 535 \times 3,6^3}{384 \times 2,1} = 464,3 \text{ cm}^4$$

UAP. 150  $J_x = 797 \text{ cm}^4$

Par raison constructive on prend UAP. 250

Verification Des Elements

Pour la verification on pondere les efforts:

1° Cornieres

$$q = 4/3 G + 3/2 P = 192 + 600 = 792 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 792 \text{ kg/m}^2 \times 0,165 + 4/3 \times 4,47 = 136,64 \text{ kg/ml}$$

$$\sigma_f = \frac{Mv}{J} = \frac{136,64 \times 1,95^2 \times 10^2 \times 1,45}{8 \times 12,84} = 733,4 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

2° Poutre 1

$$q = (4/3 G + 3/2 P) l = (4/3 \times 144 + 3/2 \times 400) \times \frac{1,95}{2} + 4/3 \times 34,4 = 818 \text{ kg/ml}$$

verification de la resistance

$$\sigma = \frac{Mv}{I} = \frac{818 \times 7,2^2 \times 12,5 \times 10^2}{8 \times 4136} = 1602 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

verification au cisaillement

$$\tau = \frac{T}{A_a} \leq \frac{\sigma_{ca}}{1,54}$$

D'après CM 66 Art 3.32 formule simplifiée toujours satisfaitte  $A_s \geq 15\% A$   
 $A_s = 8,5 \times 1,35 = 11,475 > 0,15 \times 43,8 = 6,57 \text{ cm}^2$

$$T = \frac{qL}{2} = \frac{818 \times 7,2}{2} = 2944,8 \text{ kg} = 2,95 \text{ t}$$

$$A_a = 0,9 \times 196 = 1764 \text{ cm}^2$$

$$\frac{T}{A_a} = \frac{2944,8}{1764} = 167 \text{ kg/cm}^2 < 1558,44 \text{ kg/cm}^2$$



Poutre 2  $q = 818 \text{ kg/ml}$

verification de la resistance

$$\sigma = \frac{M V}{J} = \frac{818 \times 3,6^2 \times 12,5 \times 10^2}{8 \times 4136} = 400,49 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{ca}}$$

verification au cisaillement

$$T = \frac{qL}{2} + \text{effort tranchant de la Poutre (1)}$$

$$T = \frac{818 \times 3,6}{2} + 2944,8 = 1472,4 + 2944,8 = 4417,2 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{T}{A_a} = \frac{4417,2}{17,64} = 250,47 \text{ kg/cm}^2 < 1558,44 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

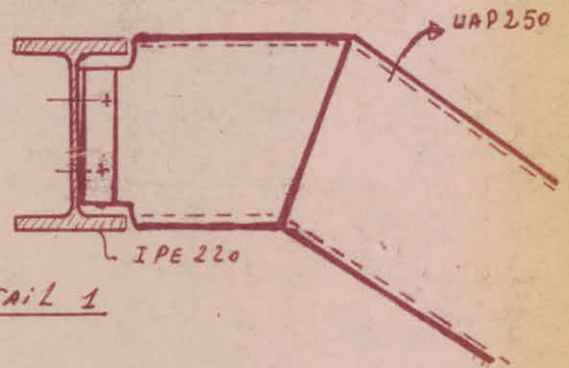
Assemblage Par Boulons ordinaires

1/ ASSEMBLAGE Cornieres - Poutre UAP 250

verification au cisaillement

$$1,54 \frac{T}{A_a} \leq \sigma_{\text{ca}}$$

art. 4.122 CM 66



on Prend 2 boulons  $\phi 10$ , Double sections cisaillees (Double cornieres)

$$1,54 \frac{T}{A_a} = \frac{1,54 \times 1472 \times 4}{4 \times 0,8 \times \pi \times 1^2} = 902 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

2/ ASSEMBLAGE Cornieres - Poutre de Plancher IPE 220

on Prend 4 boulons  $\phi 10$

$$1,54 \frac{T}{A_a} = \frac{1,54 \times 1472 \times 4}{4 \times 0,8 \times \pi \times 1^2} = 902 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Dimensionnement de La Double cornieres

Conditions de distance:

\* sur  $\delta$ : Piece non soumise aux intemperies  $3d \leq \delta \leq 10d$

on Prend  $\delta = 8d = 8\text{cm}$

\* Sur  $\delta_l$  : pince longitudinale

$$\text{sup} \begin{cases} 1,5d = 1,5\text{cm} \\ \frac{0,8T}{e_{\text{min}} \delta_{\text{min}}} = \frac{0,8 \times 1472,4}{0,5 \times 240} = 9,99 \end{cases} \leq \delta_l \leq 2,5d = 2,5\text{cm} \quad \text{on Prend } \delta_l = 2\text{cm}$$

\* Sur  $\delta_t$  : pince transversale

$$1,5d \leq \delta_t \leq 2,5d \quad 1,5\text{cm} \leq \delta_t \leq 2,5\text{cm} \quad \text{on Prend } \delta_t = 2,5\text{cm}$$

\* Conditions d'epaisseur des Pices Assemblees

assemblage avec JL 50x50x5

$$d \geq e_2 + 2\text{mm} \quad \text{si on a } e_2 < 20\text{mm}$$

$$\text{Pour notre cas : } e_2 = 5\text{mm} < 20\text{mm} \rightarrow d > 2 + 5 = 7\text{mm}$$

\* Pression Diametrale

$$\frac{T}{d \cdot e_{\text{min}}} < 30\text{en} \quad \text{assemblage boulonnés courants} \\ \text{Art. 4.102. CM 66}$$

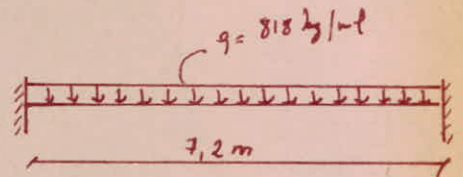
$$\frac{1472,4}{0,5 \times 1} = 2944,8 \text{ kg/cm}^2 < 7200 \text{ kg/cm}^2$$

ASSEMBLAGE Poutre (1) - Poutre (2)

ASSEMBLAGE Par Soudure

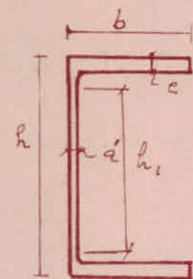
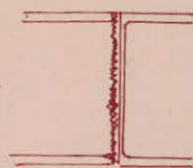
$$T = \frac{qL}{2} = \frac{0,818 \times 7,2}{2} = 2,945 \text{ t}$$

$$M = -\frac{qL^2}{12} = -\frac{0,818 \times 7,2^2}{12} = -3,53 \text{ t.m}$$



$$r = 250\text{mm} \quad r_1 = 196\text{mm} \quad a' = 9\text{mm} \quad e = 13,5\text{mm}$$

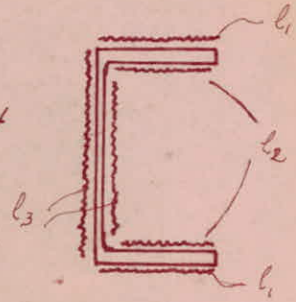
$$b = 85\text{mm}$$



DETAIL 2

Verification de L'assemblage

- Les cordons d'attache des semelles équilibrent le Moment M
- Les cordons d'attache de l'âme équilibrent l'effort T



épaisseur utile  $a = 8 \text{ mm}$

Coefficient de réduction  $\alpha = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a}\right) = 0,8 \left(1 + \frac{1}{8}\right) = 0,9$

Longueurs utiles des Cordons

$l_1 = b - 2a = 85 - 16 = 69 \text{ mm}$

$l_2 = b - e - 2a - a' = 85 - 17,5 - 16 - 9 = 46,5 \text{ mm}$

$l_3 = h_1 - 2a = 196 - 16 = 180 \text{ mm}$

verification des Cordons des Semelles

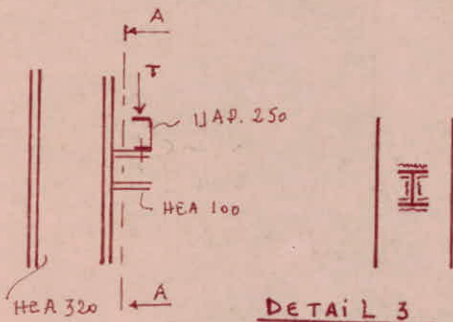
$$1,18 \left[ \frac{M h}{h^2 l_1 a_1 \alpha_1 + (h - 2e)^2 l_2 a_2 \alpha_2} \right] < \sigma_{\text{ca}}$$

$$1,18 \left[ \frac{3,53 \times 10^5 \times 25}{(25)^2 \cdot 6,9 \times 0,8 \times 0,9 + (25 - 2,7)^2 \cdot 4,65 \times 0,8 \times 0,9} \right] = 2183,15 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{ca}}$$

verification des Cordons d'âme

$$\sqrt{1,8 \left( \frac{T}{2 l_3 a_3 \alpha_3} \right)^2} = \sqrt{1,8 \left( \frac{2945}{2 \times 18 \times 0,8 \times 0,9} \right)^2} = 152,4 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{ca}}$$

Verification de L'assemblage Potcau (HEA 320) - Support (traverse)



HEA 100  $h = 96 \text{ mm}$   
 $b = 100 \text{ mm}$   
 $a' = 5 \text{ mm}$   
 $e = 8 \text{ mm}$   
 $h_1 = 56 \text{ mm}$   
 effort T = 4417,2 kg

L'effort T est repris par les cordons d'âme

$a = 3 \text{ mm}$      $l_3 = 50 \text{ mm}$      $\alpha = 1$      $l_1 = 94 \text{ mm}$      $l_2 = 30,5 \text{ mm}$

$$\sqrt{1,8 \left( \frac{T}{2 l_3 a_3 \alpha_3} \right)^2} = \sqrt{\left( \frac{4417,2}{2 \times 5 \times 0,3 \times 1} \right)^2 \times 1,8} = 1975,43 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{ca}}$$

on pourrait evaluer un moment dû à l'excentrement de l'effort par rapport au cordons de soudure

$$M = T \times x \quad x = 10 \text{ cm}$$

$$M = 4417,2 \times 10 = 44172 \text{ kg.cm}$$

ce moment est repris par les cordons de semelles

$$1,18 \left[ \frac{M h}{h^2 l_1 a_1 + 2(h-2e)^2 l_2 a_2} \right] = 1,18 \left[ \frac{44172 \times 9,6}{9,6^2 \times 9,4 \times 0,3 \times 1 + 2 \times 8^2 \times 3,25 \times 0,3 \times 1} \right]$$
$$= 1984,16 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{cm}$$

- Pour raison de securité on place un tasseau intermediaire reglementairement

verification des boulons assemblant la poutre (2) au support (DETAILS)

les 2 Boulons  $\phi 10$  (ordinaire) sont sollicités à la compression donc ne necessite aucune verification

ETUDE AU VENT

## Etude au Vent

### Introduction:

L'étude de la résistance et de la stabilité d'une construction sous l'action des surcharges climatiques doit être faite obligatoirement sous l'action des surcharges normales et extrêmes.

### Action due au Vent:

L'action global du vent est:  $q = q_0 \cdot K_s \cdot K_h \cdot S \cdot C \cdot \beta$  [kg/m<sup>2</sup>]

$q_0$  = pression dynamique de base, elle depend de la region, on peut la determiner par la relation suivante:

$$q_0 = \frac{V^2}{1630} \quad ; \quad q_0 \text{ en [kg/m}^2\text{]} \quad , \quad V \text{ en [m/s]}$$

notre batiment est situe a chin-delfa qui correspond a la region III d'ou:

une pression dynamique de base normale  $q_0 = 70 \text{ kg/m}^2$ .

Pour le cas extreme on multiplie  $q_0$  par 1,75.

### Calcul des differents coefficients:

\* effet de site :  $K_s$ .

site normale (region III)  $K_s = 1$  (NV 65 art 1.242)

\* effet de la hauteur :  $K_h$ .

L'action du vent est une fonction de l'altitude du point etudie par rapport au sol environnant.

soit  $q_H$  = pression dynamique agissant a la hauteur  $H$  au dessus du sol

$q_{10}$  = pression dynamique de base a 10 m de hauteur.

pour  $0 < H < 500 \text{ m}$  on a la relation suivante:

$$K_h = 2,5 \cdot \frac{H+18}{H+60}$$

on a  $H = 22,0m$  au sommet.

hauteur (m)	0,00	3,6	7,2	10,80	14,40	18,00	22,02
$K_h$	0,75	0,849	0,9375	1,017	1,089	1,154	1,219

remarque: Pour des batiments de faible hauteur, on peut considerer que l'action du vent comme constante et egale a la valeur calculée au sommet du batiment (cas le plus defavorable).

(N.V page 65)  $K_h = 1,219$ .

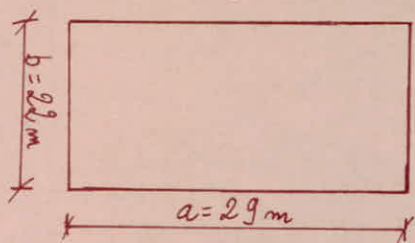
Effet des dimensions:  $\delta$ .

Les pressions dynamiques de base s'exerçant sur un élément de construction peuvent être affectées d'un coefficient de réduction  $\delta$  qui est donné par un diagramme (NV 65) en fonction de la plus grande dimension, de la surface offerte au vent intéressant l'élément considéré, de la côté  $H$  de l'élément considéré.

pour  $H < 30m$  (NV 65)  $\rightarrow \delta = 0,70$  (fig R.III.2)

forme de la construction: C

notre batiment est assimilé a une construction en contact avec le sol a base rectangulaire comme indiqué ci-dessous.



on a  $a > b$ .

Pour le calcul on suppose que l'action du vent est toujours normale a une des faces

du batiment.

le coefficient (C) est positif dans le cas de surpression et negatif dans le cas de depression.

Actions extérieures :

Face au vent :  $C_e = +0,8$  indépendant de la forme du bâtiment

Face sous vent :  $C_e = -(1,3 \gamma_0 - 0,8) = -0,5$ .

Actions intérieures :

Surpression :  $C_i = +0,6 (1,8 - 1,3 \gamma_0)$

Depression :  $C_i = -0,6 (1,3 \gamma_0 - 0,8)$ .

Calcul de  $\gamma_0$  : (art 2.12 NV.65 page 89)

Le coefficient  $\gamma_0$  est déterminé en fonction de la hauteur et des deux faces.

$$\gamma_0 = f(\lambda_a, \lambda_b, \frac{b}{a})$$

d'où		$\lambda_a = \frac{H}{a} = \frac{22}{29} = 0,758$
		$\lambda_b = \frac{H}{b} = \frac{22}{22} = 1$
		$\frac{b}{a} = \frac{22}{29} = 0,76$

on a d'après (NV65)  $\lambda_a$  et  $\lambda_b$  supérieur à 0,5 et  $\frac{b}{a} < 3$  alors  $\gamma_0 = 1$ .

Actions résultant sur les parois :

$$C = C_e - C_i$$

on combine les deux actions de manière à obtenir l'action la plus défavorable.

$C_e = 0,8$  (face au vent)

$C_e = -(1,3 \cdot 1 - 0,8) = -0,5$  (sous vent)

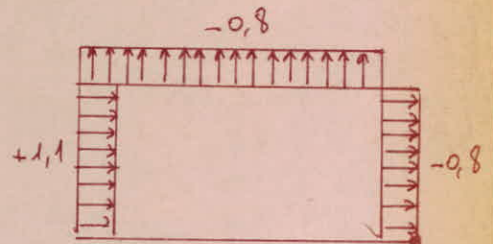
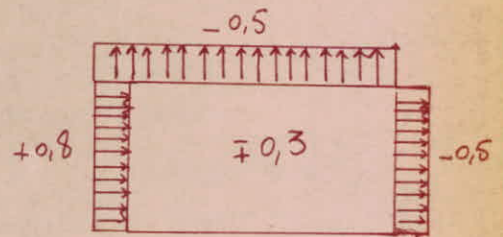
$C_i = +0,6 (1,8 - 1,3 \cdot 1) = 0,3$  (surpression)

$C_i = -0,6 (1,3 \cdot 1 - 0,8) = -0,3$  (dépression).

Par combinaison on a :

action au vent :  $C_e - C_i = 0,8 - (-0,3) = 1,1$

action sous vent :  $C_e - C_i = -0,5 - 0,3 = -0,8$





Coefficient de majoration dynamique :  $\beta$

pour tenir compte des effets dynamiques du vent on multiplie les pressions dynamiques normales servant au calcul de l'action d'ensemble à chaque niveau par un coefficient de majoration dynamique supérieur à l'unité, ce coef  $\beta$  est donné par:

$$\beta = \theta (1 + \xi \tau) \quad \text{cas de vent normal.}$$

$\xi$  = coef de réponse donné en fonction de la période  $T$  du mode fondamental d'oscillation, il dépend du type de la structure

$$T = 0,1 \frac{H}{\sqrt{L}}$$

$$\text{pour } \begin{cases} L_x = 29 \text{ m} & \rightarrow T_x = 0,408 \text{ s} & \rightarrow \xi_x = 0,38 \\ L_y = 22 \text{ m} & \rightarrow T_y = 0,469 \text{ s} & \rightarrow \xi_y = 0,4 \end{cases}$$

on prend  $\xi = 0,4$

cas extrême :

$$\beta = \left(\frac{\theta}{2} + 0,5\right) \theta (1 + \xi \tau)$$

$$\text{pour } H = 22 \text{ m} \quad \text{on a } \tau = 0,34$$

$$H < 30 \text{ m} \quad \text{on a } \theta = 0,7$$

} (NV65 art 1.5.11 page 83)

application numérique :

cas normal :  $\beta = \theta (1 + \xi \tau) = 0,7 (1 + 0,4 \cdot 0,34) = 0,795$

cas extrême :  $\beta' = \left(\frac{\theta}{2} + 0,5\right) \theta (1 + \xi \tau) = \left(\frac{0,7}{2} + 0,5\right) \cdot 0,7 (1 + 0,4 \cdot 0,34) = 0,675$

$\beta, \beta'$  étant inférieur à 1 alors on prend  $\beta = 1$  (NV65 art 1.5.11)

Action globale du Vent :  $q$  :

l'action globale au sommet du bâtiment est :

face au vent :  $q = q_0 \cdot K_s \cdot K_h \cdot \delta \cdot c \cdot \beta = 70 \times 1 \times 1,219 \times 0,7 \times 1,1 \times 1 = 65,7 \text{ kg/m}^2$

face sous vent :  $q = 70 \times 1 \times 1,219 \times 0,7 \times 0,8 \times 1 = 47,79 \text{ kg/m}^2$

donc on aura :

sur la face transversale du bâtiment : ( $L_y = 22 \text{ m}$ )

$$q'_t = q \cdot L_y = 65,70 \cdot 22 = 1445,49 \text{ kg/ml} = 1,445 \text{ t/ml (au vent)}$$

sur la face longitudinale du bâtiment : ( $L_x = 29 \text{ m}$ )

$$q'_{le} = q \cdot L_x = 65,70 \times 29 = 1905,4 \text{ kg/ml} = 1,905 \text{ t/ml (face au vent)}$$

$$q'_t = 47,79 \times 22 = 1,051 \text{ t/ml (face sous vent)}$$

$$q'_{le} = 47,79 \times 29 = 1,386 \text{ t/ml (face sous vent)}$$

Vent extrême : Pour la détermination des actions dues au vent extrême, on multiplie par 1,75.

face au vent :

sens transversal :  $q_{te} = 1,75 \cdot 1,445 = 2,528 \text{ t/ml}$

sens longitudinal :  $q_{le} = 1,75 \cdot 1,905 = \underline{\underline{3,33}} \text{ t/ml}$

face sous vent :

sens transversal :  $q'_{te} = 1,75 \cdot 1,051 = 1,839 \text{ t/ml}$

sens longitudinal :  $q'_{le} = 1,75 \cdot 1,386 = 2,425 \text{ t/ml}$

Ⓟ Pour pouvoir faire une comparaison entre le séisme et le vent (vent extrême) on concentre les forces réparties précédentes sur les différents planchers (ou sur les nœuds du portique) qui sont supposés infiniment rigides dans leur plan.

La force due au vent :  $F_v$

$$F_v = q_e \cdot h \quad \text{avec} \quad h = \text{hauteur d'étage} = 3,60 \text{ m}$$

$$\underline{\underline{F_v = 3,33 \times 3,6 = 12 \text{ t}}}$$

ÉTUDE AU SÈSME

## Etude au séisme

generalités: Une grande partie de L'ALGERIE est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques pouvant provoquer des désordres dans les ossatures des bâtiments ou même ruine totale, il est donc nécessaire de faire une étude au séisme afin d'assurer un seuil minimal de protection des biens et des personnes.

### Recommandations pour la conception des bâtiments dans les zones sismiques:

il est recommandé de suivre les conseils suivants:

- \* réduire le plus que possible la hauteur du bâtiment ainsi que le rapport entre la hauteur et la largeur.
- \* éviter les grandes ouvertures.
- \* éviter les éléments de constructions mal liés à la superstructure.
- \* éviter les constructions présentant des changements d'inertie importants entre les étages.
- \* prévoir des fondations profondes, bien chaînées et bien ancrées dans le sol pour reprendre les efforts de soulèvement sismique.

Pour la superstructure les recommandations sont les suivantes.

- \* prévoir autour des ouvertures des encadrements armés liés à l'ossature ou au chaînage.
- \* abaisser autant que possible le centre de gravité de l'ensemble.
- \* réaliser des nœuds en liaisons rigides
- \* assurer l'indeformabilité de l'ensemble par un entreventement dans les 2 directions.

L'étude sismique est faite suivant le règlement parasismique  
Algerien (RPA 81).

Le présent règlement est applicable à toute catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière.

Dans les zones II et III le système de contreventement des bâtiments doit être de même nature dans les 2 directions.

Les contreventements seront plans et disposés autant que possible symétriquement par rapport au centre des masses de la construction. Il est à déconseiller les constructions présentant des changements dans le système de contreventement d'un niveau à un autre.

Principe de calcul :

Méthode statique :

Dans la conception du présent règlement 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.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant 2 directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général ces 2 directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toute fois que les forces sismiques équivalentes données par la méthode statique qui sont inférieures aux forces réelles

qui se produisent dans la structure élastique sous l'action du séisme extrême, c'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- \* une ductibilité suffisante (aptitude d'un élément de la structure ou de la structure dans son ensemble à se déformer au delà de la limite élastique sans risque de rupture soudaine et fragile)
- \* la capacité de dissiper l'énergie induite par le mouvement du sol.

### Action sismique:

force sismique minimum (formule de base).

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.

$$V = (A \cdot D \cdot B \cdot Q) W$$

**A** = coef d'accélération des zones

**B** = facteur de comportement de la structure

**D** = coef d'amplification dynamique moyen

**Q** = facteur de qualité.

**W** = poids de la structure.

la valeur de **W** comprend la totalité des charges permanentes

. Pour les entrepôts ou hangars, un minimum de 25% de la charge d'exploitation doit être inclus dans la valeur de **W**.

Pour les salles et magasins accessibles au public, ainsi que pour les planchers à forte surcharge il faut prendre en considéra-

tion 50% des surcharges d'exploitations.

Pour les bâtiments dont la surcharge peut être de longue durée : tels que réservoirs, silos et ouvrages similaires on prendra la totalité de la surcharge.

a / Coefficient d'accélération de zone : (A)

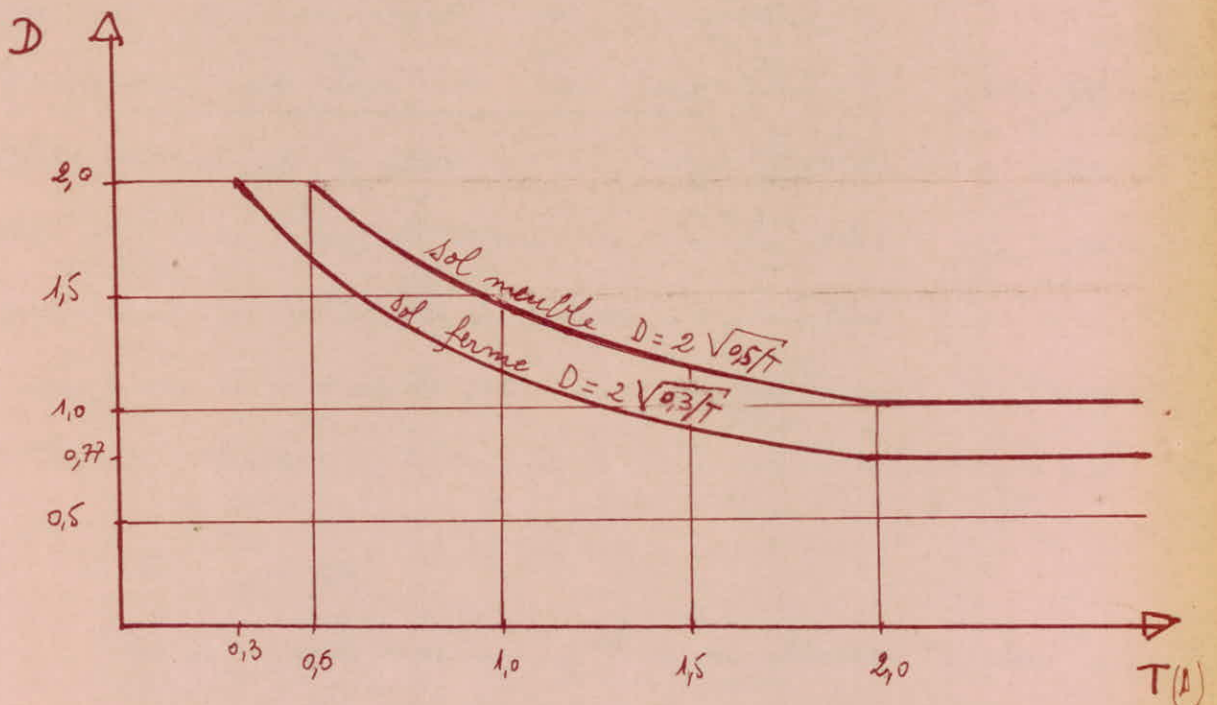
le coef d'accélération de zone dépend du groupe d'usage et de la zone sismique.

groupe d'usage : 2 ; zone sismique : 3

donc A = 0,25 tableau page 16 du RPA

b / facteur d'amplification dynamique moyen (D)

ce coef d'amplification dynamique est fonction du type du sol et de la période (T) du bâtiment.



dans notre cas le sol est ferme:  $D = 2\sqrt{0,3/T}$   
mais avant de calculer (D) on va calculer (T)

$$P = P_1 + P_2 + P_3 = 114,37t$$

$$W_1 = G + P/2 = 448 + \frac{114,37}{2} = 506t$$

$$\underline{W_1 = 506t}$$

Plancher courant :

$$G = 370t$$

$$P_1 = 153t \text{ (surcharge de } 250 \text{ kg/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = 7t \text{ (escalier + ascenseur)}$$

$$P = P_1 + P_2 = 160t$$

$$W_2 = G + P/2 = 370 + \frac{160}{2} = 450t$$

$$\underline{W_2 = 450t}$$

Poids total de la structure : (W)

notre bâtiment est un (R+4).

$$W = W_1 + 4W_2 + W_3$$

( $W_3 =$  poids des  $\frac{1}{2}$  poteaux inférieurs du niveau rez de chaussée.)

$$W = 506 + 4 \times 450 + 5,07 = 2311t$$

$$\underline{W = 2311t}$$

calcul de la Période T : ( $W_i = P_i$ )

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^5 P_i x_i^2}{g \left( \sum_{i=1}^5 P_i x_i \right)}}$$

$$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = W_2 = 450t$$

$$P_5 = W_1 = 506t$$

les  $x_i$  sont donnés dans le tableau de la page suivante.

sens longitudinal :

$$x_1 = 6,176cm \quad x_2 = 14,6924cm \quad x_3 = 24,6645cm \quad x_4 = 35,2659cm$$
$$x_5 = 44,8481cm$$

sens transversal :

$$x_1 = 2,1518cm \quad x_2 = 4,8352cm \quad x_3 = 7,8301cm \quad x_4 = 10,7576cm \quad x_5 = 13,3592cm$$



Portique B

Noeud	X (cm) Deplace.	Noeud	X (cm) Deplace.	Noeud	X (cm) DEPLACE
1	0,	19	14,6924	37	46,1747
2	0,	20	14,6955	38	45,5489
3	0,	21	14,6979	39	45,0538
4	0,	22	25,2044	40	44,8481
5	0,	23	25,1665	41	44,7822
6	0,	24	24,6316	42	44,7392
7	0,	25	24,5999	43	41,5972
8	7,3624	26	24,6645	44	40,1903
9	7,3190	27	24,6774	45	40,4842
10	6,7388	28	24,6808	46	29,8922
11	6,2946	29	37,8274	47	19,9857
12	6,1760	30	37,8615	48	19,3222
13	6,2557	31	36,9926	49	10,7899
14	6,2860	32	35,7305	50	9,8794
15	15,8695	33	35,2659	51	2,6258
16	15,8794	34	36,2560	52	2,1844
17	15,3748	35	38,2558		
18	14,8734	36	46,1369		

Portique A

Noeud	X (cm) Deplace.	Noeud	X (cm) Deplace.	Noeud	X (cm) Deplace.
1	0,	22	10,1021	43	14,9167
2	0,	23	9,4814	44	11,4335
3	0,	24	9,1592	45	7,9612
4	0,	25	8,6524	46	4,5183
5	0,	26	8,1453	47	1,2190
6	0,	27	7,8548	48	14,1740
7	0,	28	7,8301	49	10,9486
8	3,4368	29	13,4953	50	7,5100
9	2,6829	30	12,9066	51	4,1094
10	2,6909	31	12,4444	52	1,0622
11	2,4822	32	11,8026	53	12,3351
12	2,2726	33	11,1616	54	9,4581
13	1,9751	34	10,8457	55	6,3650
14	2,1518	35	10,7576	56	3,3547
15	6,6854	36	17,2415	57	0,8093
16	6,0344	37	16,0753	58	12,8948
17	5,8121	38	15,3720	59	9,2763
18	5,4386	39	14,6287	60	6,2284
19	5,0653	40	13,8847	61	3,2694
20	4,7892	41	13,4846	62	0,7894
21	4,8352	42	13,3592		

seus longitudinal

$$\underline{T_x = 1,16 \text{ s.}} \longrightarrow \underline{D_x = 1,017}$$

seus transversal :

$$\underline{T_y = 0,64 \text{ s.}} \longrightarrow \underline{D_y = 1,369}$$

c/ facteur de comportement de la structure : (B).

le facteur (B) de comportement de la structure depend de son type et de la nature de ses contreventements.

la valeur de B est donnée par le tableau de la page 22 (RPA)

$$B = 1/4 \text{ ( ossature contreventée par palée )}$$

d/ facteur de qualité : (Q)

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

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

$P_q$  = pénalité qui depend de l'observation ou non du critère de pénalité q.

- critère de file porteuse : non assuré — — — —  $P_1 = 0,1$
- critère de surabondance en plan : non assuré — — — —  $P_2 = 0,1$
- critère de symétrie en plan : assuré — — — —  $P_3 = 0$
- critère de régularité en élévation : non assuré — — — —  $P_4 = 0,1$
- critère de contrôle de la qualité : non assuré — — — —  $P_5 = 0,1$   
des matériaux
- critère de contrôle de la qualité : non assuré — — — —  $P_6 = 0,1$   
de construction

d'où  $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q = 1,5 \quad ( Q = 1,5 )$

donc la force sismique (V) est :

seus longitudinal :

$$V_x = (A \cdot D_x \cdot B \cdot Q) W = (0,25 \times 1,017 \times \frac{1}{4} \times 1,5) \cdot 2311$$

$$V_x = 220 \text{ t.}$$

seus transversal :

$$V_y = (A \cdot D_y \cdot B \cdot Q) W = (0,25 \times 1,369 \times \frac{1}{4} \times 1,5) \cdot 2311$$

$$V_y = 297 \text{ t.}$$

Distribution en hauteur des forces laterales :

La force laterale totale (V) doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

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

$F_t$  = Force concentrée au sommet de la structure et est donnée

par la formule. 
$$\begin{cases} F_t = 0,07 T V & \text{si } T > 0,7 \text{ s.} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ s.} \end{cases}$$

La partie restante de l'effort horizontal total (V) doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

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

$F_k$  = effort horizontal au niveau (k)

W = charge au niveau (k).

donc pour chaque niveau on a :

seus longitudinal :

$$T_x = 1,16 \text{ s}$$

$$V_x = 220 \text{ t}$$

d'où  $F_t = 0,07 T V = 0,07 \cdot 1,16 \cdot 220 = 17,2 \text{ t.}$

$$V_x - F_t = 220 - 18 = 202 \text{ t.}$$

$$F_K = 202 \frac{\sum W_k h_k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad \text{d'où le tableau suivant.}$$

niveau	$W_k$ (t)	$h_k$ (m)	$W_k \cdot h_k$ (t.m)	$F_K$ (t)	$F_K + F_t$ (t)
5 (T)	506	18	9108	72,7	90,7
4	450	14,4	6480	51,7	
3	450	10,8	4860	39	
2	450	7,2	3240	26	
1	450	3,6	1620	13	
$\Sigma$			25308		

remarque: au niveau terrasse on a ajouté la face concréta  
 $F_t = 18 \text{ t}$  à la force  $F_K$ .

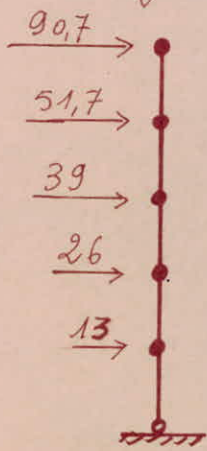
Deux transversal:  $T_y = 0,64 \text{ A}$ ;  $V_y = 297 \text{ t}$ .

$$F_t = 0 \quad \text{car } T = 0,64 \text{ A} < 0,7 \text{ A.}$$

$$F_K = 297 \frac{\sum W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad \text{d'où le tableau suivant.}$$

niveau	$W_k$ (t)	$h_k$ (m)	$W_k \cdot h_k$ (t.m)	$F_K$ (t)
5 (T)	506	18	9108	107
4	450	14,4	6480	76
3	450	10,8	4860	57
2	450	7,2	3240	38
1	450	3,6	1620	19
$\Sigma$			25308	

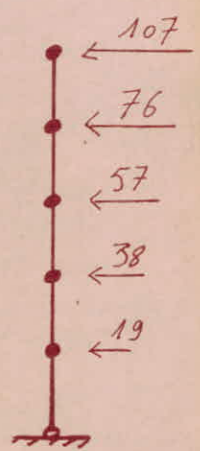
seus longitudinal



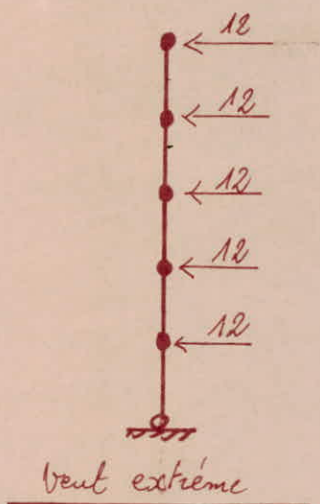
Niveau

- ⑤ (T)
- ④
- ③
- ②
- ①

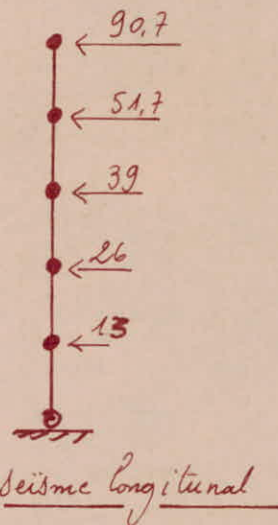
seus transversal



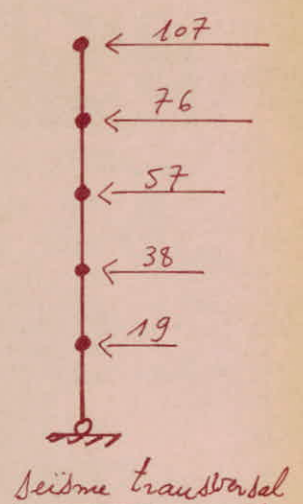
comparaison entre les efforts dus au séisme et ceux dus au vent:



vent extrême



séisme longitudinal



séisme transversal

Conclusion:

Les forces concentrées dues au vent extrême sont plus petites que les forces dues au séisme, donc les forces latérales qui seront prises en compte pour le calcul de la structure seront celles dues au séisme pour les sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre.

## Vérification du bâtiment au renversement.

avant tout calcul relatif au séisme, il faut vérifier la structure vis à vis du renversement.

soit  $w$  le poids du Plancher.

$$w_1 = w_2 = w_3 = w_4 = 454 \text{ t}$$

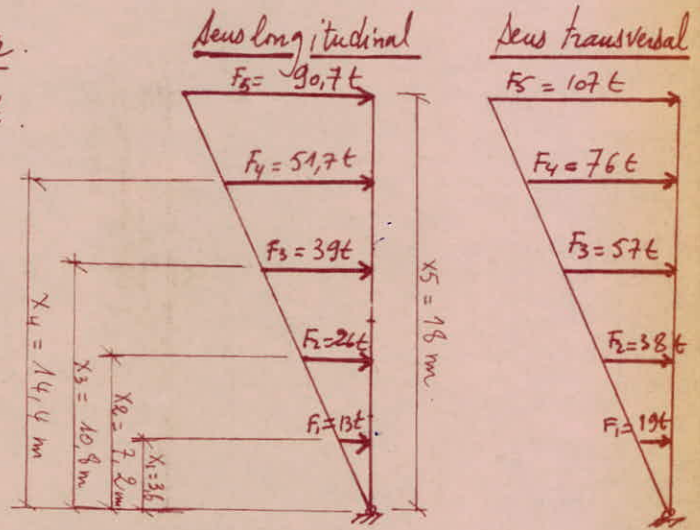
$$w_5 = 506 \text{ t}$$

seus longitudinal :

$$\sigma_{Hx} = A D B \varphi = 0,0952$$

seus transversal :

$$\sigma_{Hy} = A D y B \varphi = 0,1285$$



- le moment de renversement = moment en console (RDC) + effort tranchant à la base  $x_2$
- moment en console (RDC) =  $\sum_{i=1}^5 F_i x_i = F_1 x_1 + F_2 x_2 + F_3 x_3 + F_4 x_4 + F_5 x_5$
- effort tranchant à la base (RDC) :  $H = \sum_{i=1}^5 F_i$
- moment résistant =  $\left( \sum_{i=1}^5 w_i - \sum_{i=1}^5 \sigma_{Hx} w_i \right) b \gg 1,5$  fois le mois de rend<sup>t</sup>

a) Vérification du bâtiment au renversement dans le seus longitudinal

$$L_x = 29 \text{ m} \quad ; \quad b = \frac{L_x}{2} = 14,5 \text{ m} \quad ; \quad z = 0 \text{ dans notre cas}$$

$$\text{moment de renversement} = 90,7 \times 18 + 51,7 \times 14,4 + 39 \times 10,8 + 26 \times 7,2 + 13 \times 3,6 + 0 = 3032,28 \text{ t.m}$$

$$\text{moment résistant} = \left( \sum_{i=1}^5 w_i - \sum_{i=1}^5 \sigma_{Hx} w_i \right) b = \left[ (4 \times 454 + 506) - 0,0952 (4 \times 454 + 506) \right] 14,5 = 30463,71 \text{ t.m}$$

$$\text{le moment résistant} = 30463,71 \text{ t.m} > 1,5 \times 3032,28 = 4548,5 \text{ t.m}$$

donc notre bâtiment est stable dans le seus longitudinal

b/ Vérification du bâtiment au renversement dans le sens transversal.

$$L_y = 22 \text{ m}$$

$$b = \frac{L_y}{2} = 11 \text{ m.} \quad z = 0$$

$$\begin{aligned} \text{moment de renversement} &= 107 \times 18 + 76 \times 14,4 + 57 \times 10,8 + 38 \times 7,2 + 19 \times 3,6 \\ &= 3978 \text{ t.m.} \end{aligned}$$

$$\text{moment résistant} = \left[ (4 \times 454 + 506) - 0,1285 (4 \times 454 + 506) \right] 11 = 22259,85 \text{ t.m.}$$

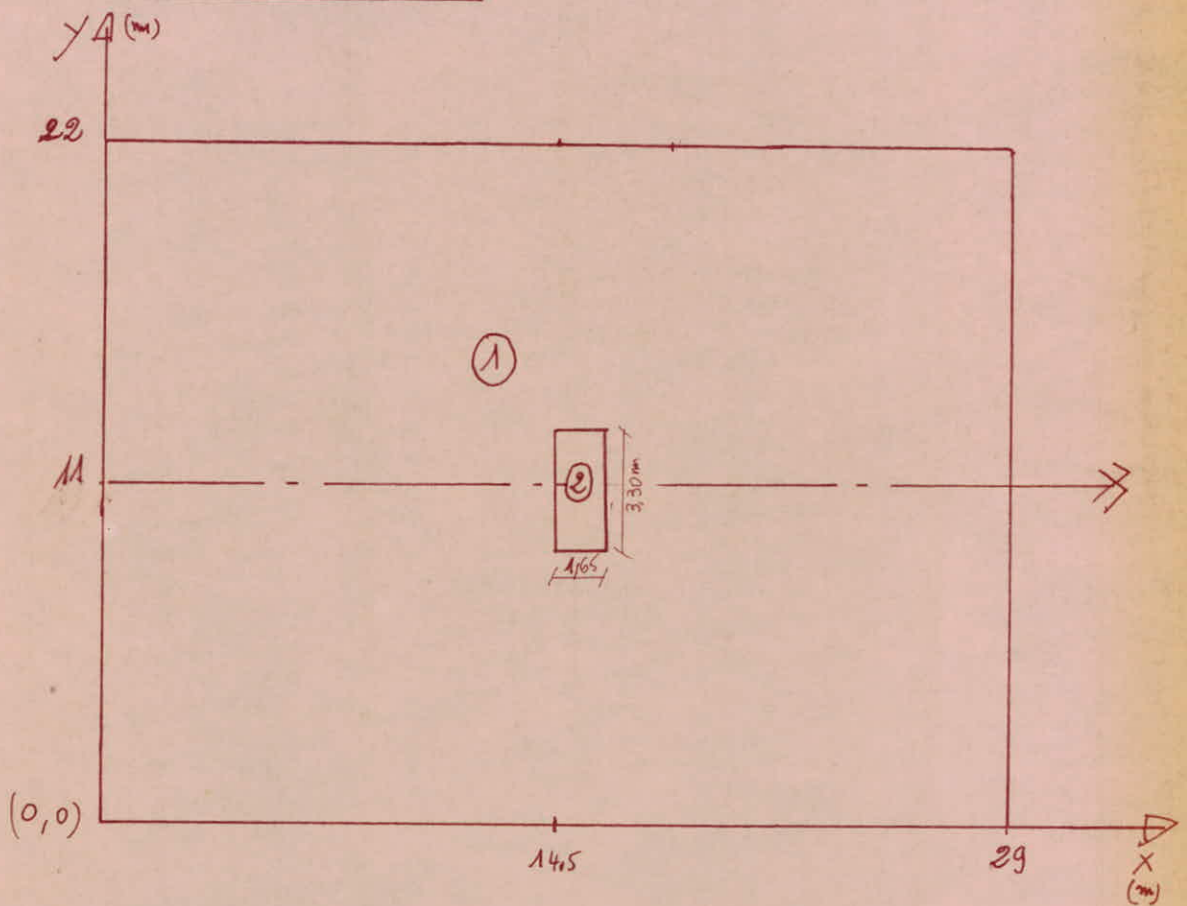
$$\text{Le moment résistant} = 22259,85 \text{ t.m} > 1,5 \times 3978 = 5967 \text{ t.m.}$$

donc le bâtiment est stable dans le sens transversal.

Conclusion:

Le bâtiment est stable dans les deux directions  
donc il n'y a pas de risque de renversement de la structure.

calcul du centre de masse.



① : Surface totale du bâtiment.

② : Surface de la cage d'attente (vide).

les coordonnées du centre de masse sont :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n F_i X_i}{\sum_{i=1}^n F_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n F_i Y_i}{\sum_{i=1}^n F_i}$$

$$X_G = \frac{(29 \times 22) \cdot 14,5 - (3,30 \times 1,65) \left(14,5 + \frac{1,65}{2}\right)}{29 \times 22 - 3,30 \times 1,65} = 14,4929 \text{ m.}$$

$$Y_G = \frac{l}{2} = \frac{22}{2} = 11 \text{ m (on a une symétrie suivant l'axe } Y).$$

donc :  $\underline{X_G = 14,493 \text{ m}} \quad \underline{Y_G = 11 \text{ m.}}$

calcul du centre de torsion :

le centre de torsion (ou centre élastique) d'un groupe de poutres



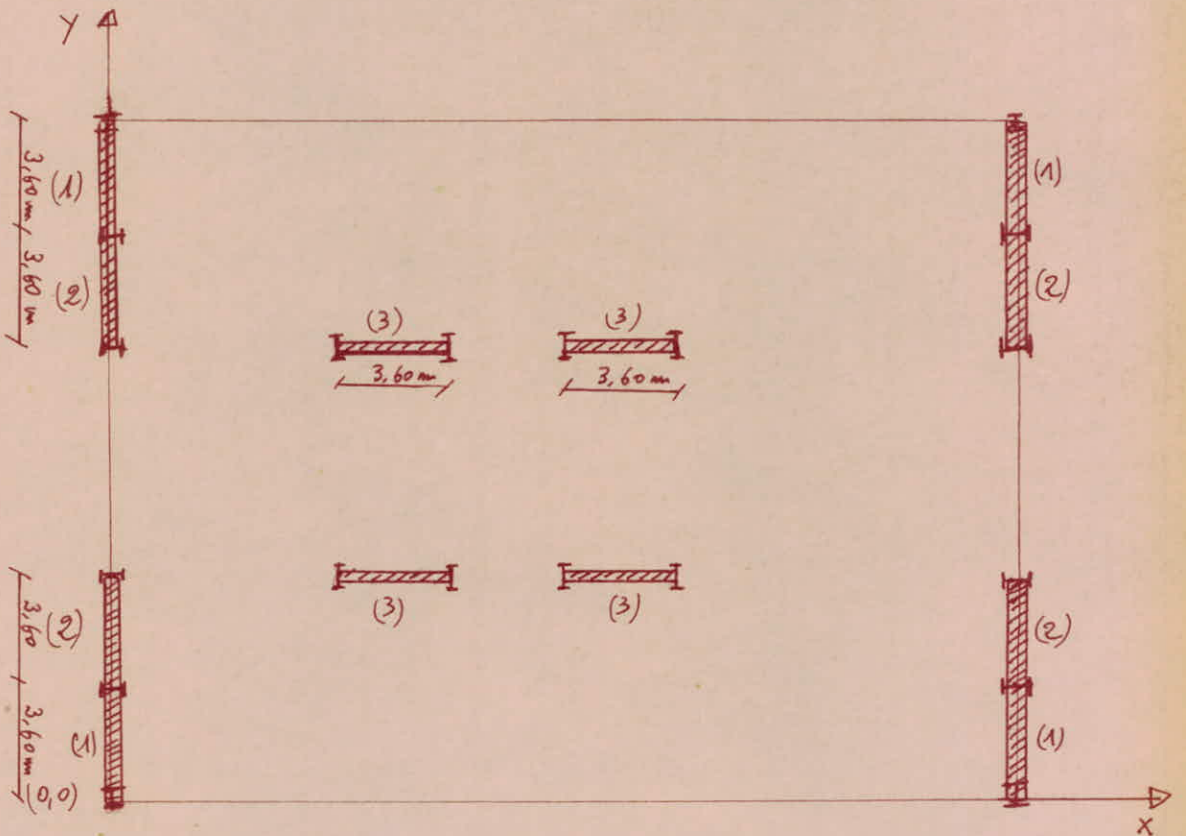
est le point caractérisé par les propriétés suivantes:

- \* une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des poutres qui est parallèle à la direction de la force
- \* un moment dont l'axe (vertical) passe par le centre de torsion engendre une rotation des poutres, le centre de la rotation est le même que celui du moment.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par:

$$X_{CT} = \frac{\sum_{i=1}^n I_{xi} X_i}{\sum_{i=1}^n I_{xi}}$$

$$Y_{CT} = \frac{\sum_{i=1}^n I_{yi} Y_i}{\sum_{i=1}^n I_{yi}}$$



avec  $I_{xi}$ ,  $I_{yi}$  les inerties équivalentes des poutres de stabilité.

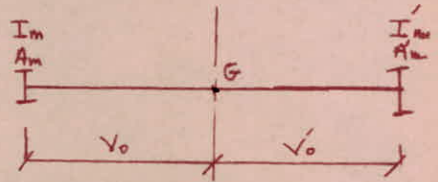
( système contreventé par poutre de stabilité en croix de SAINT-ANDRÉ dans les deux sens, longitudinal et transversal )

Remarque: poteaux périphériques HEB 240, centraux HEA 320.

Calcul des inerties équivalentes du Paléé de stabilité.

Pièces composées à treillis (CM 66 art 3.421) page 49.

$$I_e = A_m U_0^2 + A'_m U_0'^2 + I_{xm} + I'_{xm}$$



$(A_m \text{ et } I_m)$  : l'aire de la section  $a'$   
distance  $U_0$  et son moment d'inertie.

$(A'_m \text{ et } I'_m)$  les grandeurs correspondantes relatives à la membrure à distance  $U_0'$ .

Pour les Poteaux HEB 240.  $\left\{ \begin{array}{l} A_m = 106 \text{ cm}^2 \\ I_{xm} = 11260 \text{ cm}^4 \\ I_{ym} = 3923 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$

Pour les Poteaux HEA 320  $\left\{ \begin{array}{l} A_m = 124,4 \text{ cm}^2 \\ I_{xm} = 22930 \text{ cm}^4 \\ I_{ym} = 6985 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$

donc Pour la Palée (1) on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{ex_1} = 106 \times 180^2 + 106 \times 180^2 + 11260 + 3923 = 0,06883 \text{ m}^4 \\ I_{ey_1} = 0 + 11260 + 3923 = 0,00015183 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

Pour la Palée (2)

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{ex_2} = 0,06876 \text{ m}^4 \\ I_{ey_2} = 0,0002252 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

Pour la Palée (3)

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{ex_3} = 0,0004586 \text{ m}^4 \\ I_{ey_3} = 0,08075 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

Palée	$I_{ex}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{ey}$ (m <sup>4</sup> )	$\sum I_{ex_i}$ (m <sup>4</sup> )	$\sum I_{ey_i}$ (m <sup>4</sup> )
4 palées (1)	0,06883	0,0001518	0,2752	0,0006072
4 palées (2)	0,06876	0,0002252	0,27504	0,0009008
4 palées (3)	0,0004586	0,08075	0,001834	0,323
			0,552	0,3225

$$\sum_{i=1}^{n} I_{ex_i} x_i = 2(0,06883 + 0,06876) \cdot 28,8 + (0,0004586 \times 2) \cdot 16,2 + (0,0004586 \times 2) \cdot 9 = 7,9483 \text{ m}^5$$

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{xi} \cdot x_i}{\sum I_{xi}} = \frac{7,9483}{0,552} = 14,394 \text{ m.}$$

$$Y_{CT} = \frac{l}{2} = \frac{22}{2} = 11 \text{ m} \quad (\text{symétrie suivant l'axe } y)$$

$X_{CT} = 14,394 \text{ m} ; Y_{CT} = 11 \text{ m.}$

Calcul de l'excentricité : (e)

$$e_y = |Y_{CT} - Y_G| = 11 - 11 = 0$$

$$e_x = |X_{CT} - X_G| = |14,394 - 14,5| = 0,106 \text{ m} = 10,6 \text{ cm.}$$

mais d'après le CTC l'excentricité ne doit dépasser en aucun niveau 20% de la longueur effective du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique.

$$20\% l = 20\% L_y = \frac{20 \times 22}{100} = 4,4 \text{ m.} \quad \text{Vérifiée}$$

d'après le CTC on doit calculer une torsion accidentelle due à l'excentricité des faces horizontales par rapport au centre de torsion

$$e = \max \begin{cases} 5\% L & (L = \text{plus grande dimension du bâtiment}) \\ \text{l'excentricité théorique calculée.} \end{cases}$$

$$5\% L = \frac{5 \times 29}{100} = 1,45 \text{ m.}$$

donc on prend : 

$e_x = e_y = 1,45 \text{ m.}$

### Distribution des efforts sismiques sur les Pales.

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

on admet généralement les hypothèses simplificatrices suivantes.

- Les planchers sont infiniment rigides horizontalement ce qui est pratiquement toujours le cas ( dalle de béton, Plancher métallique et mixtes, contreventements dans le plan du plancher lors du montage).
- L'inertie des contreventements Verticaux est constante sur toute la hauteur ou varie pour chacun d'entre eux dans le même rapport.

cette hypothèse est généralement satisfaite, elle est nécessaire pour pouvoir admettre que la distribution des efforts horizontaux sur les différents contreventements est la même à chaque niveau de la construction.

alors l'effort  $H$  de l'étage considéré sera distribué sur les différents contreventements suivant la formule.

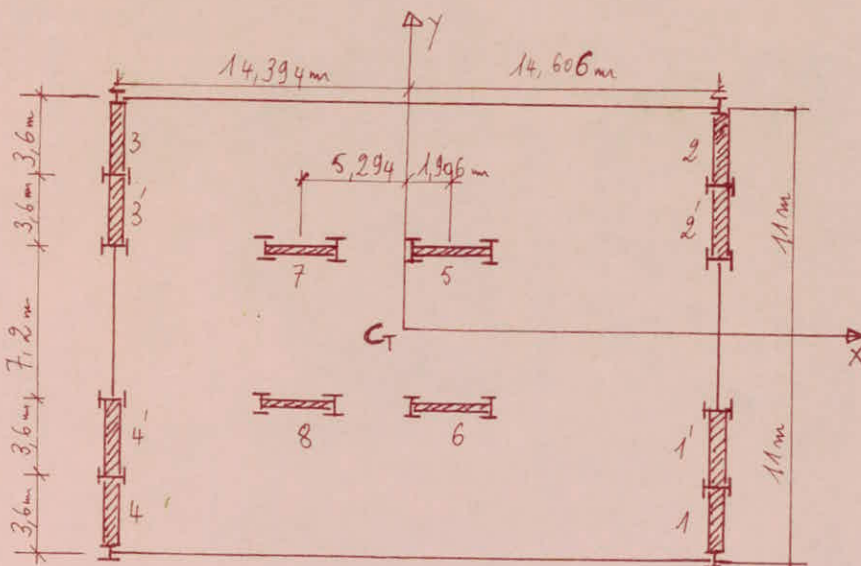
$$R_{iy} = H \frac{I_{yi}}{\sum_{i=1}^n I_{yi}} \left( \frac{1}{\sum_{i=1}^n I_{yi}} + \frac{e \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n I_{yi} x_i^2} \right) \quad \text{effort (H) dirigé suivant l'axe } y-y.$$

$$R_{ix} = H \frac{I_{xi}}{\sum_{i=1}^n I_{xi}} \left( \frac{1}{\sum_{i=1}^n I_{xi}} + \frac{e \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n I_{xi} y_i^2} \right) \quad \text{effort (H) dirigé suivant l'axe } x-x'.$$

avec  $\left\{ \begin{array}{l} R_i = \text{l'effort revenant à la pale } i \text{ de l'étage considéré.} \\ (x_i, y_i) = \text{coordonnées de cette pale dans le repère } (C_T, x, y). \\ e = \text{l'excentricité définie précédemment.} \end{array} \right.$

Cabteau

Caractéristiques Poutre	$I_{x_i}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{y_i}$ (m <sup>4</sup> )	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)	$x_i^2$ (m <sup>2</sup> )	$y_i^2$ (m <sup>2</sup> )	$I_{x_i} x_i^2$ (m <sup>6</sup> )	$I_{y_i} y_i^2$ (m <sup>6</sup> )
1	0,06883	/	14,606	/	213,335	/	14,6838	/
1'	0,06876	/	14,606	/	213,335	/	14,6689	/
2	0,06883	/	14,606	/	213,335	/	14,6838	/
2'	0,06876	/	14,606	/	213,335	/	14,6689	/
3	0,06883	/	13,394	/	207,18	/	14,26	/
3'	0,06876	/	13,394	/	207,18	/	14,245	/
4	0,06883	/	13,394	/	207,18	/	14,26	/
4'	0,06876	/	13,394	/	207,18	/	14,245	/
5	/	0,08075	/	3,6	/	12,96	/	1,0465
6	/	0,08075	/	3,6	/	12,96	/	1,0465
7	/	0,08075	/	3,6	/	12,96	/	1,046
8	/	0,08075	/	3,6	/	12,96	/	1,0465
							$\Sigma =$ 115,72	$\Sigma =$ 4,186



Niveau	e (m)	H <sub>x</sub> (t)	H <sub>y</sub> (t)	I <sub>xi</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>yi</sub> (m <sup>4</sup> )	x <sub>i</sub> (m)	y <sub>i</sub> (m)	Σ I <sub>xi</sub> (m <sup>4</sup> )	Σ I <sub>yi</sub> (m <sup>4</sup> )	Σ I <sub>xi</sub> x <sub>i</sub> <sup>2</sup> (m <sup>6</sup> )	Σ I <sub>yi</sub> y <sub>i</sub> <sup>2</sup> (m <sup>6</sup> )	R <sub>yi</sub> (t)	R <sub>xi</sub> (t)		
5	1	1,45	90,7	107	0,06883	/	14,606	/	0,550	0,323	115,72	4,186	14,738	/	
	1'	"	"	"	0,06876	/	14,606	/	"	/	"	/	14,723	/	
	2	"	"	"	0,06883	/	14,606	/	"	/	"	/	14,738	/	
	2'	"	"	"	0,06876	/	14,606	/	"	/	"	/	14,723	/	
	3	"	"	"	0,06883	/	14,394	/	"	/	"	/	14,718	/	
	3'	"	"	"	0,06876	/	14,394	/	"	/	"	/	14,703	/	
	4	"	"	"	0,06883	/	14,394	/	"	/	"	/	14,718	/	
	4'	"	"	"	0,06876	/	14,394	/	"	/	"	/	14,703	/	
	5	"	"	"	/	0,08075	/	3,6	/	"	/	"	/	31,80	/
	6	"	"	"	/	0,08075	/	3,6	/	"	/	"	/	31,80	/
	7	"	"	"	/	0,08075	/	3,6	/	"	/	"	/	31,80	/
	8	"	"	"	/	0,08075	/	3,6	/	"	/	"	/	31,80	/
4	1	1,45	51,7	76	0,06883	/	14,606	/	0,550	/	115,72	/	10,47	/	
	1'	"	"	"	0,06876	/	14,606	/	"	/	"	/	10,46	/	
	2	"	"	"	0,06873	/	14,606	/	"	/	"	/	10,47	/	
	2'	"	"	"	0,06876	/	14,606	/	"	/	"	/	10,46	/	
	3	"	"	"	0,06883	/	14,394	/	"	/	"	/	10,45	/	
	3'	"	"	"	0,06876	/	14,394	/	"	/	"	/	10,44	/	
	4	"	"	"	0,06883	/	14,394	/	"	/	"	/	10,45	/	
	4'	"	"	"	0,06876	/	14,394	/	"	/	"	/	10,44	/	
	5	"	"	"	/	0,08075	/	3,6	/	0,323	/	4,186	/	18,13	/
	6	"	"	"	/	0,08075	/	3,6	/	"	/	"	/	18,13	/
	7	"	"	"	/	0,08075	/	3,6	/	"	/	"	/	18,13	/
	8	"	"	"	/	0,08075	/	3,6	/	"	/	"	/	18,13	/

NIVEAU	c (m)	H <sub>x</sub> (t)	H <sub>y</sub> (t)	I <sub>x<sub>i</sub></sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>y<sub>i</sub></sub> (m <sup>4</sup> )	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	ΣI <sub>x<sub>i</sub></sub> (m <sup>4</sup> )	ΣI <sub>y<sub>i</sub></sub> (m <sup>4</sup> )	ΣI <sub>x<sub>i</sub></sub> <sup>2</sup> (m <sup>6</sup> )	ΣI <sub>y<sub>i</sub></sub> <sup>2</sup> (m <sup>6</sup> )	R <sub>y<sub>i</sub></sub> (t)	R <sub>x<sub>i</sub></sub> (t)	
3	1	1,45	39	57	0,06883	14,606		0,550		115,72		7,85		
	1'	"	"	"	0,06876	14,606		"		"		7,84		
	2	"	"	"	0,06883	14,606		"		"		7,85		
	2'	"	"	"	0,06876	14,606		"		"		7,84		
	3	"	"	"	0,06883	14,394		"		"		7,84		
	3'	"	"	"	0,06876	14,394		"		"		7,83		
	4	"	"	"	0,06883	14,394		"		"		7,84		
	4'	"	"	"	0,06876	14,394		"		"		7,83		
	5	"	"	"		0,08075		3,6	0,323		4,186		13,67	
	6	"	"	"		0,08075		3,6	"		"		13,67	
	7	"	"	"		0,08075		3,6	"		"		13,67	
	8	"	"	"		0,08075		3,6	"		"		13,67	
2	1	1,45	26	38	0,06883	14,606		0,550		115,72		5,234		
	1'	"	"	"	0,06876	14,606		"		"		5,23		
	2	"	"	"	0,06883	14,606		"		"		5,234		
	2'	"	"	"	0,06876	14,606		"		"		5,23		
	3	"	"	"	0,06883	14,394		"		"		5,23		
	3'	"	"	"	0,06876	14,394		"		"		5,22		
	4	"	"	"	0,06883	14,394		"		"		5,23		
	4'	"	"	"	0,06876	14,394		"		"		5,22		
	5	"	"	"		0,08075		3,6	0,323		4,186		9,12	
	6	"	"	"		0,08075		3,6	"		"		9,12	
	7	"	"	"		0,08075		3,6	"		"		9,12	
	8	"	"	"		0,08075		3,6	"		"		9,12	

Niveau	e (m)	H <sub>x</sub> (t)	H <sub>y</sub> (t)	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	Σ I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	Σ I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	Σ I <sub>x</sub> <sup>2</sup> (m <sup>6</sup> )	Σ I <sub>y</sub> <sup>2</sup> (m <sup>6</sup> )	R <sub>y</sub> (t)	R <sub>x</sub> (t)	
1	1	1,45	13	19	0,06883	14,606		0,550		115,72		2,61		
	1'	"	"	"	0,06876	14,606		"		"		2,61		
	2	"	"	"	0,06883	14,606		"		"		2,61		
	2'	"	"	"	0,06876	14,606		"		"		2,61		
	3	"	"	"	0,06883	14,394		"		"		2,61		
	3'	"	"	"	0,06876	14,394		"		"		2,61		
	4	"	"	"	0,06883	14,394		"		"		2,61		
	4'	"	"	"	0,06876	14,394		"		"		2,61		
	5	"	"	"		0,08075	3,6		0,323		4,186		4,56	
	6	"	"	"		0,08075	3,6		"		"		4,56	
	7	"	"	"		0,08075	3,6		"		"		4,56	
	8	"	"	"		0,08075	3,6		"		"		4,56	

Remarque :

Les efforts horizontaux dus au séisme sont distribués sur les portiques contreventés seulement, les portiques non contreventés ne reprennent que les charges verticales.



Deplacements Des Noeuds

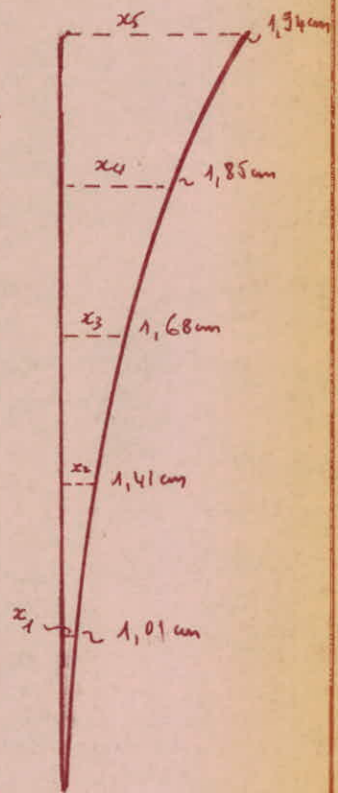
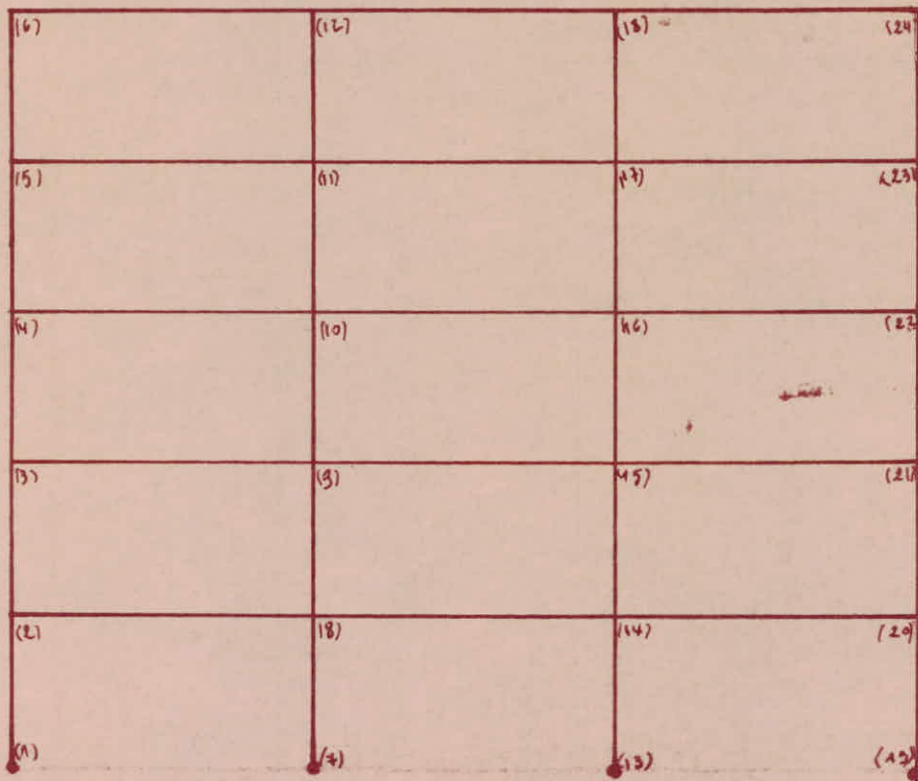
Partique A

Noeud	X(cm) DEPLACEMENT	Y(cm) DEPLACEMENT	Noeud	X(cm) DEPLACEMENT	Y(cm) DEPLACEMENT	Noeud	X(cm) DEPLACEMENT	Y(cm) DEPLACEMENT
1	0	0	22	0,04	0	43	0	0
2	0,01	0	23	0,05	0	44	0,02	0
3	0,03	0	24	0,07	0	45	0,03	0
4	0,04	0	25	0	0	46	0,04	0
5	0,05	0	26	0,01	0	47	0,06	0
6	0,06	0	27	0,02	0	48	0	0
7	0	0	28	0,04	0,01	49	0,02	0
8	0,01	0	29	0,06	0,01	50	0,03	0
9	0,03	0	30	0,07	0,01	51	0,05	0
10	0,04	0	31	0	0	52	0,06	0
11	0,05	0	32	0	0	53	0	0
12	0,06	0	33	0,02	0	54	0,02	0
13	0	0	34	0,04	0	55	0,03	0
14	0,01	0	35	0,05	0	56	0,05	0
15	0,03	0	36	0,07	0	57	0,06	0
16	0,04	0	37	0	0	58	0	0
17	0,05	0	38	0,01	0	59	0,02	0
18	0,06	0	39	0,02	0	60	0,03	0
19	0	0	40	0,04	-0,01	61	0,05	0
20	0,01	0	41	0,05	-0,01	62	0,06	0
21	0,03	0	42	0,07	-0,01			

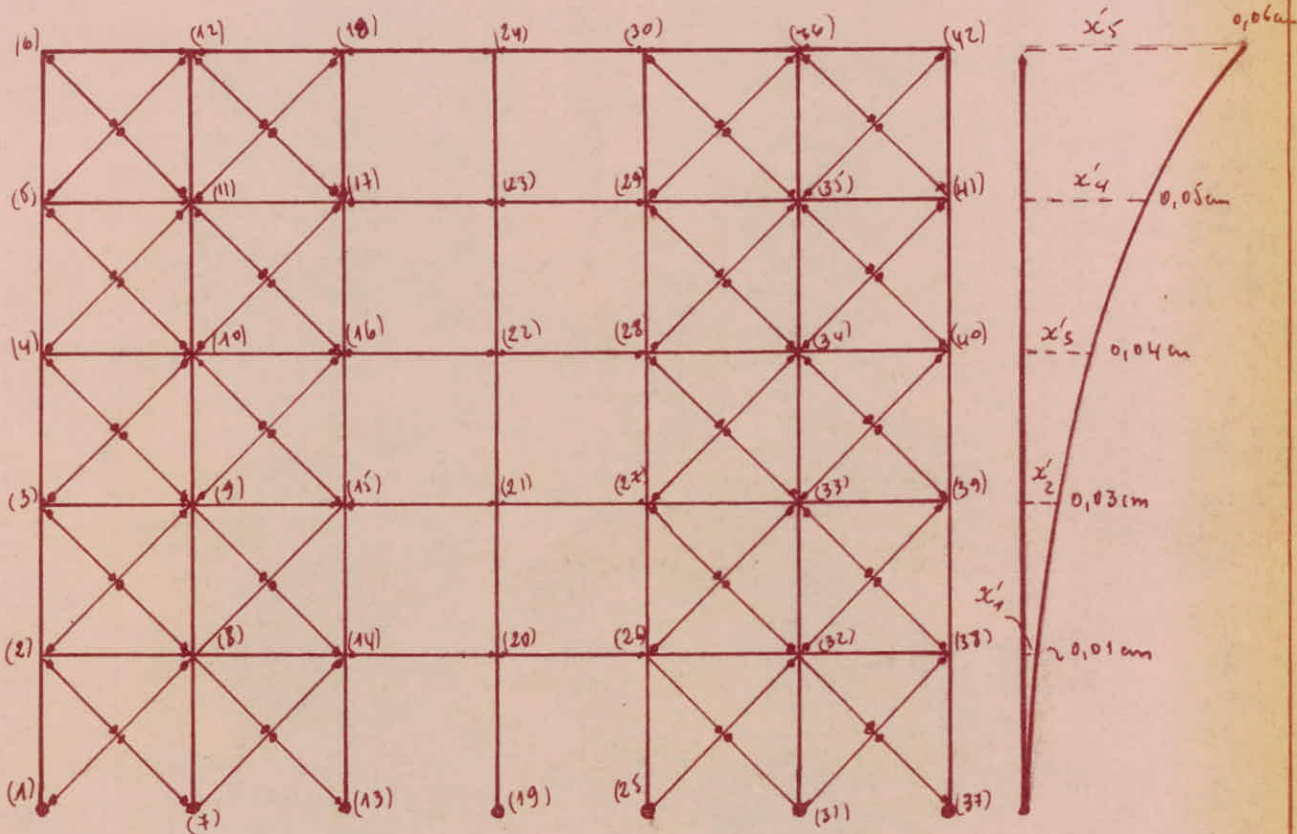
Portique C

Noeud	X(cm) Déplacement	Y(cm) Déplacement	Noeud	X(cm) Déplacement	Y(cm) Déplacement	Noeud	X(cm) Déplacement	Y(cm) Déplacement
1	0	0	9	1,41	0	17	1,85	0
2	1,01	0	10	1,68	0	18	1,94	0
3	1,41	0	11	1,85	0	19	0	0
4	1,68	0,01	12	1,94	0	20	1,01	0
5	1,85	0,01	13	0	0	21	1,41	0
6	1,94	0,01	14	1,01	0	22	1,68	-0,01
7	0	0	15	1,41	0	23	1,85	-0,01
8	1,01	0	16	1,68	0	24	1,94	-0,01

Portique C :



### Portique A



### Comparaison Des Déplacements entre les Deux Portiques

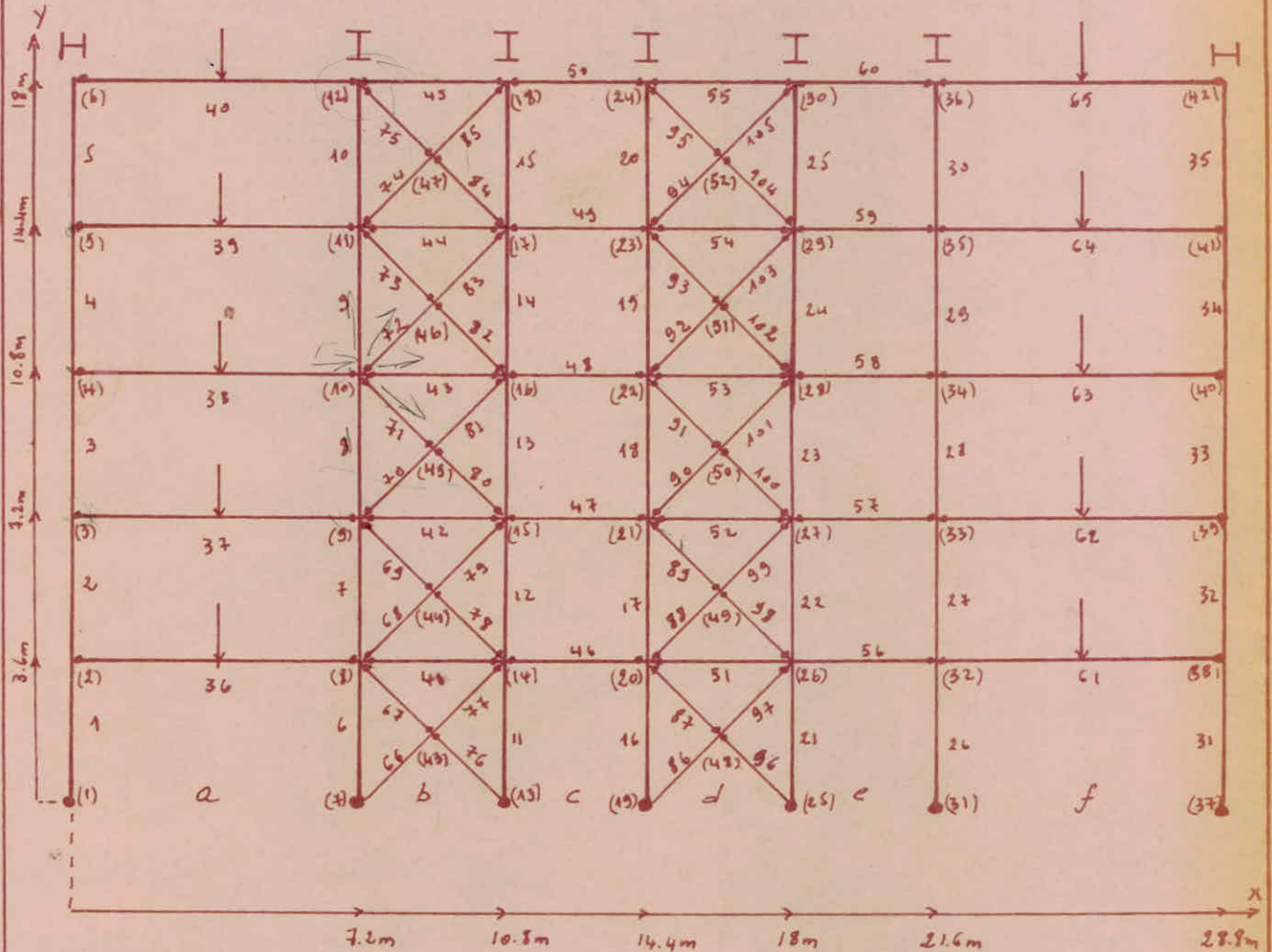
$$\frac{x_1}{x'_1} = \frac{1,01}{0,01} = 101 \quad \frac{x_2}{x'_2} = \frac{1,41}{0,03} = 47 \quad \frac{x_3}{x'_3} = \frac{1,68}{0,04} = 42$$

$$\frac{x_4}{x'_4} = \frac{1,85}{0,05} = 37 \quad \frac{x_5}{x'_5} = \frac{1,94}{0,06} = 32,33$$

Remarque : Les déplacements du portique C sont très grands par rapport à ceux du Portique A donc on suppose que les efforts horizontaux dus au séisme sont repris uniquement par les systèmes de contreventement (Portique contreventée par palées de stabilité) on suppose que le portique C qui n'est pas contreventé ne reprend que les charges verticales.

VERIFICATION  
DE L'OSSEATURE

## Portique B



### CHARGES verticales

FILE DE POUTRES		a	b	c	d	e	f
TERRASSE	G (t/ml)	1,35	1,2	1,2	1,08	1,08	1,35
	P (t/ml)	0,24	0,96	0,96	0,36	0,36	0,24
ETAGE COURANT	G (t/ml)	1,21	1,2	1,2	0,58	0,58	1,21
	P (t/ml)	0,6	0,6	0,6	0,3	0,3	0,6

### CHARGE Concentrée

TERRASSE: G = 6,832t  
P = 1,296t

ETAGE-COURANT G = 5,977t  
P = 3,24t

### CHARGES horizontales

Nœud	SIG(t)	Nœud	SIG(-)
8	4,56	26	4,56
9	9,12	27	9,12
10	13,67	28	13,67
11	18,13	29	18,13
12	31,8	30	31,8
20	4,56	44	4,56
21	9,12	45	9,12
22	13,67	46	13,67
23	18,13	47	18,13
24	31,8	48	31,8

# Portique B

Barre	Nœud	(6) G + P + SiG			(7) G + P + SiD			(8) 0,8G + SiG			(9) 0,8G + SiD			(10) 0,8G - SiG			(11) 0,8G - SiD		
		M(t)	N(t)	T(t)	M(t)	N(t)	T(t)	M(t)	N(t)	T(t)	M(t)	N(t)	T(t)	M(t)	N(t)	T(t)	M(t)	N(t)	T(t)
1	1	0,00	54,286	0,28	0,00	54,286	0,274	0,00	30,123	-0,279	0,00	30,123	0,275	0,00	30,123	0,279	0,00	30,123	-0,276
	2	-1,01	-54,286	0,28	0,99	-54,286	-0,274	-1,01	-30,123	0,279	0,99	-30,123	-0,275	1,00	-30,123	-0,279	-0,99	-30,123	0,276
2	2	1,01	43,162	0,195	-0,99	43,162	-0,156	1,01	24,248	0,187	-0,99	24,248	-0,163	-1,00	24,248	-0,17	0,99	24,248	0,181
	3	-0,31	-43,162	-0,195	0,43	-43,162	0,156	-0,33	-24,248	-0,187	0,40	-24,248	0,163	0,39	-24,248	+0,17	-0,34	-24,248	-0,181
3	3	0,31	32,037	0,038	-0,43	32,037	-0,059	0,33	18,372	0,043	-0,40	18,372	-0,054	-0,39	18,372	-0,052	0,34	18,372	0,045
	4	-0,17	-32,037	-0,038	0,22	-32,037	0,059	-0,18	-18,372	-0,043	0,21	-18,372	0,054	0,20	-18,372	0,052	-0,18	-18,372	-0,045
4	4	0,17	20,913	0,074	-0,22	20,913	-0,089	0,18	12,496	0,074	-0,21	12,496	-0,089	-0,20	12,496	-0,071	0,18	12,496	0,092
	5	0,10	-20,913	-0,074	-0,11	-20,913	0,089	0,09	-12,496	-0,074	-0,11	-12,496	0,089	-0,05	-12,496	0,071	0,15	-12,496	-0,092
5	5	-0,10	9,788	-0,027	0,11	9,788	0,029	-0,09	6,621	-0,025	0,11	6,621	0,032	0,05	6,621	0,015	-0,15	6,621	-0,041
	6	0,00	-9,788	0,027	0,00	-9,788	-0,029	0,00	-6,621	0,025	0,00	-6,621	-0,032	0,00	-6,621	-0,015	0,00	-6,621	0,041
6	7	0,00	-123,696	-0,173	0,00	245,774	0,169	0,00	-152,299	-0,173	0,00	217,111	0,17	0,00	218,575	0,172	0,00	-150,835	-0,171
	8	-0,62	123,696	0,173	0,61	-245,774	-0,169	-0,62	152,299	0,173	0,61	-217,111	-0,17	0,62	-218,575	-0,172	-0,61	150,835	0,171
7	8	0,62	-81,636	0,123	-0,61	178,421	-0,098	0,62	-104,333	0,118	-0,61	155,724	-0,103	-0,62	157,59	-0,107	0,61	-102,467	0,114
	9	-0,18	81,636	-0,123	0,26	-178,421	0,098	-0,20	104,333	-0,118	0,24	-155,724	0,103	0,23	-157,59	0,107	-0,20	102,467	-0,114
8	9	0,18	-45,517	0,021	-0,26	116,55	-0,034	0,20	-62,197	0,024	-0,24	99,87	-0,031	-0,23	102,342	-0,03	0,20	-59,724	0,025
	10	-0,11	45,517	-0,021	0,14	-116,55	0,034	-0,11	62,197	-0,024	0,13	-99,87	0,031	0,13	-102,342	+0,03	-0,12	59,724	-0,025
9	10	0,11	-17,518	0,047	-0,14	63,582	-0,056	0,11	-28,317	0,047	-0,13	52,783	-0,056	-0,13	55,901	-0,045	0,12	-25,20	0,058
	11	0,06	17,518	-0,047	-0,07	-63,582	0,056	0,06	28,317	-0,047	-0,07	-52,783	0,056	-0,03	-55,901	0,045	0,09	25,20	-0,058
10	11	-0,06	-1,058	-0,017	0,07	21,721	0,019	-0,06	-5,926	-0,016	0,07	16,853	0,020	0,03	21,13	0,010	-0,09	-1,649	-0,026
	12	0,00	1,058	0,017	0,00	-21,721	-0,019	0,00	5,926	0,016	0,00	-16,853	-0,020	0,00	-21,13	-0,010	0,00	1,649	0,026
11	13	0,00	219,68	-0,154	0,00	-149,605	0,192	0,00	203,106	-0,163	0,00	-166,179	0,183	0,00	-166,973	0,183	0,00	202,312	-0,163
	14	-0,56	-219,68	0,154	0,69	149,605	-0,192	-0,59	-203,106	0,163	0,66	166,179	-0,183	0,66	166,973	-0,183	-0,59	-202,312	0,163
12	14	0,56	159,425	0,097	-0,69	100,561	-0,130	0,59	145,208	0,105	-0,66	-114,778	-0,123	-0,66	-114,400	-0,122	0,59	145,586	0,106
	15	-0,21	-159,425	-0,097	0,22	-100,561	0,130	-0,21	-145,208	-0,105	0,22	114,778	0,123	0,22	114,400	0,122	-0,21	145,586	-0,106
13	15	0,21	103,007	0,027	-0,22	-59,087	-0,022	0,21	92,064	0,026	-0,22	-70,03	-0,023	-0,22	-68,814	-0,023	0,21	93,28	0,027
	16	-0,11	-103,007	-0,027	0,14	59,087	0,022	-0,12	-92,064	-0,026	0,13	70,03	0,023	0,14	68,814	0,023	-0,11	-93,28	-0,027
14	16	0,11	54,994	0,053	-0,14	-26,11	-0,053	0,12	47,373	0,055	-0,13	-33,731	-0,052	-0,14	-32,02	-0,056	0,11	49,083	0,05
	17	0,08	-54,994	-0,053	-0,05	26,11	0,053	0,08	-47,373	-0,055	-0,05	33,731	0,052	-0,06	32,02	0,056	0,07	-49,083	-0,05
15	17	-0,08	17,684	-0,023	0,05	-5,112	0,013	-0,08	13,333	-0,022	0,05	-9,463	0,014	0,06	-5,929	0,018	-0,07	16,867	-0,019
	18	0,00	-17,684	0,023	0,00	5,112	-0,013	0,00	-13,333	0,022	0,00	9,463	-0,014	0,00	5,929	-0,018	0,00	-16,867	0,019

# Portique B

Barre	Noeud	(6) G + P + SiG			(7) G + P + SiD			(8) 0,8G + SiG			(9) 0,8G + SiD			(10) 0,8G - SiG			(11) 0,8G - SiD		
		M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)
16	19	0,00	-155,081	-0,162	0,00	214,138	0,183	0,00	-168,496	-0,167	0,00	200,722	0,179	0,00	199,931	0,179	0,00	-169,288	-0,167
	20	-0,58	155,081	0,162	0,66	-214,138	-0,183	-0,60	168,496	0,167	0,64	-200,722	-0,179	0,64	-199,931	-0,179	-0,60	169,288	0,167
17	20	0,58	-105,44	0,110	-0,66	154,472	-0,117	0,60	-116,792	0,112	-0,64	143,121	-0,115	-0,64	143,501	-0,116	0,66	-116,471	0,111
	21	-0,19	105,44	-0,110	0,24	-154,472	0,117	-0,20	116,792	-0,112	0,23	-143,121	0,115	0,23	-143,501	0,116	-0,20	116,471	-0,111
18	21	0,19	-62,672	0,023	-0,24	99,462	-0,026	0,20	-71,396	0,024	-0,23	90,738	-0,025	-0,23	91,953	-0,026	+0,20	-70,181	0,023
	22	-0,11	62,672	-0,023	0,14	-99,462	0,026	-0,11	71,396	-0,024	0,14	-90,738	0,025	0,13	-91,953	0,026	-0,12	70,181	-0,023
19	22	0,11	-28,462	0,048	-0,14	52,697	-0,058	0,11	-34,462	0,049	-0,14	46,697	-0,057	-0,13	48,474	-0,052	0,12	-32,745	0,054
	23	0,07	28,462	-0,048	-0,07	-52,697	0,058	0,06	34,462	-0,049	-0,07	-46,697	0,057	-0,06	-48,474	0,052	0,08	32,745	-0,054
20	23	-0,07	-6,199	-0,018	0,07	16,631	0,018	-0,06	-9,53	-0,018	0,07	13,30	0,019	0,06	16,843	0,016	-0,08	-5,987	-0,021
	24	0,00	6,199	0,018	0,00	-16,631	-0,018	0,00	9,53	0,018	0,00	-13,30	-0,019	0,00	-16,843	-0,016	0,00	5,987	0,021
21	25	0,00	194,95	-0,153	0,00	-174,472	0,188	0,00	188,595	-0,16	0,00	-179,827	0,181	0,00	-178,365	0,179	0,00	191,058	-0,162
	26	-0,55	-194,95	0,153	0,68	174,472	-0,188	-0,58	-188,595	0,16	+0,65	179,827	-0,181	0,64	178,365	-0,179	-0,58	-191,058	0,162
22	26	0,55	137,835	0,095	-0,68	-122,21	-0,123	0,58	133,568	0,100	-0,65	-126,477	0,117	-0,64	-124,612	-0,113	0,58	135,433	0,105
	27	-0,21	-137,835	-0,095	0,24	122,21	0,123	-0,21	-133,568	-0,100	0,23	126,477	-0,117	0,24	124,612	0,113	-0,21	-135,433	-0,105
23	27	0,21	86,814	0,029	-0,24	-75,265	-0,028	0,21	83,441	0,029	-0,23	-78,638	-0,028	-0,24	-76,166	-0,029	0,21	85,912	0,028
	28	-0,10	-86,814	-0,029	0,14	75,265	0,028	-0,11	-83,441	-0,029	0,13	78,638	0,028	0,13	76,166	0,029	-0,11	-85,912	-0,028
24	28	0,10	44,60	0,052	-0,14	-36,521	-0,049	0,11	42,028	0,054	-0,13	-39,093	-0,048	-0,13	-35,981	-0,059	0,11	45,14	0,043
	29	0,09	-44,60	-0,052	-0,04	36,521	0,049	0,08	-42,028	-0,054	-0,04	39,093	0,048	-0,08	35,981	0,059	0,05	-45,14	-0,043
25	29	-0,09	13,492	-0,024	0,04	-9,299	0,011	-0,08	11,767	-0,023	0,04	-11,024	0,012	0,08	-6,756	0,022	-0,05	16,035	-0,013
	30	0,00	-13,492	0,024	0,00	9,299	-0,011	0,00	-11,767	0,023	0,00	11,024	-0,012	0,00	6,756	-0,022	0,00	-16,035	0,013
26	31	0,00	63,214	-0,148	0,00	63,214	0,182	0,00	35,019	-0,155	0,00	35,019	0,175	0,00	35,019	0,173	0,00	35,019	-0,157
	32	-0,53	-63,214	0,148	0,66	-63,214	-0,182	-0,56	-35,019	0,155	0,63	-35,019	-0,175	0,62	-35,019	-0,173	-0,57	-35,019	0,157
27	32	0,53	50,506	0,086	-0,66	50,506	-0,111	0,56	28,308	0,091	-0,63	28,308	-0,106	-0,62	28,308	-0,102	0,57	28,308	0,095
	33	-0,22	-50,506	-0,086	0,26	-50,506	0,111	-0,23	-28,308	-0,091	0,25	-28,308	0,106	0,25	-28,308	0,102	-0,22	-28,308	-0,095
28	33	0,22	37,797	0,036	-0,26	37,797	-0,036	0,23	21,598	0,036	-0,25	21,598	-0,036	-0,25	21,598	-0,037	0,22	21,598	0,035
	34	-0,09	-37,797	-0,036	0,13	-37,797	+0,036	-0,10	-21,598	-0,036	0,12	-21,598	0,036	0,12	-21,598	0,037	-0,10	-21,598	-0,035
29	34	0,09	25,089	0,048	-0,13	25,089	-0,045	0,10	14,887	0,049	-0,12	14,887	-0,044	-0,12	14,887	-0,054	0,10	14,887	0,039
	35	0,08	-25,089	-0,048	-0,04	-25,089	0,045	0,08	-14,887	-0,049	-0,04	-14,887	0,044	-0,07	-14,887	0,054	0,04	-14,887	-0,039
30	35	-0,08	12,380	-0,022	0,04	12,380	0,010	-0,08	8,176	-0,021	0,04	8,176	0,01	0,07	8,176	0,02	-0,04	8,176	-0,012
	36	0,00	-12,380	0,022	0,00	-12,380	-0,010	0,00	-8,176	0,021	0,00	-8,176	-0,01	0,00	-8,176	-0,02	0,00	-8,176	0,012

# Portique B

Barre	Nœud	(6) G + P + SiG			(7) G + P + SiD			(8) 0.8G + SiG			(9) 0.8G + SiD			(10) 0.8G - SiG			(11) 0.8G - SiD		
		M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)
31	37	0,00	54,286	-0,239	0,00	54,286	0,295	0,00	30,123	-0,251	0,00	30,123	0,283	0,00	30,123	0,280	0,00	30,123	-0,254
	38	-0,86	-54,286	0,239	1,06	-54,286	-0,295	-0,90	-30,123	0,251	1,02	-30,123	-0,283	1,01	-30,123	-0,280	-0,91	-30,123	0,254
32	38	0,86	43,162	0,136	-1,06	43,162	-0,176	0,90	24,248	0,144	-1,02	24,248	-0,168	-1,01	24,248	-0,162	0,91	24,248	0,150
	39	-0,37	-43,162	-0,136	0,43	-43,162	0,176	-0,38	-24,248	-0,144	0,41	-24,248	0,168	0,42	-24,248	0,162	-0,37	24,248	-0,150
33	39	0,37	32,037	0,061	-0,43	32,037	-0,062	0,38	18,372	0,062	-0,41	-18,372	-0,061	-0,42	18,372	-0,064	0,37	18,372	0,060
	40	-0,15	-32,037	-0,061	0,20	-32,037	0,062	-0,16	-18,372	-0,062	0,19	18,372	0,061	0,19	-18,372	0,064	-0,16	-18,372	-0,060
34	40	0,15	20,913	0,076	-0,20	20,913	-0,072	0,16	12,496	0,078	-0,19	12,496	-0,069	-0,19	12,496	-0,086	0,16	12,496	0,062
	41	0,13	-20,913	-0,076	-0,05	-20,913	0,072	0,12	-12,496	-0,078	-0,06	12,496	0,069	-0,11	12,496	0,086	0,07	-12,496	-0,062
35	41	-0,13	9,788	-0,035	0,05	9,788	0,015	-0,12	6,621	-0,034	0,06	6,621	0,016	0,11	6,621	0,032	-0,07	6,621	-0,018
	42	0,00	-9,788	0,035	0,00	-9,788	-0,015	0,00	-6,621	0,034	0,00	-6,621	-0,016	0,00	-6,621	-0,032	0,00	-6,621	0,018
36	2	0,00	0,476	11,124	0,00	-0,43	11,124	0,00	0,467	5,876	0,00	-0,439	5,876	0,00	-0,449	5,876	0,00	0,457	5,876
	8	0,00	-0,476	11,124	0,00	0,43	11,124	0,00	-0,467	5,876	0,00	0,439	5,876	0,00	0,449	5,876	0,00	-0,457	5,876
37	3	0,00	0,157	11,124	0,00	0,097	11,124	0,00	-0,145	5,876	0,00	0,109	5,876	0,00	0,118	5,876	0,00	-0,136	5,876
	9	0,00	0,157	11,124	0,00	-0,097	11,124	0,00	0,145	5,876	0,00	-0,109	5,876	0,00	-0,118	5,876	0,00	0,136	5,876
38	4	0,00	0,035	11,124	0,00	-0,03	11,124	0,00	0,031	5,876	0,00	-0,034	5,876	0,00	-0,018	5,876	0,00	0,047	5,876
	10	0,00	-0,035	11,124	0,00	0,03	11,124	0,00	-0,031	5,876	0,00	0,034	5,876	0,00	0,018	5,876	0,00	-0,047	5,876
39	5	0,00	-0,101	11,124	0,00	0,12	11,124	0,00	-0,10	5,876	0,00	0,121	5,876	0,00	0,087	5,876	0,00	-0,134	5,876
	11	0,00	0,101	11,124	0,00	-0,12	11,124	0,00	0,10	5,876	0,00	-0,121	5,876	0,00	-0,087	5,876	0,00	0,134	5,876
40	6	0,00	0,026	8,132	0,00	-0,029	8,132	0,00	0,024	6,621	0,00	-0,031	6,621	0,00	-0,014	6,621	0,00	0,041	6,621
	12	0,00	-0,026	8,132	0,00	0,029	8,132	0,00	-0,024	6,621	0,00	0,031	6,621	0,00	0,014	6,621	0,00	-0,041	6,621
41	8	0,00	-3,826	3,132	0,00	-4,153	3,132	0,00	-1,537	1,642	0,00	-1,864	1,642	0,00	-3,630	1,642	0,00	-3,303	1,642
	14	0,00	3,826	3,132	0,00	4,153	3,132	0,00	1,537	1,642	0,00	1,864	1,642	0,00	3,630	1,642	0,00	3,303	1,642
42	9	0,00	-1,426	3,132	0,00	-1,285	3,132	0,00	0,187	1,642	0,00	0,329	1,642	0,00	-3,821	1,642	0,00	-3,962	1,642
	15	0,00	1,426	3,132	0,00	1,285	3,132	0,00	-0,187	1,642	0,00	-0,329	1,642	0,00	3,821	1,642	0,00	3,962	1,642
43	10	0,00	0,29	3,132	0,00	0,224	3,132	0,00	1,483	1,642	0,00	1,416	1,642	0,00	-4,155	1,642	0,00	-4,089	1,642
	16	0,00	-0,29	3,132	0,00	-0,224	3,132	0,00	-1,483	1,642	0,00	-1,416	1,642	0,00	4,155	1,642	0,00	4,089	1,642
44	11	0,00	1,943	3,132	0,00	2,017	3,132	0,00	2,692	1,642	0,00	2,766	1,642	0,00	-4,385	1,642	0,00	-4,459	1,642
	17	0,00	-1,943	3,132	0,00	-2,017	3,132	0,00	-2,692	1,642	0,00	-2,766	1,642	0,00	4,385	1,642	0,00	4,459	1,642
45	12	0,00	8,041	3,888	0,00	7,999	3,888	0,00	8,497	1,728	0,00	8,455	1,728	0,00	-9,975	1,728	0,00	-9,932	1,728
	18	0,00	-8,041	3,888	0,00	-7,999	3,888	0,00	-8,497	1,728	0,00	-8,455	1,728	0,00	9,975	1,728	0,00	9,932	1,728



# Portique B

Barre	Nœud	(6) G + P + SiG			(7) G + P + SiD			(8) 0.8G + SiG			(9) 0.8G + SiD			(10) 0.8G - SiG			(11) 0.8G - SiD		
		M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)
46	14	0,00	1,295	3,132	0,00	1,380	3,132	0,00	0,661	1,642	0,00	0,746	1,642	0,00	0,883	1,642	0,00	0,798	1,642
	20	0,00	-1,295	3,132	0,00	-1,380	3,132	0,00	-0,661	1,642	0,00	-0,746	1,642	0,00	-0,883	1,642	0,00	-0,798	1,642
47	15	0,00	0,222	3,132	0,00	0,254	3,132	0,00	0,062	1,642	0,00	0,095	1,642	0,00	0,498	1,642	0,00	0,465	1,642
	21	0,00	-0,222	3,132	0,00	-0,254	3,132	0,00	-0,062	1,642	0,00	-0,095	1,642	0,00	-0,498	1,642	0,00	-0,465	1,642
48	16	0,00	0,178	3,132	0,00	0,163	3,132	0,00	0,161	1,642	0,00	0,146	1,642	0,00	0,158	1,642	0,00	0,173	1,642
	22	0,00	-0,178	3,132	0,00	-0,163	3,132	0,00	-0,161	1,642	0,00	-0,146	1,642	0,00	-0,158	1,642	0,00	-0,173	1,642
49	17	0,00	0,277	3,132	0,00	0,252	3,132	0,00	0,395	1,642	0,00	0,370	1,642	0,00	-0,486	1,642	0,00	-0,461	1,642
	23	0,00	-0,277	3,132	0,00	-0,252	3,132	0,00	-0,395	1,642	0,00	-0,370	1,642	0,00	0,486	1,642	0,00	0,461	1,642
50	18	0,00	-1,844	3,888	0,00	-1,852	3,888	0,00	-1,358	1,728	0,00	-1,366	1,728	0,00	-0,605	1,728	0,00	-0,597	1,728
	21	0,00	1,844	3,888	0,00	1,852	3,888	0,00	1,358	1,728	0,00	1,366	1,728	0,00	0,605	1,728	0,00	0,597	1,728
51	20	0,00	-1,119	1,584	0,00	-0,584	1,584	0,00	-0,309	0,835	0,00	0,234	0,835	0,00	-1,534	0,835	0,00	-2,069	0,835
	26	0,00	1,119	1,584	0,00	0,584	1,584	0,00	0,309	0,835	0,00	-0,234	0,835	0,00	1,534	0,835	0,00	2,069	0,835
52	21	0,00	0,728	1,584	0,00	0,540	1,584	0,00	1,411	0,835	0,00	1,224	0,835	0,00	-2,924	0,835	0,00	-2,737	0,835
	27	0,00	-0,728	1,584	0,00	-0,540	1,584	0,00	-1,411	0,835	0,00	-1,224	0,835	0,00	2,924	0,835	0,00	2,737	0,835
53	22	0,00	1,659	1,584	0,00	1,699	1,584	0,00	2,190	0,835	0,00	2,230	0,835	0,00	-3,338	0,835	0,00	-3,379	0,835
	28	0,00	-1,659	1,584	0,00	-1,699	1,584	0,00	-2,190	0,835	0,00	-2,230	0,835	0,00	3,338	0,835	0,00	3,379	0,835
54	23	0,00	2,852	1,584	0,00	2,710	1,584	0,00	3,237	0,835	0,00	3,095	0,835	0,00	-4,063	0,835	0,00	-3,921	0,835
	29	0,00	-2,852	1,584	0,00	-2,710	1,584	0,00	-3,237	0,835	0,00	-3,095	0,835	0,00	4,063	0,835	0,00	3,921	0,835
55	24	0,00	8,228	2,592	0,00	8,280	2,592	0,00	8,579	1,555	0,00	8,631	1,555	0,00	-9,793	1,555	0,00	-9,845	1,555
	30	0,00	-8,228	2,592	0,00	-8,280	2,592	0,00	-8,579	1,555	0,00	-8,631	1,555	0,00	9,793	1,555	0,00	9,845	1,555
56	26	0,00	-0,609	1,584	0,00	0,764	1,584	0,00	-0,641	0,835	0,00	0,732	0,835	0,00	0,717	0,835	0,00	-0,656	0,835
	32	0,00	0,609	1,584	0,00	-0,764	1,584	0,00	0,641	0,835	0,00	-0,732	0,835	0,00	-0,717	0,835	0,00	0,656	0,835
57	27	0,00	0,125	1,584	0,00	-0,189	1,584	0,00	0,137	0,835	0,00	-0,178	0,835	0,00	-0,163	0,835	0,00	0,151	0,835
	33	0,00	-0,125	1,584	0,00	0,189	1,584	0,00	-0,137	0,835	0,00	0,178	0,835	0,00	0,163	0,835	0,00	-0,151	0,835
58	28	0,00	-0,027	1,584	0,00	0,018	1,584	0,00	-0,029	0,835	0,00	0,016	0,835	0,00	0,038	0,835	0,00	-0,007	0,835
	34	0,00	0,027	1,584	0,00	-0,018	1,584	0,00	0,029	0,835	0,00	-0,016	0,835	0,00	-0,038	0,835	0,00	0,007	0,835
59	29	0,00	0,181	1,584	0,00	-0,142	1,584	0,00	0,183	0,835	0,00	-0,140	0,835	0,00	-0,192	0,835	0,00	0,131	0,835
	35	0,00	-0,181	1,584	0,00	0,142	1,584	0,00	-0,183	0,835	0,00	0,140	0,835	0,00	0,192	0,835	0,00	-0,131	0,835
60	30	0,00	-0,058	2,592	0,00	0,026	2,592	0,00	-0,056	1,555	0,00	0,028	1,555	0,00	0,053	1,555	0,00	-0,031	1,555
	36	0,00	0,058	2,592	0,00	-0,026	2,592	0,00	0,056	1,555	0,00	-0,028	1,555	0,00	-0,053	1,555	0,00	0,031	1,555

# Portique B

Barre	Noeud	(6) G + P + SiG			(7) G + P + SiD			(8) 0,8G + SiG			(9) 0,8G + SiD			(10) 0,8G - SiG			(11) 0,8G - SiD		
		M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)
61	32	0,00	-0,346	11,124	0,00	0,471	11,124	0,00	-0,395	5,876	0,00	0,451	5,876	0,00	0,442	5,876	0,00	-0,405	5,876
	38	0,00	0,346	11,124	0,00	-0,471	11,124	0,00	0,395	5,876	0,00	-0,451	5,876	0,00	-0,442	5,876	0,00	0,405	5,876
62	33	0,00	0,074	11,124	0,00	-0,113	11,124	0,00	0,081	5,876	0,00	-0,106	5,876	0,00	-0,097	5,876	0,00	0,090	5,876
	39	0,00	-0,074	11,124	0,00	0,113	11,124	0,00	-0,081	5,876	0,00	0,106	5,876	0,00	0,097	5,876	0,00	-0,090	5,876
63	34	0,00	-0,016	11,124	0,00	0,010	11,124	0,00	-0,017	5,876	0,00	0,009	5,876	0,00	0,022	5,876	0,00	-0,003	5,876
	40	0,00	0,016	11,124	0,00	-0,010	11,124	0,00	0,017	5,876	0,00	-0,009	5,876	0,00	-0,022	5,876	0,00	0,003	5,876
64	35	0,00	0,111	11,124	0,00	-0,086	11,124	0,00	0,112	5,876	0,00	-0,085	5,876	0,00	-0,117	5,876	0,00	0,080	5,876
	41	0,00	-0,111	11,124	0,00	0,086	11,124	0,00	-0,112	5,876	0,00	0,085	5,876	0,00	0,117	5,876	0,00	-0,080	5,876
65	36	0,00	-0,035	8,132	0,00	0,016	8,132	0,00	-0,034	6,621	0,00	0,017	6,621	0,00	0,032	6,621	0,00	-0,019	6,621
	42	0,00	0,035	8,132	0,00	-0,016	8,132	0,00	0,034	6,621	0,00	-0,017	6,621	0,00	-0,032	6,621	0,00	0,019	6,621
66	7	0,00	-34,734	-0,044	0,00	45,57	0,046	0,00	37,253	-0,044	0,00	43,051	0,046	0,00	42,903	0,045	0,00	-37,401	-0,045
	43	-0,11	34,734	-0,044	0,12	-45,57	0,046	-0,11	-37,253	0,044	0,12	-43,051	-0,046	0,12	-42,903	-0,045	-0,11	37,401	0,045
67	8	0,00	45,366	0,00	0,00	-35,024	0,00	0,00	43,147	0,00	0,00	-37,243	0,00	0,00	-38,044	0,00	0,00	42,346	0,00
	43	0,00	-45,366	0,00	0,00	35,024	0,00	0,00	-43,147	0,00	0,00	37,243	0,00	0,00	38,044	0,00	0,00	-42,346	0,00
68	8	0,00	-34,249	-0,028	0,00	39,946	0,036	0,00	-35,289	-0,030	0,00	38,907	0,034	0,00	37,538	0,033	0,00	-36,657	-0,031
	44	-0,07	34,249	0,028	0,09	-39,946	-0,036	-0,08	35,289	0,030	-0,09	-38,907	-0,034	-0,08	-37,538	-0,033	-0,08	36,657	0,031
69	9	0,00	41,609	0,00	0,00	-32,623	0,00	0,00	39,97	0,00	0,00	-34,262	0,00	0,00	-36,07	0,00	0,00	38,163	0,00
	44	0,00	-41,609	0,00	0,00	32,623	0,00	0,00	-39,97	0,00	0,00	34,262	0,00	0,00	36,07	0,00	0,00	-38,163	0,00
70	9	0,00	-29,617	-0,017	0,00	34,691	0,022	0,00	-30,233	-0,018	0,00	34,075	0,021	0,00	31,411	0,021	0,00	-32,898	-0,019
	45	-0,04	29,617	0,017	0,06	-34,691	-0,022	-0,05	30,233	0,018	-0,05	-34,075	-0,021	-0,05	-31,411	-0,021	-0,05	32,898	0,019
71	10	0,00	36,674	0,00	0,00	-27,556	0,00	0,00	35,219	0,00	0,00	-29,011	0,00	0,00	-31,564	0,00	0,00	32,666	0,00
	45	0,00	-36,674	0,00	0,00	27,556	0,00	0,00	-35,219	0,00	0,00	29,011	0,00	0,00	31,564	0,00	0,00	-32,666	0,00
72	10	0,00	-23,076	-0,008	0,00	27,178	0,012	0,00	-23,317	-0,009	0,00	26,937	0,011	0,00	23,473	0,011	0,00	-26,78	-0,009
	46	-0,02	23,076	0,008	0,03	-27,178	-0,012	-0,02	23,317	0,009	-0,03	-26,937	-0,011	-0,03	-23,473	-0,011	-0,02	26,78	0,009
73	11	0,00	29,428	0,00	0,00	-20,805	0,00	0,00	28,329	0,00	0,00	-21,904	0,00	0,00	-25,268	0,00	0,00	24,965	0,00
	46	0,00	-29,428	0,00	0,00	20,805	0,00	0,00	-28,329	0,00	0,00	21,904	0,00	0,00	25,268	0,00	0,00	-24,965	0,00
74	11	0,00	-14,011	0,00	0,00	18,23	0,005	0,00	-13,947	0,00	0,00	18,274	0,005	0,00	13,273	0,002	0,00	-18,968	-0,004
	47	0,00	14,011	0,00	0,01	-18,23	-0,005	0,00	13,967	0,00	0,01	-18,274	-0,005	0,00	-13,273	-0,002	0,00	18,968	0,004
75	12	0,00	20,837	0,00	0,00	-11,376	0,00	0,00	20,187	0,00	0,00	-12,026	0,00	0,00	-18,074	0,00	0,00	14,138	0,00
	47	0,00	-20,837	0,00	0,00	11,376	0,00	0,00	-20,187	0,00	0,00	12,026	0,00	0,00	18,074	0,00	0,00	-14,138	0,00

# Portique B

Barre	Nœud	(6) G + P + SiG			(7) G + P + SiD			(8) 0,8G + SiG			(9) 0,8G + SiD			(10) 0,8G - SiG			(11) 0,8G - SiD		
		M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)
76	13	0,00	45,454	0,00	0,00	-35,116	0,00	0,00	43,235	0,00	0,00	-37,335	0,00	0,00	-38,134	0,00	0,00	42,435	0,00
	43	0,00	-45,454	0,00	0,00	35,116	0,00	0,00	-43,235	0,00	0,00	37,335	0,00	0,00	38,134	0,00	0,00	-42,435	0,00
77	14	0,00	-34,734	0,044	0,00	45,57	-0,046	0,00	-37,253	0,044	0,00	43,051	-0,046	0,00	42,904	-0,045	0,00	-37,401	0,045
	43	0,11	34,734	-0,044	-0,12	-45,57	0,046	0,11	37,253	-0,044	-0,12	43,051	0,046	-0,12	-42,904	0,045	0,11	37,401	-0,045
78	14	0,00	44,665	0,00	0,00	-32,694	0,00	0,00	40,029	0,00	0,00	-34,330	0,00	0,00	-36,136	0,00	0,00	38,224	0,00
	44	0,00	-44,665	0,00	0,00	32,694	0,00	0,00	-40,029	0,00	0,00	34,330	0,00	0,00	36,136	0,00	0,00	-38,224	0,00
79	15	0,00	-34,25	0,028	0,00	39,947	-0,036	0,00	-35,289	0,03	0,00	38,907	-0,034	0,00	37,539	-0,033	0,00	-36,657	0,031
	44	0,07	34,25	-0,028	-0,09	-39,947	0,036	0,08	35,289	-0,03	-0,09	38,907	0,034	-0,08	-37,539	0,033	0,08	36,657	-0,031
80	15	0,00	36,708	0,00	0,00	-27,6	0,00	0,00	35,255	0,00	0,00	-29,054	0,00	0,00	-31,605	0,00	0,00	32,703	0,00
	45	0,00	-36,708	0,00	0,00	27,6	0,00	0,00	-35,255	0,00	0,00	29,054	0,00	0,00	31,605	0,00	0,00	-32,703	0,00
81	16	0,00	-29,618	0,017	0,00	34,692	-0,022	0,00	-30,234	0,018	0,00	34,076	-0,021	0,00	31,412	-0,021	0,00	-32,898	0,019
	45	0,04	29,618	-0,017	-0,06	-34,692	0,022	0,05	30,234	-0,018	-0,05	34,076	0,021	-0,05	-31,412	0,021	0,05	32,898	-0,019
82	16	0,00	29,442	0,00	0,00	-20,827	0,00	0,00	28,345	0,00	0,00	-21,926	0,00	0,00	-25,288	0,00	0,00	24,982	0,00
	46	0,00	-29,442	0,00	0,00	20,827	0,00	0,00	-28,345	0,00	0,00	21,926	0,00	0,00	25,288	0,00	0,00	-24,982	0,00
83	17	0,00	-23,077	0,008	0,00	27,180	-0,012	0,00	-23,318	0,009	0,00	26,938	-0,011	0,00	23,475	-0,011	0,00	-26,782	0,009
	46	0,02	23,077	-0,008	-0,03	-27,180	0,012	0,02	23,318	-0,009	-0,03	26,938	0,011	-0,03	-23,475	0,011	0,02	26,782	-0,009
84	17	0,00	20,837	0,00	0,00	-11,387	0,00	0,00	20,188	0,00	0,00	-12,036	0,00	0,00	-18,078	0,00	0,00	14,146	0,00
	47	0,00	-20,837	0,00	0,00	11,387	0,00	0,00	-20,188	0,00	0,00	12,036	0,00	0,00	18,078	0,00	0,00	-14,146	0,00
85	18	0,00	-14,012	0,00	0,00	18,23	-0,005	0,00	-13,968	0,00	0,00	18,274	-0,005	0,00	13,273	-0,002	0,00	-18,969	0,004
	47	0,00	14,012	0,00	-0,01	-18,23	0,005	0,00	13,968	0,00	-0,01	-18,274	0,005	0,00	-13,273	0,002	0,00	18,969	-0,004
86	19	0,00	-37,961	-0,043	0,00	42,689	0,047	0,00	-38,86	-0,044	0,00	41,789	0,047	0,00	40,987	0,045	0,00	-39,663	-0,045
	48	-0,11	37,961	0,043	0,12	-42,689	-0,047	0,11	38,86	0,044	0,12	-41,789	-0,047	0,12	-40,987	-0,045	-0,12	39,663	0,045
87	20	0,00	42,623	0,00	0,00	37,644	0,00	0,00	41,481	0,00	0,00	-38,791	0,00	0,00	-38,939	0,00	0,00	41,333	0,00
	48	0,00	-42,623	0,00	0,00	37,644	0,00	0,00	-41,481	0,00	0,00	38,791	0,00	0,00	38,939	0,00	0,00	-41,333	0,00
88	20	0,00	-34,215	-0,029	0,00	40,031	0,034	0,00	-35,114	-0,030	0,00	39,133	0,034	0,00	37,329	0,032	0,00	-36,918	-0,031
	49	-0,07	34,215	0,029	0,09	-40,031	-0,034	-0,08	35,114	0,030	0,09	-39,133	-0,034	0,08	-37,329	-0,032	-0,08	36,918	0,031
89	21	0,00	38,319	0,00	0,00	-35,679	0,00	0,00	37,946	0,00	0,00	-34,002	0,00	0,00	-37,374	0,00	0,00	36,624	0,00
	49	0,00	-38,319	0,00	0,00	35,679	0,00	0,00	-37,946	0,00	0,00	34,002	0,00	0,00	37,374	0,00	0,00	-36,624	0,00
90	21	0,00	-28,816	-0,018	0,00	35,426	0,022	0,00	-29,683	-0,019	0,00	34,555	0,021	0,00	32,003	0,02	0,00	-32,289	-0,019
	50	-0,05	28,816	0,018	0,06	-35,426	-0,022	-0,05	29,683	0,019	0,05	-34,555	-0,021	0,05	-32,003	-0,02	0,05	32,289	0,019

# Portique B

Garré	Nœud	(6) G + P + SiG			(7) G + P + SiD			(8) 0,8 G + Si G			(9) 0,8 G + SiD			(10) 0,8 G - SiG			(11) 0,8 G - SiD		
		M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)	M(t.m)	N(t)	T(t)
91	22	0,00	33,452	0,00	0,00	-30,831	0,00	0,00	33,407	0,00	0,00	-30,875	0,00	0,00	-33,538	0,00	0,00	30,745	0,00
	50	0,00	-33,452	0,00	0,00	30,831	0,00	0,00	33,407	0,00	0,00	30,875	0,00	0,00	33,538	0,00	0,00	-30,745	0,00
92	22	0,00	-21,588	-0,08	0,00	28,625	0,071	0,00	-22,319	-0,009	0,00	27,894	0,011	0,00	24,523	0,040	0,00	-25,689	-0,01
	51	-0,02	21,588	0,08	0,03	-28,625	-0,071	-0,02	22,319	0,009	0,03	-27,894	-0,011	0,03	-24,523	-0,040	-0,02	25,689	0,01
93	23	0,00	26,405	0,00	0,00	-23,845	0,00	0,00	26,519	0,00	0,00	-23,731	0,00	0,00	-27,191	0,00	0,00	23,060	0,00
	51	0,00	-26,405	0,00	0,00	23,845	0,00	0,00	-26,519	0,00	0,00	23,731	0,00	0,00	27,191	0,00	0,00	-23,060	0,00
94	23	0,00	-11,748	0,00	0,00	20,485	0,005	0,00	-12,241	0,00	0,00	19,992	0,005	0,00	13,952	0,001	0,00	-18,281	-0,004
	52	0,00	11,748	0,00	0,01	-20,485	-0,005	0,00	12,241	0,00	0,01	-19,992	-0,005	0,00	-13,952	-0,001	-0,01	18,281	0,004
95	24	0,00	17,931	0,00	0,00	-14,354	0,00	0,00	18,120	0,00	0,00	-14,165	0,00	0,00	-19,176	0,00	0,00	13,108	0,00
	52	0,00	-17,931	0,00	0,00	14,354	0,00	0,00	-18,120	0,00	0,00	14,165	0,00	0,00	19,176	0,00	0,00	-13,108	0,00
96	25	0,00	42,745	0,00	0,00	-37,739	0,00	0,00	41,569	0,00	0,00	-38,885	0,00	0,00	-39,030	0,00	0,00	41,423	0,00
	48	0,00	-42,745	0,00	0,00	37,739	0,00	0,00	-41,569	0,00	0,00	38,885	0,00	0,00	39,030	0,00	0,00	-41,423	0,00
97	26	0,00	-37,961	0,043	0,00	42,689	-0,047	0,00	-38,861	0,044	0,00	41,789	-0,047	0,00	40,987	-0,045	0,00	-39,663	0,045
	48	0,11	37,961	-0,043	-0,12	-42,689	0,047	0,11	38,861	-0,044	-0,12	-41,789	0,047	-0,12	-40,987	0,045	0,12	39,663	-0,045
98	26	0,00	38,376	0,00	0,00	-35,748	0,00	0,00	38,055	0,00	0,00	-36,069	0,00	0,00	-37,435	0,00	0,00	36,686	0,00
	49	0,00	-38,376	0,00	0,00	35,748	0,00	0,00	-38,055	0,00	0,00	36,069	0,00	0,00	37,435	0,00	0,00	-36,686	0,00
99	27	0,00	-34,216	0,029	0,00	40,032	-0,034	0,00	-35,114	0,030	0,00	39,134	-0,034	0,00	37,330	-0,032	0,00	-36,918	0,031
	49	0,07	34,216	-0,029	-0,09	-40,032	0,034	0,08	35,114	-0,030	-0,09	-39,134	0,034	-0,08	-37,330	0,032	0,08	36,918	-0,031
100	27	0,00	33,487	0,00	0,00	-30,874	0,00	0,00	33,444	0,00	0,00	-30,917	0,00	0,00	-33,578	0,00	0,00	30,783	0,00
	50	0,00	-33,487	0,00	0,00	30,874	0,00	0,00	-33,444	0,00	0,00	30,917	0,00	0,00	33,578	0,00	0,00	-30,783	0,00
101	28	0,00	-28,877	0,018	0,00	35,427	-0,022	0,00	-29,688	0,019	0,00	34,556	-0,021	0,00	32,004	-0,02	0,00	-32,240	0,00
	50	0,05	28,877	-0,018	-0,06	-35,427	0,022	0,05	29,688	-0,019	-0,05	-34,556	0,021	-0,05	-32,004	0,02	0,05	32,240	0,05
102	28	0,00	26,421	0,00	0,00	-23,867	0,00	0,00	26,536	0,00	0,00	-23,752	0,00	0,00	-27,209	0,00	0,00	23,078	0,00
	51	0,00	-26,421	0,00	0,00	23,867	0,00	0,00	-26,536	0,00	0,00	23,752	0,00	0,00	27,209	0,00	0,00	-23,078	0,00
103	29	0,00	-21,58	0,008	0,00	28,626	-0,011	0,00	-22,32	0,009	0,00	27,896	-0,011	0,00	24,525	-0,010	0,00	-25,691	0,010
	51	0,02	21,58	-0,008	-0,03	-28,626	0,011	0,02	22,32	-0,009	-0,03	-27,896	0,011	-0,03	-24,525	0,010	0,02	25,691	-0,010
104	29	0,00	17,932	0,00	0,00	-14,363	0,00	0,00	18,121	0,00	0,00	-14,174	0,00	0,00	-19,178	0,00	0,00	13,117	0,00
	52	0,00	-17,932	0,00	0,00	14,363	0,00	0,00	-18,121	0,00	0,00	14,174	0,00	0,00	19,178	0,00	0,00	-13,117	0,00
105	30	0,00	-11,749	0,00	0,00	20,486	-0,005	0,00	-12,242	0,00	0,00	19,993	-0,005	0,00	13,953	-0,001	0,00	-18,282	0,004
	52	0,00	11,749	0,00	-0,01	-20,486	0,005	0,00	12,242	0,00	-0,01	-19,993	0,005	0,00	-13,953	0,001	0,01	18,282	-0,004

100

### Verification des elements du Portique (B).

#### Verification des Poteaux.

on s'intéresse uniquement aux Poteaux les plus sollicités sous la combinaison plus défavorable.

Soit Pour ce portique les poteaux (1) et (6).

#### 1°/ Verification du Poteau (1).      HEB 240.

ce poteau est un poteau de rez-de-chaussée qui est articulé à sa base, il est soumis aux efforts suivants sous la combinaison la plus défavorable (G+P+S<sub>1</sub>G).

$$\left\{ \begin{array}{l} M_d = -1,01 \text{ km} \\ M_i = 0 \\ N = 54,286 \text{ t} \\ T = 0,280 \text{ t} \end{array} \right.$$

#### caracteristiques geometriques du Poteau (HEB 240)

$$\left\{ \begin{array}{lll} I_x = 11260 \text{ cm}^4 & i_x = 10,3 \text{ cm} & A = 106 \text{ cm}^2 \\ I_y = 3923 \text{ cm}^4 & i_y = 6,08 \text{ cm} & h = 240 \text{ mm} \end{array} \right.$$

#### Calcul de la longueur de flambement (CM66 art 5,133).

la stabilité dans la direction du flambement est assurée par des contreventements. (cas d'assemblage par boulons ordinaires avec jeu normal) donc  $K_A = K_B = 0$  donc  $l = l_0 = 360 \text{ cm}$

#### a/ Verification à la résistance.

$$\frac{N^{cor}}{A} + \frac{M^{max} \sigma}{I_x} = \frac{54286}{106} + \frac{1,01 \times 10^5 \times 12}{11260} = 620 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

verifiée.

#### b/ Verification au flambement.      ( $l = l_0 = 360 \text{ cm}$ )

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_x = \frac{l_0}{i_x} = \frac{360}{10,3} = 34,95 \\ \lambda_y = \frac{l_0}{i_y} = \frac{360}{6,08} = 59,21 \end{array} \right\} \lambda_{max} = \lambda_y = 59,21 \text{ le flambement est à craindre dans le plan (x-x).}$$

$$\lambda_y = 59,21 \longrightarrow k = 1,186$$

on Verifie par la formule entelophe qui est une condition suffisante.

$$9/8 (k\sigma + k_d \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) \leq \sigma_c.$$

$k_d = 1$  car  $\sigma_d > \sigma_c$ . ;  $\sigma_{fy} = 0$ .

calcul de la contrainte de non deversement.

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{l_f^2} \cdot (D-1) \cdot B \cdot C. \quad B = C = 1.$$

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{J}{I_y} \cdot \frac{l_f^2}{h^2}} = \sqrt{1 + 0,156 \frac{107}{3923} \cdot \frac{360^2}{24^2}}$$

$D = 1,399$

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \times \frac{3923}{11260} \times \frac{24^2}{360^2} (1,399 - 1) \times 1 \times 1 = 2471,66 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_d = 2471,66 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_c = 2400 \text{ kg/cm}^2$  donc il n'y a pas risque de deversement donc on prend  $k_d = 1$ .

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{54286}{106} = 514 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{max}}{I_x} \cdot y = 108 \text{ kg/cm}^2.$$

$$9/8 (k\sigma + k_d \sigma_{fx}) = 9/8 (1,186 \times 514 + 1 \times 108) = 807,3 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Verifiée.

C/ Verification au cisaillement.

$$\frac{T}{A_a} \leq \frac{\sigma_c}{1,54} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{on applique cette formule simplifiée si} \\ A_a > 15\% A. \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = b \cdot e = 24 \cdot 1,7 = 40,8 \text{ cm}^2 \\ 15\% A = \frac{15 \times 106}{100} = 15,9 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_a > 15\% A.$$

$$\frac{T}{A_a} = \frac{280}{16,4 \times 1} = 17 \text{ kg/cm}^2 \ll \frac{\sigma_c}{1,54} = 1558,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Verifiée.

2°/ Verification du Poteau (6). HEA 320.

c'est un Poteau central, de rez-de-chaussée, articulée à sa base, il est soumis aux efforts suivants pour la combinaison la Plus favorable (G + P + S<sub>10</sub>) = (7).

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,61 \text{ t.m} \\ M_i = 0 \\ N = 245,714 \text{ t.} \\ T = 0,169 \text{ t.} \end{array} \right.$$

caracteristiques geometriques  
du Poteau (HEA 320).

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = 22930 \text{ cm}^4; i_x = 13,6 \text{ cm}; A = 124,4 \text{ cm}^2 \\ I_y = 6985 \text{ cm}^4; i_y = 7,49 \text{ cm}; h = 310 \text{ mm} \end{array} \right.$$

a/ Verification à la resistance. (flexion autour de l'axe y).

$$\frac{N}{A} + \frac{M \cdot \sigma}{I_y} = \frac{245714}{124,4} + \frac{0,61 \cdot 10^5 \cdot 15,5}{6985} = 2110,55 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Verifiée.

b/ Verification au flambement.

$l = l_0 = 360 \text{ cm}.$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_x = \frac{l_0}{i_x} = \frac{360}{13,6} = 26,47 \\ \lambda_y = \frac{l_0}{i_y} = \frac{360}{7,49} = 48 \end{array} \right\} \lambda_{\max} = \lambda_y = 48.$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{ky} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_y^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21 \cdot 10^6}{48^2} = 8995,73 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma = \frac{N}{A} = \frac{245714}{124,4} = 1975,2 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \mu_y = \frac{\sigma_{ky}}{\sigma} = 4,55$$

$K_{iy} = \frac{\mu_y - 1}{\mu_y - 1,3} = \frac{4,55 - 1}{4,55 - 1,3} = 1,092$

$K_{fy} = \frac{\mu_y + \alpha}{\mu_y - 1,3} = \frac{4,55 + 0,25}{4,55 - 1,3} = 1,477$  (moment variant linéairement  $\alpha = 0,25$ )

on Verifie:  $K_{iy} \sigma + K_{fy} \sigma_{fy} \leq \sigma_e$ . ( $\sigma_{fx} = 0$ ).

$$\left( 1,092 \cdot 1975,2 + 1,477 \cdot \frac{0,61 \cdot 10^5 \cdot 15,5}{6985} \right) = 2357 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Verifiée.

c/ Verification au cisaillement.

$$\left. \begin{aligned} A_D &= b \cdot e = 30 \cdot 1,55 = 46,5 \text{ cm}^2 \\ 15\% A &= \frac{15 \cdot 124,4}{100} = 18,66 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} A_D > 15\% A.$$

donc on peut appliquer la formule simplifiée.

$$\frac{T}{A_e} = \frac{169}{22,5 \times 0,9} = 8,5 \text{ kg/cm}^2 \ll \frac{\sigma_e}{1,54} = 1858,5 \text{ kg/cm}^2$$

Verifiée.

d/ Verification au detorsement.

il n'y a pas risque de detorsement car c'est un phenomene qui est dû à une flexion dans le plan de l'âme mais dans notre cas c'est à dire les poteaux intermediaires de ce portique ont tendance de flechir dans le plan (x-x), plan perpendiculaire au plan de l'âme.

---



## Vérification des Poutres du Portique B.

on s'intéresse uniquement aux poutres la plus sollicitées pour la combinaison la plus défavorable.

Soit pour ce portique les Poutres (36), (40), (41), (45).

### 1°) Vérification de la Poutre (36) HEA 340.

cette poutre est articulée à ses deux extrémités, elle est soumise aux efforts suivants pour la combinaison la plus défavorable  $(G + P + S_{i5}) = (6)$ .

$$\left. \begin{aligned} M &= 0 \\ N &= 0,476 \text{ t.} \\ T &= 11,124 \text{ t.} \end{aligned} \right\}$$

Caractéristiques géométriques  
du Profil. (HEA 340)

$$\left\{ \begin{aligned} I_x &= 27700 \text{ cm}^4, \quad i_x = 14,4 \text{ cm}, \quad A = 133,5 \text{ cm}^2 \\ I_y &= 7436 \text{ cm}^4, \quad i_y = 7,46 \text{ cm}, \quad h = 330 \text{ cm.} \end{aligned} \right.$$

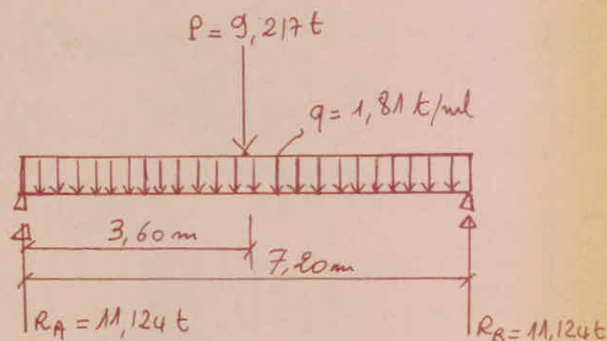
#### a) Schema Statique.

$$M_x = R_A \cdot x - q \frac{x^2}{2} - P(x - 3,6)$$

$$M_{\max} = M(x=3,6) = q \frac{l^2}{8} + P \frac{l}{4}$$

$$M_{\max} = \frac{1,81 \times 7,2^2}{8} + \frac{9,217 \times 7,2}{4}$$

$$M_{\max} = 28,32 \text{ t.m.}$$



#### b) Vérification à la résistance.

$$\frac{N^{\text{tr}}}{A} + \frac{M^{\text{max}} \sigma}{I_x} = \frac{476}{133,5} + \frac{28,32 \times 10^5 \times 15,5}{27700} = 1589 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Vérifiée.

#### c) Vérification au cisaillement.

$$\left. \begin{aligned} A_d &= b \cdot e = 30 \times 1,65 = 49,5 \text{ cm}^2 \\ 15\% A &= 20 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\}$$

$A_d > 15\% A$  donc on peut appliquer la formule simplifiée.

$$\frac{T}{A_d} = \frac{11124}{24,3 \times 0,95} = 492 \text{ kg/cm}^2 < \frac{\sigma_c}{1,54} = 1558,5 \text{ kg/cm}^2$$

Vérifiée.

d/ Verification de la fleche.

\* charge uniformement repartie:  $q = 1,81 \text{ t/ml.}$

$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^4}{E I_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,81 \times 10^3 \times 10^{-2} \times (7,2)^4 \times 10^8}{2,1 \times 10^6 \times 27700} = 1,088 \text{ cm}$$

x charge concentree.  $P = 9,217 \text{ t.}$

$$f_2 = \frac{1}{48} \cdot \frac{P \cdot l^3}{E I_x} = \frac{1}{48} \cdot \frac{9,217 \times 10^3 \cdot (7,2)^3 \times 10^6}{2,1 \times 10^6 \times 27700} = 1,232$$

$$f = f_1 + f_2 = 2,32 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{l}{300} = \frac{720}{300} = 2,40 \text{ cm.}$$

Verifiee.

e/ Verification au flambement.

$$l = l_0 = 720 \text{ cm.}$$

$$\lambda_x = \frac{l_0}{i_x} = \frac{720}{14,4} = 50$$

$$\lambda_y = \frac{l_0}{i_y} = \frac{720}{7,46} = 96,51$$

}  $\lambda_{max} = \lambda_y = 96,51$  donc le flambement est a craindre dans le plan (x-x)

$$\lambda_y = 96,51 \longrightarrow k = 1,800$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{476}{133,5} = 3,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M^{max} \sigma}{I_x} = \frac{28,32 \times 10^5 \times 15,5}{27700} = 1584,7 \text{ kg/cm}^2$$

on Verifie alors la formule enveloppe qui est une condition suffisante.

$$\frac{9}{8} (k \sigma + k_d \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) \leq \sigma_c \quad \text{avec: } k_d = 1, \quad \sigma_{fy} = 0$$

$$\frac{9}{8} (1,800 \times 3,6 + 1584,7) = 1790 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Verifiee

f/ Verification au deversement.

La Verification au deversement est inutile car les semelles comprimies sont entretoisees par la dalle, ce qui est le cas pour toute les poutres.

2°/ Verification de la Poutre (40). HEA 320.

c'est une Poutre du Plancher Terrasse, elle est articulée à ses deux extrémités, elle est soumise aux efforts suivants sous la combinaison la Plus défavorable.  $(G + P + S + D) = (7)$

$$\begin{cases} M = 0 \\ N = 0,029 \text{ t} \\ T = 8,132 \text{ t} \end{cases}$$

caractéristique géométrique du Profil HEA 320.

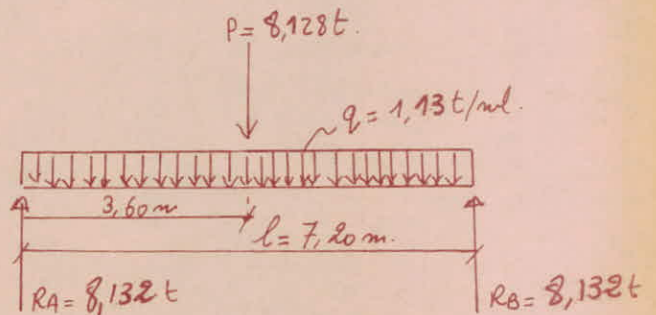
$$\begin{cases} I_x = 22930 \text{ cm}^4 ; i_x = 13,6 \text{ cm} & A = 124,4 \text{ cm}^2 \\ I_y = 7436 \text{ cm}^4 ; i_y = 7,49 \text{ cm} & h = 310 \text{ mm} \end{cases}$$

a/ Schema Statique.

$$M_{max} = \frac{q l^2}{8} + \frac{p l}{4}$$

$$M_{max} = \frac{1,13 \times 7,2^2}{8} + \frac{8,128 \times 7,2}{4}$$

$$M_{max} = 21,95 \text{ t.m.}$$



b/ Verification à la résistance.

$$\frac{N^{or}}{A} + \frac{M^{max} \cdot \sigma}{I_x} = \frac{29}{124,4} + \frac{22 \times 10^5 \times 15,5}{22930} = 1488 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Vérifiée.

c/ Verification au cisaillement.

$$\frac{T}{A_a} = \frac{8132}{225 \times 0,9} = 402 \text{ kg/cm}^2 < \frac{\sigma_c}{1,54} = 1558,5 \text{ kg/cm}^2$$

Vérifiée.

d/ Verification de la flèche.

\* charge uniformément répartie:  $q = 1,13 \text{ t/ml.}$

$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,13 \times 10^3 \times 10^2 \times (7,2)^4 \times 10^8}{2,1 \times 10^6 \times 22930} = 0,821 \text{ cm.}$$

\* charge concentrée au milieu:  $P = 8,128 \text{ t}$

$$f_2 = \frac{8,128 \times 10^3 \times (7,2)^3 \times 10^8}{48 \times 2,1 \times 10^6 \times 22930} = 1,313$$

$$f = f_1 + f_2 = 1,713 + 0,821 = 2,134 \text{ cm} < f_{ad} = l/300 = 2,40 \text{ cm.}$$

Verifiée.

c/ Verification au flambement.

$$l = l_0 = 720 \text{ cm.}$$

$$\lambda_x = \frac{l_0}{i_x} = \frac{720}{13,6} = 52,94$$

$$\lambda_y = \frac{l_0}{i_y} = \frac{720}{7,49} = 96,51$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_x = 52,94 \\ \lambda_y = 96,51 \end{array} \right\} \lambda_{\max} = \lambda_y = 96,13 \longrightarrow k = 1,794$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{29}{124,4} = 0,24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{\max} \sigma}{I_x} = \frac{22 \times 10^5 \times 15,5}{22930} = 1488 \text{ kg/cm}^2$$

on vérifie par la formule enveloppe.

$$9/8 (k\sigma + k\sigma_{fx} + \sigma_{fy}) \leq \sigma_c$$

$$k_d = 1 \quad ; \quad \sigma_{fy} = 0$$

$$9/8 (1,794 \times 0,24 + 1488) = 1675 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Verifiée.

2°/ Verification de la Poutre (41). IPE 200

elle est articulée à ses deux extrémités, elle est soumise aux efforts suivants sous la combinaison la plus défavorable (G+P+S+D) = (7).

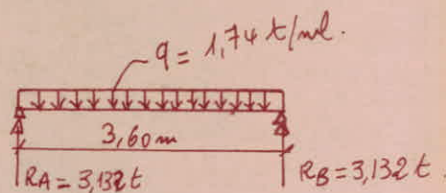
$$\left| \begin{array}{l} M = 0 \\ N = 4,153 \text{ t.} \\ T = 3,132 \text{ t.} \end{array} \right.$$

caractéristique géométrique du Profil IPE 200.

$$\left| \begin{array}{lll} I_x = 1943 \text{ cm}^4 & , & i_x = 8,26 \text{ cm} & A = 28,5 \text{ cm}^2 \\ I_y = 142 \text{ cm}^4 & & i_y = 2,24 \text{ cm} & h = 200 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

a/ Schema Statique.

$$M_{\max} = q l^2 / 8 = 2,82 \text{ t.m.}$$



b/ Verification a La resistance.

$$\frac{4153}{28,5} + \frac{2,82 \cdot 10^5 \times 10}{1943} = 1597 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Verifiee.

c/ Verification au cisaillement.

$$\frac{T}{A_a} = \frac{3132}{15,9 \times 0,56} = 352 \text{ kg/cm}^2 < \frac{\sigma_c}{1,54} = 1558,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Verifiee.

d/ Verification de la fleche.

charge uniformement repartie  $q = 1,74 \text{ t/ml}$ .

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,74 \times 10 \times 10^{-2} \cdot (3,6)^4 \times 10^8}{2,1 \times 10^6 \times 1943} = 0,93 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{l}{300} = 1,2 \text{ cm}.$$

Verifiee.

e/ Verification au flambement.

$$l = l_0 = 360 \text{ cm}.$$

$$\lambda_x = \frac{360}{8,26} = 43,58$$

$$\lambda_y = \frac{360}{2,24} = 160,71$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_x = 43,58 \\ \lambda_y = 160,71 \end{array} \right\} \lambda_{\max} = 160,71 \longrightarrow k = 4,49$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{4153}{28,5} = 145,72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{\max} \sigma}{I_x} = \frac{2,82 \times 10^5 \times 10}{1943} = 1451,4 \text{ kg/cm}^2.$$

on Verifie la formule enveloppe. (condition suffisante)

$$9/8 (4,49 \times 145,72 + 1 \times 1451,4) = 2369 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2.$$

Verifiee

4°/ Verification de la Poutre (45) IPE 240.

elle articulée en ses deux extrémités, c'est une Poutre qui planche de la salle machine, elle est soumise aux efforts suivants sous la combinaison la plus défavorable.  $(G+P+ScB) = (6)$ .

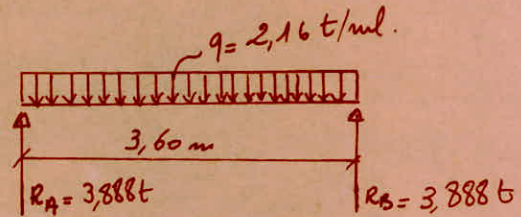
$$\begin{cases} M=0 \\ N = 8,041 \text{ t.} \\ T = 3,888 \text{ t.} \end{cases}$$

caracteristiques geometriques  
du profil IPE 240.

$$\begin{cases} I_x = 3892 \text{ cm}^4 ; i_x = 9,97 \text{ cm} ; A = 39,1 \text{ cm}^2 \\ I_y = 284 \text{ cm}^4 ; i_y = 2,69 \text{ cm} ; h = 240 \text{ mm} \end{cases}$$

a/ schema statique.

$$M_{\max} = \frac{q l^2}{8} = 3,5 \text{ t.m.}$$



b/ Verification a la resistance.

$$\frac{4041}{39,1} + \frac{3,5 \times 10^5 \times 12}{3892} = 1285 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Verifiée.

c/ Verification au cisaillement.

$$\frac{T}{A_a} = \frac{3888}{19 \times 0,62} = 330 \text{ kg/cm}^2 < \frac{\sigma_c}{1,54} = 1558,5 \text{ kg/cm}^2$$

verifiée.

d/ Verification de la flèche.

\* charge uniformement répartie.  $q = 2,16 \text{ t/ml.}$

$$f = \frac{5}{384} \frac{2,16 \times 10^3 \times 10^{-2} \times (3,6)^4 \times 10^8}{2,1 \times 10^6 \times 3892} = 0,57 \text{ cm.} < f_{ad} = 0,72 \text{ cm.}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm} \quad (\text{car cette poutre reçoit un mur})$$

e/ Vérification au flambement.

$$l = l_0 = 360 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{360}{9,97} = 36,1 \\ \lambda_y &= \frac{360}{2,69} = 133,83 \end{aligned} \right\} \lambda_{\max} = 133,83 \longrightarrow k = 3.$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{8041}{39,1} = 205,65 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_x = \frac{M_{\max}}{I_x} = \frac{3,5 \times 10^5 \times 12}{3892} = 1079,14 \text{ kg/cm}^2.$$

on vérifie par la formule enveloppe.

$$9/8 (k\sigma + k_d \sigma_x + \sigma_y) \leq \sigma_c.$$

avec  $k_d = 1$  ;  $\sigma_y = 0$ .

$$9/8 (3 \times 206 + 1 \times 1080) = 1911 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Vérifiée.

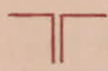
## Vérification des diagonales de contreventements. (Palées de stabilité)

⊙ Pour cette vérification on ne considère que les diagonales les plus sollicitées sous la combinaison la plus défavorable.

soit la barre (66) qui est soumise à un effort normal de compression sous la combinaison (G+P+S<sub>i</sub>D).

N = 45,570 t (compression).

### Caractéristiques géométriques de cette diagonale.

 100x100x10	[	$A_{brute} = 38,3 \text{ cm}^2$ ;	$I_x = 353 \text{ cm}^4$ ;	$i_x = 3,04 \text{ cm}$
		$A_{nette} = 33,5 \text{ cm}^2$ ;	$I_y = 658 \text{ cm}^4$ ;	$i_y = 4,14 \text{ cm}$

Pour les barres comprimées :

on vérifie :

$$\lambda \leq \lambda_{limite} = 200$$

$$k \frac{N}{A} \leq \sigma_c$$

Pour les barres tendues :

on vérifie :

$$\lambda \leq \lambda_{limite} = 400$$

cette diagonale (66) est soumise à une compression donc on vérifie l'éclatement et le flambement.

$$l_y = 0,9 l_0 = 0,9 \times 254,558 = 229,10 \text{ cm}$$

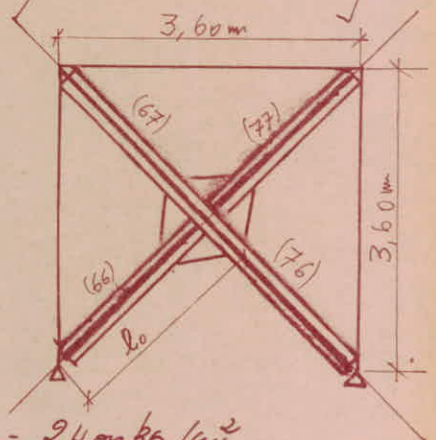
$$\lambda_x = \frac{l_{yx}}{i_x} = \frac{229,10}{3,04} = 75,3618$$

⊙  $\lambda_x = 75,3618 < \lambda_{limite} = 200$

$$\lambda = 75,3618 \longrightarrow k = 1,38$$

⊙  $k \frac{N}{A_{nette}} = 1,38 \cdot \frac{45570}{33,5} = 1878 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Vérifiée.





## Verification des deformations horizontales.

### Deplacements relatifs. (RPA 8A).

Le deplacement calculé à partir des forces laterales spécifiques doit être multiplié par  $(1/2B)$  pour obtenir le deplacement relatif. Le rapport  $(1/2B)$  ne doit pas être plus petit que 1,0.

(B = coef ou facteur de comportement de la structure).

Les deplacements relatifs lateraux d'un etage, par rapport aux etages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'etage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand deplacement relatif peut être toléré.

Pour notre cas  $B = 1/4$  (ossature contreventée par palée).

la hauteur d'etage  $h = 3,60$  m.

application numerique: Pour le portique (B) qui est le plus defavorable.

Deplacement relatif entre les niveaux (1) et (2) Nœuds (2) et (3).

$$\Delta = \frac{1}{2B} (x_3 - x_2) = \frac{1}{2(1/4)} (1,67 - 0,64) = 2 \times (1,67 - 0,64) = 2,06 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ad} = 0,0075 \cdot h = 0,0075 \times 360 = 2,7 \text{ cm.}$$

on a bien  $\Delta = 2,06 \text{ cm} < 2,7 \text{ cm}$ . Verifiée.

Pour les nœuds (5) et (6) niveau superieur.

$$\Delta = 2 (5,57 - 4,26) = 2,62 \text{ cm} < \Delta_{ad} = 2,7 \text{ cm.}$$

Verifiée

On fait la même verification pour les autres portiques.

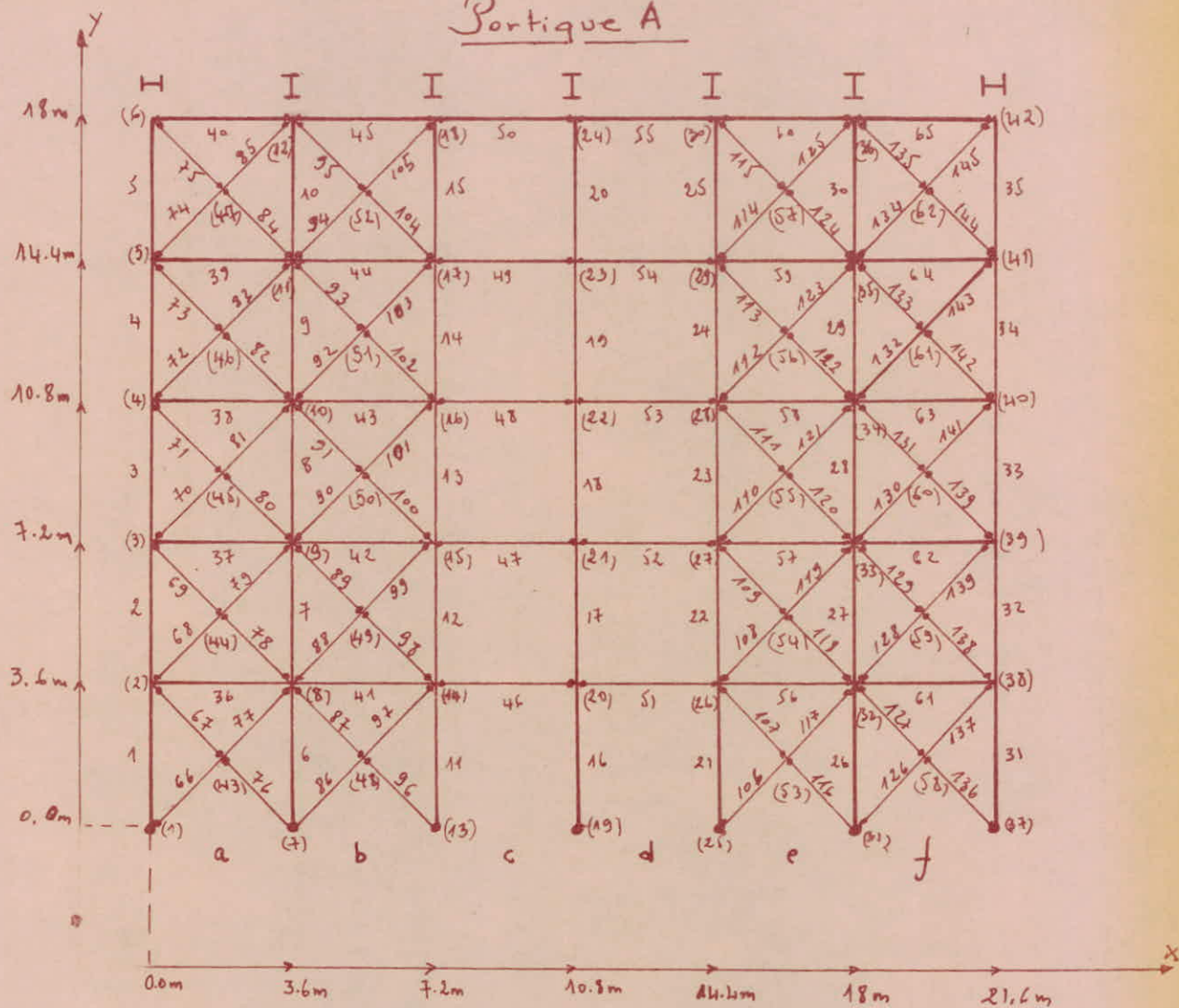
remarque:

Le tableau des deplacement est donné à la page suivante.

Portique B					
(6)					
G + P + SIG					
Noeud	X(cm) Déplacement	Noeud	X(cm) Déplacement	Noeud	X(cm) Déplacement
1	0.	23	4,24	45	2,25
2	0,64	24	5,54	46	3,56
3	1,67	25	0.	47	4,89
4	2,92	26	0,66	48	0,21
5	4,26	27	1,67	49	1,08
6	5,57	28	2,91	50	2,24
7	0.	29	4,23	51	3,55
8	0,64	30	5,51	52	4,87
9	1,67	31	0.		
10	2,92	32	0,66		
11	4,26	33	1,67		
12	5,57	34	2,91		
13	0.	35	4,22		
14	0,66	36	5,51		
15	1,68	37	0.		
16	2,92	38	0,66		
17	4,24	39	1,67		
18	5,53	40	2,91		
19	0.	41	4,22		
20	0,65	42	5,51		
21	1,68	43	0,21		
22	2,92	44	1,08		

Portique A					
(6)					
G + P + SIG					
Noeud	X(cm) Déplacement	Noeud	X(cm) Déplacement	Noeud	X(cm) Déplacement
1	0.	23	2,23	45	1,25
2	0,41	24	2,82	46	1,91
3	0,96	25	0.	47	2,56
4	1,60	26	0,42	48	0,15
5	2,26	27	0,96	49	0,64
6	2,89	28	1,59	50	1,25
7	0.	29	2,22	51	1,90
8	0,37	30	2,82	52	2,53
9	0,94	31	0.	53	0,15
10	1,58	32	0,38	54	0,64
11	2,24	33	0,94	55	1,24
12	2,85	34	1,57	56	1,88
13	0.	35	2,20	57	2,50
14	0,42	36	2,78	58	0,15
15	0,96	37	0.	59	0,65
16	1,59	38	0,43	60	1,24
17	2,23	39	0,96	61	1,88
18	2,81	40	1,58	62	2,48
19	0.	41	2,19		
20	0,42	42	2,74		
21	0,96	43	0,14		
22	1,59	44	0,63		

# Portique A



## CHARGES VERTICALES

File de Poutres		a	b	c	d	e	f
TERRASSE	G (t/ml)	0,95	0,95	0,33	0,33	0,95	0,95
	P (t/ml)	0,18	0,18	0,06	0,06	0,18	0,18
ETAGE COURANT	G (t/ml)	1,34	1,34	0,77	0,77	1,34	1,34
	P (t/ml)	0,45	0,45	0,15	0,15	0,45	0,45

effort horizontal (seisme)

Nodes	SiG(t)	Nodes	SiG(t)	Nodes	SiD(t)	Nodes	SiD(t)
2	2,61	26	2,61	38	2,61	14	2,61
3	5,234	27	5,23	39	5,234	15	5,23
4	7,85	28	7,85	40	7,85	16	7,85
5	10,47	29	10,46	41	10,47	17	10,46
6	14,738	30	14,723	42	14,738	18	14,723
8	2,61	32	2,61	32	2,61	8	2,61
9	5,234	33	5,23	33	5,234	9	5,23
10	7,84	34	7,84	34	7,84	10	7,84
11	10,47	35	10,46	35	10,47	11	10,46
12	14,738	36	14,723	36	14,738	12	14,723

# Poétique A

Barre	Niveau	(6)			(7)			(8)			(9)			(10)			(11)		
		G + P + SIG			G + P + Sid			0,8G + SIG			0,8G + Sid			0,8G - SIG			0,8G - Sid		
		M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)
1	1	0,00	-109,773	-0,099	0,00	-141,204	0,066	0,00	-116,756	-0,093	0,00	-134,222	0,072	0,00	138,859	0,075	0,00	-112,118	-0,090
	2	-0,36	109,773	0,099	0,24	-141,204	-0,066	-0,34	116,756	0,093	0,26	-134,222	-0,072	0,27	-138,859	-0,075	-0,32	112,118	0,090
2	2	0,36	-76,917	0,057	-0,24	101,610	-0,020	0,34	-82,338	0,051	-0,26	96,189	-0,026	-0,27	99,640	-0,032	0,32	-78,887	0,045
	3	-0,15	76,917	-0,057	0,17	-101,610	0,020	-0,15	82,338	-0,051	0,16	-96,189	0,026	0,16	-99,640	0,032	-0,16	78,887	-0,045
3	3	0,15	-46,235	0,037	-0,17	63,312	-0,040	0,15	-50,114	0,038	-0,16	59,433	-0,039	-0,16	62,698	-0,040	0,16	-46,849	0,036
	4	-0,02	46,235	-0,037	0,02	-63,312	0,040	-0,02	50,114	-0,038	0,02	-59,433	0,039	0,01	-62,698	0,040	-0,03	46,849	-0,036
4	4	0,02	-22,290	0,026	-0,02	30,736	-0,058	0,02	-24,604	0,026	-0,02	28,423	-0,058	-0,02	32,382	-0,028	0,03	-20,644	0,056
	5	0,08	22,290	-0,026	-0,19	-30,736	0,058	0,08	24,604	-0,026	-0,18	-28,423	0,058	-0,09	-32,382	0,028	0,17	20,644	-0,056
5	5	-0,08	-7,129	0,021	0,19	7,878	0,052	-0,08	-7,882	-0,022	0,18	6,525	0,051	0,09	-10,857	0,025	-0,17	-3,550	-0,048
	6	0,00	7,129	-0,021	0,00	-7,878	-0,052	0,00	7,882	0,022	0,00	-6,525	-0,051	0,00	10,857	-0,025	0,00	3,550	0,048
6	7	0,00	21,273	-0,049	0,00	21,288	0,044	0,00	13,244	-0,049	0,00	13,258	0,044	0,00	12,202	0,047	0,00	12,188	-0,046
	8	-0,18	-21,273	0,049	0,16	-21,288	-0,044	-0,18	-13,244	0,049	0,16	-13,258	-0,044	0,17	-12,202	-0,047	-0,16	-12,188	0,046
7	8	0,18	-16,994	0,042	-0,16	16,947	-0,033	0,18	-10,452	0,041	-0,16	10,405	-0,033	-0,17	10,613	-0,041	0,16	-10,659	0,034
	9	-0,03	16,994	-0,042	0,04	-16,947	0,033	-0,03	10,452	-0,041	0,04	-10,405	0,033	0,02	-10,613	0,041	-0,04	10,659	-0,034
8	9	0,03	-11,721	0,003	-0,04	11,639	-0,009	0,03	7,121	0,003	-0,04	7,039	-0,009	0,02	8,041	-0,002	0,04	-8,123	0,009
	10	-0,02	11,721	-0,003	0,00	-11,639	0,009	-0,02	-7,121	-0,003	0,00	-7,039	0,009	-0,02	-8,041	0,002	0,00	8,123	-0,009
9	10	0,02	6,828	0,019	0,00	6,774	-0,016	0,02	4,080	0,019	0,00	4,026	-0,016	-0,02	5,463	-0,019	0,00	5,518	0,016
	11	0,05	-6,828	-0,019	-0,05	-6,774	0,016	0,05	-4,080	-0,019	-0,05	-4,026	0,016	-0,05	-5,463	0,019	0,05	-5,518	-0,016
10	11	-0,05	0,362	-0,014	0,05	0,342	0,014	-0,05	-0,531	-0,014	0,05	-0,551	0,014	0,05	4,485	0,015	-0,05	4,504	-0,014
	12	0,00	-0,362	0,014	0,00	-0,342	-0,014	0,00	0,531	0,014	0,00	0,551	-0,014	0,00	-4,485	-0,015	0,00	-4,504	0,014
11	13	0,00	-147,578	-0,027	0,00	-103,437	0,031	0,00	-139,689	-0,028	0,00	-111,326	0,030	0,00	-113,849	0,031	0,00	-137,167	-0,027
	14	-0,10	147,578	0,027	0,11	103,437	-0,031	0,10	139,689	0,028	0,11	111,326	-0,030	0,11	113,849	-0,031	-0,10	-137,167	0,027
12	14	0,10	-106,526	0,012	-0,11	72,055	-0,016	0,10	-100,141	0,013	-0,11	-78,440	-0,015	-0,11	-79,114	-0,017	0,10	99,466	0,011
	15	-0,06	106,526	-0,012	0,05	-72,055	0,016	-0,50	100,141	-0,013	0,05	78,440	0,015	0,05	79,114	0,017	-0,06	-99,466	-0,011
13	15	0,06	66,883	0,012	-0,05	-42,714	-0,014	0,05	62,205	0,012	-0,05	-47,392	-0,014	-0,05	-46,586	-0,011	0,06	63,011	0,015
	16	-0,01	-66,883	-0,012	0,00	42,714	0,014	-0,01	-62,205	-0,012	0,00	47,392	0,014	0,01	46,586	0,011	0,00	-63,011	-0,015
14	16	0,01	33,270	0,019	0,00	-19,793	-0,011	0,01	30,438	0,019	0,00	-22,624	-0,011	-0,01	-20,676	-0,018	0,00	32,386	0,011
	17	0,06	-33,270	-0,019	-0,04	19,793	0,011	0,06	-30,438	-0,019	-0,04	22,624	0,011	-0,06	20,676	0,018	0,04	-32,386	-0,011
15	17	-0,06	8,192	-0,015	0,04	-6,223	0,010	-0,06	-7,291	-0,015	0,04	-7,124	0,010	0,06	-3,740	0,016	-0,04	10,675	-0,010
	18	0,00	-8,192	0,015	0,00	6,223	-0,010	0,00	7,291	0,015	0,00	7,124	-0,010	0,00	3,740	-0,016	0,00	-10,675	0,010

# Portique A

Barre	Noeud	(6)			(7)			(8)			(9)			(10)			(11)		
		G + P + SIG			G + P + SID			0,8G + SIG			0,8G + SID			0,8G - SIG			0,8G - SID		
		M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)
16	19	0,00	14,652	-0,029	0,00	14,652	0,029	0,00	9,821	-0,029	0,00	9,821	0,029	0,00	9,821	0,029	0,00	9,821	-0,029
	20	-0,10	-14,652	0,029	0,10	-14,652	-0,029	-0,10	-9,821	0,029	0,10	-9,821	-0,029	0,10	-9,821	-0,029	-0,10	-9,821	0,029
17	20	0,10	11,340	0,015	-0,10	11,340	-0,013	0,10	7,603	0,015	-0,10	7,603	-0,013	-0,10	7,603	-0,015	0,10	7,603	0,013
	21	-0,05	-11,340	-0,015	0,06	-11,340	0,013	-0,05	-7,603	-0,015	0,06	-7,603	0,013	0,05	-7,603	0,015	0,06	-7,603	-0,013
18	21	0,05	8,088	0,012	-0,06	8,088	-0,013	0,05	5,386	0,012	-0,06	5,386	-0,013	-0,05	5,386	-0,012	0,06	5,386	0,013
	22	0,00	-8,088	-0,012	0,00	-8,088	0,013	0,00	-5,386	-0,012	0,00	-5,386	0,013	0,00	-5,386	0,012	0,00	-5,386	-0,013
19	22	0,00	4,716	-0,015	0,00	4,716	-0,015	0,00	3,168	0,015	0,00	3,168	-0,015	0,00	3,168	-0,015	0,00	3,168	0,015
	23	0,05	-4,716	0,015	-0,05	-4,716	0,015	0,05	-3,168	-0,015	-0,05	-3,168	0,015	-0,05	-3,168	0,015	0,05	-3,168	-0,015
20	23	-0,05	1,404	-0,013	0,05	1,404	0,013	-0,05	0,950	-0,013	0,05	0,950	0,013	0,05	0,950	0,013	-0,05	0,950	-0,13
	24	0,00	-1,404	0,013	0,00	-1,404	-0,013	0,00	-0,950	0,013	0,00	-0,950	-0,013	0,00	-0,950	-0,013	0,00	-0,950	0,13
21	25	0,00	-104,606	-0,031	0,00	146,588	0,027	0,00	-112,495	-0,030	0,00	138,699	0,028	0,00	138,337	0,028	0,00	-112,856	-0,030
	26	-0,11	104,606	0,031	0,10	-146,588	-0,027	-0,11	112,495	0,030	0,10	-138,699	-0,028	0,10	-138,337	-0,028	-0,11	112,856	0,030
22	26	0,11	-78,155	0,018	-0,10	105,976	-0,011	0,11	-78,540	0,017	-0,10	99,591	-0,012	-0,10	99,566	-0,013	0,11	-78,565	0,016
	27	-0,05	78,155	-0,018	0,06	-105,976	0,011	-0,05	78,540	-0,017	0,06	-99,591	0,012	0,05	-99,566	0,013	-0,05	78,565	-0,016
23	27	0,05	-42,402	0,012	-0,06	66,650	-0,013	0,05	-47,079	0,013	-0,06	61,971	-0,012	-0,05	62,698	-0,014	0,05	-46,353	0,011
	28	0,00	42,402	-0,012	0,01	-66,650	0,013	0,00	47,079	-0,013	0,01	-61,971	0,012	0,00	-62,698	0,014	-0,01	46,353	-0,011
24	28	0,00	-19,727	0,011	-0,01	33,191	0,019	0,00	-22,558	0,011	-0,01	30,360	-0,019	0,00	32,320	-0,011	0,01	-20,598	0,018
	29	0,04	19,727	-0,011	-0,06	-33,191	0,019	0,04	22,558	-0,011	-0,06	-30,360	0,019	-0,04	-32,320	0,011	0,06	20,598	-0,018
25	29	-0,04	-6,207	-0,10	0,06	8,172	0,015	-0,04	-7,108	-0,10	0,06	7,271	0,015	0,04	10,658	0,010	-0,06	-3,721	-0,016
	30	0,00	6,207	0,10	0,00	-8,172	-0,015	0,00	7,108	0,10	0,00	-7,271	-0,015	0,00	-10,658	-0,010	0,00	3,721	0,016
26	31	0,00	21,284	-0,046	0,00	21,277	0,049	0,00	13,255	-0,046	0,00	13,248	0,048	0,00	12,192	0,048	0,00	12,199	-0,047
	32	-0,16	-21,284	0,046	0,18	-21,277	-0,049	-0,17	-13,255	0,046	0,17	-13,248	-0,048	0,17	-12,192	-0,048	-0,17	-12,199	0,047
27	32	0,16	17,007	0,040	-0,18	16,934	-0,041	0,17	10,465	0,040	-0,17	10,392	-0,041	-0,17	10,600	-0,041	0,17	10,673	0,040
	33	-0,02	-17,007	-0,040	0,03	-16,934	0,041	-0,02	-10,465	-0,040	0,03	-10,392	0,041	0,03	-10,600	0,041	-0,02	-10,673	-0,040
28	33	0,02	11,716	0,003	-0,03	11,643	-0,003	0,02	7,116	0,003	-0,03	7,044	-0,003	-0,03	8,047	-0,003	0,02	8,119	0,002
	34	-0,01	-11,716	-0,003	0,02	-11,643	0,003	-0,01	-7,116	-0,003	0,02	-7,044	0,003	0,01	-8,047	0,003	-0,02	-8,119	-0,002
29	34	0,01	6,810	0,018	-0,02	6,792	-0,019	0,01	4,063	0,018	-0,02	4,045	-0,019	-0,01	5,481	-0,018	0,02	5,499	0,019
	35	0,05	-6,810	-0,018	-0,05	-6,792	0,019	0,05	-4,063	-0,018	-0,05	-4,045	0,019	-0,05	-5,481	0,018	0,05	-5,499	-0,019
30	35	-0,05	0,350	-0,015	0,05	0,353	0,014	-0,05	-0,543	-0,015	0,05	-0,540	0,014	0,05	4,496	0,014	0,05	4,494	-0,014
	36	0,00	-0,350	0,015	0,00	-0,353	-0,014	0,00	0,543	0,015	0,00	0,540	-0,014	0,00	-4,496	-0,014	0,00	-4,494	0,014

# Pontique A

Barre	Noeud	(6) G + P + SiG			(7) G + P + SiD			(8) 0,8G + SiG			(9) 0,8G + SiD			(10) 0,8G - SiG			(11) 0,8G - SiD		
		M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)
31	37	0.	142,421	-0,067	0.	-108,831	0,099	0.	135,440	-0,073	0.	-115,813	0,093	0.	-113,331	0,091	0.	137,915	-0,075
	38	-0,24	-142,421	0,067	0,36	108,831	-0,099	-0,26	-135,440	0,073	0,33	115,813	-0,093	0,33	113,331	-0,091	-0,27	-137,915	0,075
32	38	0,24	142,421	0,026	-0,36	-76,428	-0,057	0,26	96,357	0,032	-0,33	-81,849	0,052	-0,33	-79,048	-0,051	0,27	99,152	0,032
	39	-0,15	-142,421	-0,026	0,15	76,428	0,057	-0,15	-96,357	-0,032	0,15	81,849	-0,051	0,14	79,048	0,051	-0,16	-99,152	-0,032
33	39	0,15	63,054	0,035	-0,15	-46,056	-0,036	0,15	59,175	0,034	-0,15	-49,935	-0,037	-0,14	-46,59	-0,031	0,16	62,52	0,04
	40	-0,02	-63,054	-0,035	0,02	46,056	0,036	-0,02	-59,175	-0,034	0,02	49,935	0,037	0,03	46,59	0,031	-0,01	-62,52	-0,04
34	40	0,02	30,711	0,054	-0,02	-22,252	-0,026	0,02	28,397	0,057	-0,02	-24,566	-0,026	-0,03	-20,618	-0,056	0,01	32,345	0,028
	41	0,18	-30,711	-0,057	-0,07	22,252	0,026	0,18	-28,397	-0,057	-0,07	24,566	0,026	-0,17	20,618	0,056	0,09	-32,345	-0,027
35	41	-0,18	7,279	0,051	0,07	-7,124	0,021	-0,18	6,525	-0,051	0,08	-7,878	0,021	0,17	-3,640	0,047	-0,09	10,854	-0,024
	42	0.	-7,279	-0,051	0.	7,124	-0,021	0.	-6,525	0,051	0.	7,878	-0,021	0.	3,640	-0,047	0.	-10,854	0,024
36	2	0.	6,885	3,222	0.	-9,605	3,222	0.	7,757	1,930	0.	-8,734	1,930	0.	-10,516	1,930	0.	5,974	1,930
	8	0.	-6,885	3,222	0.	9,605	3,222	0.	-7,757	1,930	0.	8,734	1,930	0.	10,516	1,930	0.	-5,974	1,930
37	3	0.	4,348	3,222	0.	5,203	3,222	0.	-5,027	1,930	0.	4,524	1,930	0.	-7,225	1,930	0.	2,325	1,930
	9	0.	-4,348	3,222	0.	-5,203	3,222	0.	5,027	1,930	0.	-4,524	1,930	0.	7,225	1,930	0.	-2,325	1,930
38	4	0.	3,865	3,222	0.	-1,272	3,222	0.	4,312	1,930	0.	-0,825	1,930	0.	5,804	1,930	0.	-0,667	1,930
	10	0.	-3,865	3,222	0.	1,272	3,222	0.	-4,312	1,930	0.	0,825	1,930	0.	-5,804	1,930	0.	0,667	1,930
39	5	0.	3,715	3,222	0.	1,758	3,222	0.	3,926	1,930	0.	1,969	1,930	0.	-4,693	1,930	0.	2,737	1,930
	11	0.	-3,715	3,222	0.	-1,758	3,222	0.	-3,926	1,930	0.	-1,969	1,930	0.	4,693	1,930	0.	-2,737	1,930
40	6	0.	5,583	2,034	0.	5,192	2,034	0.	5,492	1,368	0.	5,106	1,368	0.	-5,261	1,368	0.	-4,870	1,368
	12	0.	-5,583	2,034	0.	-5,192	2,034	0.	-5,492	1,368	0.	-5,106	1,368	0.	5,261	1,368	0.	4,870	1,368
41	8	0.	-9,826	3,222	0.	6,73	3,222	0.	-9,009	1,930	0.	7,548	1,930	0.	6,345	1,930	0.	10,212	1,930
	14	0.	9,826	3,222	0.	-6,73	3,222	0.	9,009	1,930	0.	-7,548	1,930	0.	-6,345	1,930	0.	-10,212	1,930
42	9	0.	-4,903	3,222	0.	4,908	3,222	0.	-4,12	1,930	0.	5,611	1,930	0.	1,877	1,930	0.	-7,934	1,930
	15	0.	4,903	3,222	0.	-4,908	3,222	0.	4,12	1,930	0.	-5,611	1,930	0.	-1,877	1,930	0.	7,934	1,930
43	10	0.	-1,534	3,222	0.	3,782	3,222	0.	-1,058	1,930	0.	4,265	1,930	0.	-0,55	1,930	0.	5,886	1,930
	16	0.	1,534	3,222	0.	-3,782	3,222	0.	1,058	1,930	0.	-4,265	1,930	0.	0,55	1,930	0.	-5,886	1,930
44	11	0.	1,910	3,222	0.	3,988	3,222	0.	2,114	1,930	0.	4,192	1,930	0.	2,839	1,930	0.	-4,817	1,930
	17	0.	-1,910	3,222	0.	-3,988	3,222	0.	-2,114	1,930	0.	-4,192	1,930	0.	-2,839	1,930	0.	4,817	1,930
45	12	0.	4,948	2,034	0.	5,317	2,034	0.	4,821	1,368	0.	5,19	1,368	0.	-4,388	1,368	0.	-4,757	1,368
	18	0.	-4,948	2,034	0.	-5,317	2,034	0.	-4,821	1,368	0.	-5,19	1,368	0.	4,388	1,368	0.	4,757	1,368

# Portique A

Barre	Nœud	(6)			(7)			(8)			(9)			(10)			(11)		
		G + P + Sig			G + P + Sid			0,8G + Sig			0,8G + Sid			0,8G - Sig			0,8G - Sid		
		M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)
46	14	0.	0,784	1,656	0.	1,062	1,656	0.	0,428	1,109	0.	0,706	1,109	0.	0,649	1,109	0.	0,371	1,109
	20	0.	-0,784	1,656	0.	-1,062	1,656	0.	-0,428	1,109	0.	-0,706	1,109	0.	-0,649	1,109	0.	-0,371	1,109
47	15	0.	0,254	1,656	0.	0,687	1,656	0.	0,116	1,109	0.	0,549	1,109	0.	0,278	1,109	0.	-0,155	1,109
	21	0.	-0,254	1,656	0.	-0,687	1,656	0.	-0,116	1,109	0.	-0,549	1,109	0.	-0,278	1,109	0.	0,155	1,109
48	16	0.	0,278	1,656	0.	0,571	1,656	0.	0,214	1,109	0.	0,507	1,109	0.	0,004	1,109	0.	-0,288	1,109
	22	0.	-0,278	1,656	0.	-0,571	1,656	0.	-0,214	1,109	0.	-0,507	1,109	0.	-0,004	1,109	0.	0,288	1,109
49	17	0.	0,749	1,656	0.	0,846	1,656	0.	0,644	1,109	0.	0,741	1,109	0.	-0,184	1,109	0.	-0,271	1,109
	23	0.	-0,749	1,656	0.	-0,846	1,656	0.	-0,644	1,109	0.	-0,741	1,109	0.	0,184	1,109	0.	0,271	1,109
50	18	0.	-0,491	0,702	0.	-0,456	0,702	0.	-0,610	0,475	0.	-0,575	0,475	0.	1,179	0,475	0.	1,144	0,475
	24	0.	0,491	0,702	0.	0,456	0,702	0.	0,610	0,475	0.	0,575	0,475	0.	-1,179	0,475	0.	-1,144	0,475
51	20	0.	0,828	1,656	0.	1,019	1,656	0.	0,472	1,109	0.	0,664	1,109	0.	0,605	1,109	0.	0,414	1,109
	26	0.	-0,828	1,656	0.	-1,019	1,656	0.	-0,472	1,109	0.	-0,664	1,109	0.	-0,605	1,109	0.	-0,414	1,109
52	21	0.	0,251	1,656	0.	0,687	1,656	0.	0,114	1,109	0.	0,550	1,109	0.	0,280	1,109	0.	-0,155	1,109
	27	0.	-0,251	1,656	0.	-0,687	1,656	0.	-0,114	1,109	0.	-0,550	1,109	0.	-0,280	1,109	0.	0,155	1,109
53	22	0.	0,280	1,656	0.	0,570	1,656	0.	0,216	1,109	0.	0,505	1,109	0.	0,002	1,109	0.	-0,287	1,109
	28	0.	-0,280	1,656	0.	-0,570	1,656	0.	-0,216	1,109	0.	-0,505	1,109	0.	-0,002	1,109	0.	0,287	1,109
54	23	0.	0,722	1,656	0.	0,874	1,656	0.	0,617	1,109	0.	0,769	1,109	0.	-0,157	1,109	0.	-0,309	1,109
	29	0.	-0,722	1,656	0.	-0,874	1,656	0.	-0,617	1,109	0.	-0,769	1,109	0.	0,157	1,109	0.	0,309	1,109
55	24	0.	-0,479	0,702	0.	-0,469	0,702	0.	-0,597	0,475	0.	-0,587	0,475	0.	1,167	0,475	0.	1,157	0,475
	30	0.	0,479	0,702	0.	0,469	0,702	0.	0,597	0,475	0.	0,587	0,475	0.	-1,167	0,475	0.	-1,157	0,475
56	26	0.	6,758	3,222	0.	-9,665	3,222	0.	7,576	1,930	0.	-8,848	1,930	0.	-10,240	1,930	0.	6,184	1,930
	32	0.	-6,758	3,222	0.	9,665	3,222	0.	-7,576	1,930	0.	8,848	1,930	0.	10,240	1,930	0.	-6,184	1,930
57	27	0.	4,123	3,222	0.	-4,681	3,222	0.	4,826	1,930	0.	-3,978	1,930	0.	-7,148	1,930	0.	1,656	1,930
	33	0.	-4,123	3,222	0.	4,681	3,222	0.	-4,826	1,930	0.	3,978	1,930	0.	7,148	1,930	0.	-1,656	1,930
58	28	0.	3,714	3,222	0.	-1,394	3,222	0.	4,190	1,930	0.	-0,919	1,930	0.	-5,798	1,930	0.	-0,690	1,930
	34	0.	-3,714	3,222	0.	1,394	3,222	0.	-4,190	1,930	0.	0,919	1,930	0.	5,798	1,930	0.	0,690	1,930
59	29	0.	3,924	3,222	0.	1,966	3,222	0.	4,128	1,930	0.	2,170	1,930	0.	-4,853	1,930	0.	-2,895	1,930
	35	0.	-3,924	3,222	0.	-1,966	3,222	0.	-4,128	1,930	0.	-2,170	1,930	0.	4,853	1,930	0.	2,895	1,930
60	30	0.	5,313	2,034	0.	4,952	2,034	0.	5,186	1,368	0.	4,825	1,368	0.	-4,753	1,368	0.	-4,392	1,368
	36	0.	-5,313	2,034	0.	-4,952	2,034	0.	-5,186	1,368	0.	-4,825	1,368	0.	4,753	1,368	0.	4,392	1,368



# Pontique A

Barre	Noeud	(6) G + P + SIG			(7) G + P + SID			(8) 0,8G + SIG			(9) 0,8G + SID			(10) 0,8G - SIG			(11) 0,8G - SID		
		M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)
61	32	0.	-9,772	3,222	0.	6,860	3,222	0.	-8,901	1,930	0.	7,732	1,930	0.	6,141	1,930	0.	-10,491	1,930
	38	0.	9,772	3,222	0.	-6,860	3,222	0.	8,901	1,930	0.	-7,732	1,930	0.	-6,141	1,930	0.	10,491	1,930
62	33	0.	-4,677	3,222	0.	4,388	3,222	0.	-3,998	1,930	0.	5,067	1,930	0.	1,799	1,930	0.	-7,266	1,930
	39	0.	4,677	3,222	0.	-4,388	3,222	0.	3,998	1,930	0.	-5,067	1,930	0.	-1,799	1,930	0.	7,266	1,930
63	34	0.	-1,383	3,222	0.	3,903	3,222	0.	-0,937	1,930	0.	4,350	1,930	0.	-0,556	1,930	0.	-5,843	1,930
	40	0.	1,383	3,222	0.	-3,903	3,222	0.	0,937	1,930	0.	-4,350	1,930	0.	0,556	1,930	0.	5,843	1,930
64	35	0.	1,748	3,222	0.	3,783	3,222	0.	1,959	1,930	0.	3,944	1,930	0.	-2,726	1,930	0.	-4,711	1,930
	41	0.	-1,748	3,222	0.	-3,783	3,222	0.	-1,959	1,930	0.	-3,944	1,930	0.	2,726	1,930	0.	4,711	1,930
65	36	0.	5,192	2,034	0.	5,583	2,034	0.	5,105	1,368	0.	5,496	1,368	0.	-4,869	1,368	0.	-5,26	1,368
	42	0.	-5,192	2,034	0.	-5,583	2,034	0.	-5,105	1,368	0.	-5,496	1,368	0.	4,869	1,368	0.	5,26	1,368
66	1	0.	-33,134	-0,016	0	39,846	0,013	0	-34,634	-0,015	0	38,346	0,013	0	39,451	0,013	0	-33,529	-0,015
	43	-0,04	33,134	0,016	0,03	-39,846	-0,013	-0,04	34,634	0,015	0,03	-38,346	-0,013	0,03	-39,451	-0,013	-0,04	33,529	0,015
67	2	0.	22,587	0.	0.	-18,974	0.	0.	22,153	0.	0.	19,408	0.	0.	-20,842	0.	0.	20,720	0.
	43	0.	-22,587	0.	0.	18,974	0.	0.	-22,153	0.	0.	-19,408	0.	0.	20,842	0.	0.	-20,720	0.
68	2	0.	-28,422	-0,015	0.	32,454	0,014	0.	-29,236	-0,015	0.	31,636	0,014	0.	31,88	0,014	0.	-28,992	-0,015
	44	-0,04	28,422	0,015	0,04	-32,454	-0,014	-0,04	29,236	0,015	0,04	-31,636	-0,014	0,04	-31,88	-0,014	-0,04	28,992	0,015
69	3	0.	24,573	0.	0.	-21,129	0.	0.	24,274	0.	0.	-21,427	0.	0.	-23,442	0.	0.	22,359	0.
	44	0.	-24,573	0.	0.	21,129	0.	0.	-24,274	0.	0.	21,427	0.	0.	23,442	0.	0.	-22,359	0.
70	3	0.	-23,366	-0,009	0.	28,468	0,009	0.	-24,017	-0,009	0.	27,916	0,009	0.	26,164	0,008	0.	-25,67	-0,009
	45	-0,02	23,366	0,009	0,02	-28,468	-0,009	-0,02	24,017	0,009	0,02	-27,916	-0,009	0,02	-26,164	-0,008	-0,02	25,67	0,009
71	4	0.	22,024	0.	0.	-19,864	0.	0.	21,901	0.	0.	-19,987	0.	0.	21,513	0.	0.	20,375	0.
	45	0.	-22,024	0.	0.	19,864	0.	0.	-21,901	0.	0.	19,987	0.	0.	-21,513	0.	0.	-20,375	0.
72	4	0.	-16,392	-0,004	0.	21,644	0,005	0.	-16,902	-0,004	0.	21,134	0,005	0.	18,628	0,004	0.	-19,409	-0,005
	46	-0,01	16,392	0,004	0,01	-21,644	-0,005	-0,01	16,902	0,004	0,01	-21,134	-0,005	0,01	-18,628	-0,004	-0,01	19,409	0,005
73	5	0.	17,750	0.	0.	-15,471	0.	0.	17,789	0.	0.	-15,432	0.	0.	-17,911	0.	0.	15,310	0.
	46	0.	-17,750	0.	0.	15,471	0.	0.	-17,789	0.	0.	15,432	0.	0.	17,911	0.	0.	-15,310	0.
74	5	0.	-8,249	0.	0.	13,144	0,004	0.	-8,588	0.	0.	12,805	0,003	0.	9,802	0.	0.	-11,591	-0,003
	47	0.	8,249	0.	0.	-13,144	-0,004	0.	8,588	0.	0.	-12,805	-0,003	0.	-9,802	0.	0.	11,591	0,003
75	6	0.	12,958	0.	0.	-7,416	0.	0.	13,082	0.	0.	-7,293	0.	0.	-13,419	0.	0.	6,955	0.
	47	0.	-12,958	0.	0.	7,416	0.	0.	-13,082	0.	0.	7,293	0.	0.	13,419	0.	0.	-6,955	0.

# Portique A

Barre	Noeud	(6)			(7)			(8)			(9)			(10)			(11)		
		G + P + sig			G + P + sid			0,86 + sig			0,86 + sid			0,86 - sig			0,86 - sid		
		M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)
76	7	0.	22,618	0.	0.	-19	0.	0.	22,183	0.	0.	-19,435	0.	0.	-20,869	0.	0.	20,750	0.
	43	0.	-22,618	0.	0.	19	0.	0.	-22,183	0.	0.	19,435	0.	0.	20,869	0.	0.	-20,750	0.
77	8	0.	-33,135	0,016	0.	39,847	-0,013	0.	-34,635	0,015	0.	38,346	-0,013	0.	39,452	-0,013	0.	-33,53	0,015
	43	0,04	33,135	-0,016	-0,03	-39,847	0,013	0,04	34,635	-0,015	-0,03	-38,346	0,013	-0,03	-39,452	0,013	0,04	33,53	-0,015
78	8	0.	24,601	0.	0.	-21,156	0.	0.	24,302	0.	0.	21,455	0.	0.	-23,37	0.	0.	22,387	0.
	44	0.	-24,601	0.	0.	21,156	0.	0.	-24,302	0.	0.	-21,455	0.	0.	23,37	0.	0.	-22,387	0.
79	9	0.	-28,423	0,015	0.	32,451	-0,014	0.	-29,237	0,015	0.	31,637	-0,014	0.	31,881	-0,014	0.	-27,993	0,015
	44	0,04	28,423	-0,015	-0,04	-32,451	0,014	0,04	29,237	-0,015	-0,04	-31,637	0,014	-0,04	-31,881	0,014	0,04	27,993	-0,015
80	9	0.	22,039	0.	0.	-19,881	0.	0.	21,916	0.	0.	-20,004	0.	0.	-21,528	0.	0.	20,391	0.
	45	0.	-22,039	0.	0.	19,881	0.	0.	-21,916	0.	0.	20,004	0.	0.	21,528	0.	0.	-20,391	0.
81	10	0.	-23,361	0,009	0.	28,470	-0,009	0.	-24,020	0,009	0.	27,818	-0,009	0.	-26,966	-0,008	0.	-25,672	0,009
	45	0,02	23,368	-0,009	-0,02	-28,470	0,009	0,02	24,020	-0,009	-0,02	-27,818	0,009	-0,02	-26,966	0,008	0,02	25,672	-0,009
82	10	0.	17,755	0.	0.	-15,478	0.	0.	17,794	0.	0.	-15,438	0.	0.	-17,916	0.	0.	15,316	0.
	46	0.	-17,755	0.	0.	15,478	0.	0.	-17,794	0.	0.	15,438	0.	0.	17,916	0.	0.	-15,316	0.
83	11	0.	-16,396	0,004	0.	21,647	-0,005	0.	-16,905	0,004	0.	21,138	-0,005	0.	18,631	-0,004	0.	-19,412	0,005
	46	0,01	16,396	-0,004	-0,01	-21,647	0,005	0,01	16,905	-0,004	-0,01	-21,138	0,005	-0,01	-18,631	0,004	0,01	19,412	-0,005
84	11	0.	12,955	0.	0.	-7,422	0.	0.	13,079	0.	0.	-7,298	0.	0.	-13,417	0.	0.	6,959	0.
	47	0.	-12,955	0.	0.	7,422	0.	0.	-13,079	0.	0.	7,298	0.	0.	13,417	0.	0.	-6,959	0.
85	12	0.	-8,25	0.	0.	13,145	-0,003	0.	-8,589	0.	0.	12,805	-0,003	0.	9,803	0.	0.	-11,592	0,003
	47	0.	8,25	0.	0.	-13,145	0,003	0.	8,589	0.	0.	-12,805	0,003	0.	-9,803	0.	0.	11,592	-0,003
86	7	0.	-18,103	-0,023	0.	23,513	0,021	0.	-19,172	-0,022	0.	22,444	0,021	0.	22,715	0,021	0.	-18,901	-0,023
	48	-0,06	18,103	0,023	0,05	-23,513	-0,021	-0,06	19,172	0,022	0,05	-22,444	-0,021	-0,05	-22,715	-0,021	-0,06	18,901	0,023
87	8	0.	39,835	0.	0.	-33,098	0.	0.	38,798	0.	0.	-34,135	0.	0.	-35,574	0.	0.	37,359	0.
	48	0.	-39,835	0.	0.	33,098	0.	0.	-38,798	0.	0.	34,135	0.	0.	35,574	0.	0.	-37,359	0.
88	8	0.	-20,935	-0,011	0.	24,905	0,012	0.	-21,622	-0,011	0.	24,218	0,012	0.	24,013	0,011	0.	-21,827	-0,012
	49	-0,03	20,935	0,011	0,03	-24,905	-0,012	-0,03	21,622	0,011	0,03	-24,218	-0,012	0,03	-24,013	-0,011	-0,03	21,827	0,012
89	9	0.	33,057	0.	0.	-27,765	0.	0.	32,463	0.	0.	-28,359	0.	0.	-30,704	0.	0.	30,118	0.
	49	0.	-33,057	0.	0.	27,765	0.	0.	-32,463	0.	0.	28,359	0.	0.	30,704	0.	0.	-30,118	0.
90	9	0.	-19,04	-0,006	0.	22,940	-0,007	0.	-19,416	-0,006	0.	22,563	0,007	0.	20,864	0,007	0.	-21,115	-0,007
	50	-0,02	19,04	0,006	0,02	-22,940	0,007	-0,02	19,416	0,006	0,02	-22,563	-0,007	0,02	-20,864	-0,007	-0,02	21,115	0,007

Portique A

Barre	Noeud	(6)			(7)			(8)			(9)			(10)			(11)		
		G + P + SIG			G + P + SiD			0,8G + SIG			0,8G + SiD			0,8G - SIG			0,8G - SiD		
		M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)
91	10	0.	28,229	0.	0.	-23,487	0.	0.	27,73	0.	0.	-23,985	0.	0.	-26,285	0.	0.	25,43	0.
	50	0.	-28,229	0.	0.	23,487	0.	0.	-27,73	0.	0.	23,985	0.	0.	26,285	0.	0.	-25,43	0.
92	10	0.	-15,077	-0,002	0.	18,215	0,004	0.	-15,231	-0,002	0.	18,061	0,004	0.	15,974	0,003	0.	-17,318	-0,003
	51	0.	15,077	0,002	0.	-18,215	-0,004	0.	15,231	0,002	0.	-18,061	-0,004	0.	-15,974	-0,003	0.	17,318	0,003
93	11	0.	21,603	0.	0.	-16,375	0.	0.	21,215	0.	0.	-16,762	0.	0.	-20,078	0.	0.	17,9	0.
	51	0.	-21,603	0.	0.	16,375	0.	0.	-21,215	0.	0.	16,762	0.	0.	20,078	0.	0.	-17,9	0.
94	11	0.	-7,713	0,001	0.	12,67	0,003	0.	-7,704	0.	0.	12,681	0,002	0.	7,933	0.	0.	-12,489	-0,002
	52	0.	7,713	-0,001	0.	-12,67	-0,003	0.	7,704	0.	0.	-12,681	-0,002	0.	-7,933	0.	0.	12,489	0,002
95	12	0.	13,492	0.	0.	-7,871	0.	0.	13,210	0.	0.	-8,154	0.	0.	-12,276	0.	0.	9,088	0.
	52	0.	-13,492	0.	0.	7,871	0.	0.	-13,210	0.	0.	8,154	0.	0.	12,276	0.	0.	-9,088	0.
96	13	0.	39,88	0.	0.	-33,14	0.	0.	38,842	0.	0.	-34,177	0.	0.	-35,616	0.	0.	37,404	0.
	48	0.	-39,88	0.	0.	33,14	0.	0.	-38,842	0.	0.	34,177	0.	0.	35,616	0.	0.	-37,404	0.
97	14	0.	-18,104	0,023	0.	23,513	-0,021	0.	-19,172	0,022	0.	22,445	-0,021	0.	22,715	-0,021	0.	-18,902	0,023
	48	0,06	18,104	-0,023	-0,05	-23,513	0,021	0,06	19,172	-0,022	-0,05	-22,445	0,021	-0,05	-22,715	0,021	0,06	18,902	-0,023
98	14	0.	33,078	0.	0.	-27,787	0.	0.	32,484	0.	0.	-28,382	0.	0.	-30,725	0.	0.	30,141	0.
	49	0.	-33,078	0.	0.	27,787	0.	0.	-32,484	0.	0.	28,382	0.	0.	30,725	0.	0.	-30,141	0.
99	15	0.	-20,936	0,011	0.	24,906	-0,012	0.	-21,622	0,011	0.	24,219	-0,012	0.	24,014	-0,011	0.	-21,828	0,012
	49	0,03	20,936	-0,011	-0,03	-24,906	0,012	0,03	21,622	-0,011	-0,03	-24,219	0,012	-0,03	-24,014	0,011	0,03	21,828	-0,012
100	15	0.	28,239	0.	0.	-23,499	0.	0.	27,740	0.	0.	-23,998	0.	0.	-26,296	0.	0.	25,442	0.
	50	0.	-28,239	0.	0.	23,499	0.	0.	-27,740	0.	0.	23,998	0.	0.	26,296	0.	0.	-25,442	0.
101	16	0.	-19,042	0,006	0.	22,942	-0,007	0.	-19,418	0,006	0.	22,565	-0,007	0.	20,866	-0,007	0.	-21,112	0,007
	50	0,02	19,042	-0,006	-0,02	-22,942	0,007	0,02	19,418	-0,006	-0,02	-22,565	0,007	-0,02	-20,866	0,007	0,02	21,112	-0,007
102	16	0.	21,604	0.	0.	-16,38	0.	0.	21,217	0.	0.	-16,767	0.	0.	-20,080	0.	0.	17,903	0.
	51	0.	-21,604	0.	0.	16,38	0.	0.	-21,217	0.	0.	16,767	0.	0.	20,080	0.	0.	-17,903	0.
103	17	0.	-15,08	0,002	0.	18,219	-0,004	0.	-15,234	0,002	0.	18,065	-0,004	0.	15,977	-0,003	0.	-17,321	0.
	51	0.	15,08	-0,002	0.	-18,219	0,004	0.	15,234	-0,002	0.	-18,065	0,004	0.	-15,977	0,003	0.	17,321	0.
104	17	0.	13,489	0.	0.	-7,876	0.	0.	13,207	0.	0.	-8,158	0.	0.	-12,274	0.	0.	9,09	0.
	52	0.	-13,489	0.	0.	7,876	0.	0.	-13,207	0.	0.	8,158	0.	0.	12,274	0.	0.	-9,09	0.
105	18	0.	-7,714	-0,001	0.	12,672	-0,003	0.	-7,703	0.	0.	12,683	-0,002	0.	7,895	0.	0.	-12,491	0,002
	52	0.	7,714	0,001	0.	-12,672	0,003	0.	7,703	0.	0.	-12,683	0,002	0.	-7,895	0.	0.	12,491	-0,002

# Portique A

Barre	Noeud	(6) G + P + SiG			(7) G + P + SiD			(8) 0,8G + SiG			(9) 0,8G + SiD			(10) 0,8G - SiG			(11) 0,8G - SiD		
		M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)
106	25	0.	-33,863	-0,015	0.	39,417	0,014	0.	-34,90	-0,015	0.	38,379	0,014	0.	38,125	0,013	0.	-35,154	-0,015
	53	-0,04	33,863	0,015	0,03	-39,417	-0,014	-0,04	34,90	0,015	0,04	-38,379	-0,014	0,03	-38,125	-0,013	-0,04	35,154	0,015
107	26	0.	24,071	0.	0.	-17,724	0.	0.	23,003	0.	0.	-18,792	0.	0.	-19,461	0.	0.	22,334	0.
	53	0.	-24,071	0.	0.	17,724	0.	0.	-23,003	0.	0.	18,792	0.	0.	19,461	0.	0.	-22,334	0.
108	26	0.	-28,706	-0,014	0.	32,797	0,015	0.	-29,30	-0,014	0.	32,203	0,015	0.	31,059	0,014	0.	-30,444	-0,015
	54	-0,04	28,706	0,014	0,04	-32,797	-0,015	-0,04	29,30	0,014	0,04	-32,203	-0,015	0,04	-31,059	-0,014	-0,04	30,444	0,015
109	27	0.	25,435	0.	0.	-20,555	0.	0.	24,749	0.	0.	-21,241	0.	0.	-22,357	0.	0.	23,633	0.
	54	0.	-25,435	0.	0.	20,555	0.	0.	-24,749	0.	0.	21,241	0.	0.	22,357	0.	0.	-23,633	0.
110	27	0.	-23,533	-0,008	0.	28,153	0,009	0.	-24,032	-0,008	0.	27,654	0,009	0.	25,477	0,008	0.	-26,209	-0,009
	55	-0,02	23,533	0,008	0,02	-28,153	-0,009	-0,02	24,032	0,008	0,02	-27,654	-0,009	0,02	-25,477	-0,008	-0,02	26,209	0,009
111	28	0.	22,608	0.	0.	-18,820	0.	0.	22,232	0.	0.	-19,197	0.	0.	-20,783	0.	0.	20,645	0.
	55	0.	-22,608	0.	0.	18,820	0.	0.	-22,232	0.	0.	19,197	0.	0.	20,783	0.	0.	-20,645	0.
112	28	0.	-16,353	-0,004	0.	21,594	0,005	0.	-16,74	-0,004	0.	21,207	0,005	0.	17,877	0,004	0.	-20,07	-0,005
	56	0.	16,353	0,004	0,01	-21,594	-0,005	0.	16,74	0,004	0,01	-21,207	-0,005	0,01	-17,877	-0,004	-0,01	20,07	0,005
113	29	0.	18,141	0.	0.	-14,986	0.	0.	17,987	0.	0.	-15,141	0.	0.	-17,243	0.	0.	15,884	0.
	56	0.	-18,141	0.	0.	14,986	0.	0.	-17,987	0.	0.	15,141	0.	0.	17,243	0.	0.	-15,884	0.
114	29	0.	-7,878	0.	0.	13,493	0,003	0.	-8,16	0.	0.	13,211	0,003	0.	9,094	0.	0.	-12,278	-0,003
	57	0.	7,878	0.	0.	-13,493	-0,003	0.	8,16	0.	0.	-13,211	-0,003	0.	-9,094	0.	0.	12,278	0,003
115	30	0.	12,647	0.	0.	-7,688	0.	0.	12,658	0.	0.	-7,676	0.	0.	-12,466	0.	0.	7,869	0.
	57	0.	-12,647	0.	0.	7,688	0.	0.	-12,658	0.	0.	7,676	0.	0.	12,466	0.	0.	-7,869	0.
116	31	0.	24,101	0.	0.	-17,751	0.	0.	23,032	0.	0.	-18,82	0.	0.	-19,488	0.	0.	22,364	0.
	53	0.	-24,101	0.	0.	17,751	0.	0.	-23,032	0.	0.	18,82	0.	0.	19,488	0.	0.	-22,364	0.
117	32	0.	33,863	0,015	0.	39,417	-0,014	0.	-34,9	0,015	0.	38,37	-0,014	0.	38,126	-0,013	0.	-35,154	0,015
	53	0,04	-33,863	-0,015	-0,03	-39,417	0,014	0,04	34,9	-0,015	-0,04	-38,37	0,014	-0,03	-38,126	0,013	0,04	35,154	-0,015
118	32	0.	25,463	0.	0.	20,584	0.	0.	24,776	0.	0.	-21,271	0.	0.	-22,375	0.	0.	23,662	0.
	54	0.	-25,463	0.	0.	-20,584	0.	0.	-24,776	0.	0.	21,271	0.	0.	22,375	0.	0.	-23,662	0.
119	33	0.	-28,707	0,014	0.	32,797	-0,015	0.	-29,301	0,014	0.	32,203	-0,015	0.	31,06	-0,014	0.	-30,445	0,015
	54	0,04	28,707	-0,014	-0,04	-32,797	0,015	0,04	29,307	-0,014	-0,04	-32,203	0,015	-0,04	-31,06	0,014	0,04	30,445	-0,015
120	33	0.	22,623	0.	0.	-18,837	0.	0.	22,246	0.	0.	-19,214	0.	0.	-20,799	0.	0.	20,661	0.
	55	0.	-22,623	0.	0.	18,837	0.	0.	-22,246	0.	0.	19,214	0.	0.	20,799	0.	0.	-20,661	0.

# Portique A

Barre	Noeud	(6)			(7)			(8)			(9)			(10)			(11)		
		G + P + sig			G + P + sid			0,8G + sig			0,8G + sid			0,8G - sig			0,8G - sid		
		M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)
121	34	0.	-23,535	0,008	0.	28,155	-0,009	0.	-24,034	0,008	0.	27,656	-0,009	0.	25,478	-0,008	0.	-26,211	0,009
	55	0,02	23,535	-0,008	-0,02	-28,155	0,009	0,02	24,034	-0,008	-0,02	-27,656	0,009	-0,02	-25,478	0,008	0,02	26,211	-0,009
122	34	0.	18,146	0.	0.	-14,995	0.	0.	17,992	0.	0.	-15,149	0.	0.	-17,25	0.	0.	15,891	0.
	56	0.	-18,146	0.	0.	14,995	0.	0.	-17,992	0.	0.	15,149	0.	0.	17,25	0.	0.	-15,891	0.
123	35	0.	-16,355	0,004	0.	21,597	-0,005	0.	-16,742	0,004	0.	21,21	-0,005	0.	17,879	-0,004	0.	-20,072	0,005
	56	0.	16,355	-0,004	-0,01	-21,597	0,005	0.	16,742	-0,004	-0,01	-21,21	0,005	-0,01	-17,879	0,004	0,01	20,072	-0,005
124	35	0.	12,644	0.	0.	-7,693	0.	0.	12,655	0.	0.	-7,681	0.	0.	-12,464	0.	0.	7,872	0.
	57	0.	-12,644	0.	0.	7,693	0.	0.	-12,655	0.	0.	7,681	0.	0.	12,464	0.	0.	-7,872	0.
125	36	0.	-7,879	0.	0.	13,494	-0,003	0.	-8,161	0.	0.	13,212	-0,003	0.	9,095	0.	0.	-12,279	0,003
	57	0.	7,879	0.	0.	-13,494	0,003	0.	8,161	0.	0.	-13,212	0,003	0.	-9,095	0.	0.	12,279	-0,003
126	31	0.	-19,621	-0,022	0.	22,298	0,022	0.	-20,056	-0,022	0.	21,863	0,022	0.	21,369	0,021	0.	-20,55	-0,023
	58	-0,06	19,621	0,022	0,06	-22,298	-0,022	-0,05	20,056	0,022	0,06	-21,863	-0,022	0,05	-21,369	-0,021	-0,06	20,55	0,023
127	32	0.	40,568	0.	0.	-32,671	0.	0.	39,068	0.	0.	-34,171	0.	0.	-34,252	0.	0.	38,987	0.
	58	0.	-40,568	0.	0.	32,671	0.	0.	-39,068	0.	0.	34,171	0.	0.	34,252	0.	0.	-38,987	0.
128	32	0.	-21,797	-0,01	0.	24,333	0,012	0.	-22,096	-0,01	0.	24,035	0,012	0.	23,028	0,011	0.	-23,103	-0,011
	59	-0,03	21,797	0,01	0,03	-24,333	-0,012	-0,03	22,096	0,01	0,03	-24,035	-0,012	0,03	-23,028	-0,011	-0,03	23,103	0,011
129	33	0.	33,311	0.	0.	-28,082	0.	0.	32,497	0.	0.	-28,896	0.	0.	-29,752	0.	0.	31,541	0.
	59	0.	-33,311	0.	0.	28,082	0.	0.	-32,497	0.	0.	28,896	0.	0.	29,752	0.	0.	-31,541	0.
130	33	0.	-19,628	-0,006	0.	21,9	0,008	0.	-19,752	-0,006	0.	21,776	0,008	0.	20,139	0,007	0.	-21,589	-0,007
	60	-0,01	19,628	0,006	0,02	-21,9	-0,008	-0,02	19,752	0,006	0,02	-21,776	-0,008	0,02	-20,139	-0,007	-0,02	21,589	0,007
131	34	0.	28,14	0.	0.	-23,173	0.	0.	27,748	0.	0.	-23,824	0.	0.	-25,601	0.	0.	25,971	0.
	60	0.	-28,14	0.	0.	23,173	0.	0.	-27,748	0.	0.	23,824	0.	0.	25,601	0.	0.	-25,971	0.
132	34	0.	-15,447	-0,002	0.	17,710	0,004	0.	-15,408	-0,002	0.	17,750	0,004	0.	15,286	0,003	0.	-17,872	-0,003
	61	0.	15,447	0,002	0.	-17,710	-0,004	0.	15,408	0,002	0.	-17,750	-0,004	0.	-15,286	-0,003	0.	17,872	0,003
133	35	0.	21,539	0.	0.	-16,321	0.	0.	21,049	0.	0.	-16,831	0.	0.	-18,323	0.	0.	18,557	0.
	61	0.	-21,539	0.	0.	16,321	0.	0.	-21,049	0.	0.	16,831	0.	0.	18,323	0.	0.	-18,557	0.
134	35	0.	-7,415	0,002	0.	12,954	0,003	0.	-7,291	0,001	0.	13,077	0,003	0.	6,952	0.	0.	-13,416	-0,002
	62	0.	7,415	-0,002	0.	-12,954	-0,003	0.	7,291	-0,001	0.	-13,077	-0,003	0.	-6,952	0.	0.	13,416	0,002
135	36	0.	13,133	0.	0.	-8,237	0.	0.	12,799	0.	0.	-8,576	0.	0.	-11,584	0.	0.	9,791	0.
	62	0.	-13,133	0.	0.	8,237	0.	0.	-12,799	0.	0.	8,576	0.	0.	11,584	0.	0.	-9,791	0.

# Pontique A

Barré	Nouvel	(6)			(7)			(8)			(9)			(10)			(11)		
		G + P + sig			G + P + Sid			0,8G + sig			0,8G + Sid			0,8G - sig			0,8G - Sid		
		M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)	M (t.m)	N (t)	T (t)
136	37 58	0. 0.	40,611 -40,611	0. 0.	0. 0.	-32,714 32,714	0. 0.	0. 0.	-39,111 -39,11	0. 0.	0. 0.	-34,215 34,215	0. 0.	0. 0.	-34,293 34,293	0. 0.	0. 0.	39,032 -39,032	0. 0.
137	38 58	0. 0,06	-19,622 19,622	0,022 -0,022	0 -0,06	22,298 -22,298	-0,022 0,022	0. 0,05	-20,056 20,056	0,022 -0,022	0,00 -0,06	21,863 -21,863	-0,022 0,022	0 -0,05	21,369 -21,369	-0,021 0,021	0. 0,06	-20,55 20,55	0,023 -0,023
138	38 59	0. 0.	33,331 -33,331	0. 0.	0. 0.	-28,101 28,106	0. 0.	0. 0.	32,517 -32,517	0. 0.	0. 0.	-28,92 28,92	0. 0.	0. 0.	-29,173 29,173	0. 0.	0. 0.	31,563 -31,563	0. 0.
139	39 59	0. 0,03	-21,798 21,798	0,01 -0,01	0. -0,03	24,334 -24,334	-0,012 0,012	0. 0,03	-22,097 22,097	0,01 -0,01	0. -0,03	24,035 -24,035	-0,012 0,012	0. -0,03	23,029 -23,029	-0,011 0,011	0. 0,03	-23,103 23,103	0,011 -0,011
140	39 60	0. 0.	28,410 -28,410	0. 0.	0. 0.	-23,151 23,177	0. 0.	0. 0.	27,759 -27,759	0. 0.	0. 0.	-23,839 23,839	0. 0.	0. 0.	-25,613 25,613	0. 0.	0. 0.	25,985 -25,985	0. 0.
141	40 60	0. 0,01	-19,63 19,63	0,006 -0,006	0. -0,02	21,901 -21,901	-0,008 0,008	0. 0,02	-19,753 19,753	0,006 -0,006	0. -0,02	21,778 -21,778	-0,008 0,008	0. -0,02	20,140 -20,140	-0,007 0,007	0. 0,02	-21,39 21,39	0,007 -0,007
142	40 61	0. 0.	21,561 -21,561	0. 0.	0. 0.	-16,329 16,328	0. 0.	0. 0.	21,052 -21,052	0. 0.	0. 0.	-16,837 16,837	0. 0.	0. 0.	-18,323 18,323	0. 0.	0. 0.	18,562 -18,562	0. 0.
143	41 61	0. 0.	-15,449 15,449	0,002 -0,002	0. 0.	17,712 -17,712	-0,004 0,004	0. 0.	-15,409 15,409	0,002 -0,002	0. 0.	17,752 -17,752	-0,004 0,004	0. 0.	15,287 -15,287	-0,003 0,003	0. 0.	-17,873 17,873	0,003 -0,003
144	41 62	0. 0.	13,134 -13,134	0. 0.	0. 0.	-8,242 8,242	0. 0.	0. 0.	12,795 -12,795	0. 0.	0. 0.	-8,581 8,581	0. 0.	0. 0.	-11,582 11,582	0. 0.	0. 0.	9,794 -9,794	0. 0.
145	42 62	0. 0.	-7,416 7,416	-0,002 0,002	0. 0.	12,955 -12,955	-0,003 0,003	0. 0.	-7,292 7,292	-0,001 0,001	0. 0.	13,079 -13,079	-0,003 0,003	0. 0.	6,954 -6,954	0. 0.	0. 0.	-13,417 13,417	0,002 -0,002

106

## Verification Des Elements du Portique (A)

### Verification des Poteaux.

on s'intéresse uniquement aux Poteaux le Plus sollicités soit pour ce portique le Poteau (11).

### Verification du Poteau (11) HEB 240.

ce poteau de rez de chaussée est articulé à sa base, il est soumis aux efforts suivants sous la combinaison plus défavorable (G+P+SIG)

$$\begin{cases} M_D = -0,16 \text{ m} \\ M_i = 0 \\ N = 147,578 \text{ t} \\ T = 0,027 \text{ t} \end{cases}$$

### caracteristiques geometriques du Poteau HEB 240

$$\begin{cases} I_x = 11260 \text{ cm}^4 & i_x = 10,3 \text{ cm} & A = 106 \text{ cm}^2 \\ I_y = 3923 \text{ cm}^4 & i_y = 6,08 \text{ cm} & h = 240 \text{ mm} \end{cases}$$

### a/ Verification à la resistance.

### b/ Verification au flambement.

$$l = l_0 = 360 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_0}{i_x} = \frac{360}{10,3} = 34,95$$

$$\lambda_y = \frac{l_0}{i_y} = \frac{360}{6,08} = 59,21$$

}  $\lambda_{\max} = \lambda_y = 59,21$  donc le flambement se produit dans le plan (x-x)

$$\lambda_y = 59,21 \longrightarrow K = 1,186$$

on vérifie la formule enveloppe qui est une condition suffisante

$$\sigma / 8 (k\sigma + k_d \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) \leq \sigma_e$$

$\sigma_{fx} = 0$  car la flexion est dans le plan (x-x) autour de l'axe y

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{147578}{106} = 1392,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_{\max}}{I_y} = \frac{0,1 \times 10^5 \times 12}{3923} = 30,6 \text{ kg/cm}^2$$

on Verifie alors :  $\frac{9}{8} (k\sigma + \sigma_{fy}) \leq \sigma_c$ .

$$\frac{9}{8} (1,186 \times 1392,3 + 30,6) = 1892 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Verifiée.

c/ Verification au cisaillement.

$$\frac{T}{A_a} = \frac{27}{16,4 \times 1} = 1,65 \text{ kg/cm}^2 \ll \sigma_c / 1,54$$

d/ Verification au deversement.

il n'y a pas risque de deversement car c'est un phenomene qui est dû à une flexion dans le Plan de l'axe mais dans notre cas c'est à dire les poteaux intermediaires de ce portique ont tendance de flechir dans le plan (x-x) plan perpendiculaire au Plan de l'axe.

---



## Vérification des poutres du Portique (A).

on s'intéresse uniquement aux Poutres les plus sollicitées sous la combinaison la plus défavorable.

Soit Pour ce portique les Poutres : (41) et (45).

### 1°/ Vérification de la Poutre (41) IPE 220.

cette poutre est articulée en ses deux extrémités, elle est soumise aux efforts suivants sous la combinaison plus défavorable (G+P+S<sub>10</sub>)

$$\begin{cases} M=0 \\ N=9,826 \text{ t} \\ T=3,222 \text{ t} \end{cases}$$

caractéristiques géométriques du Profil IPE 220.

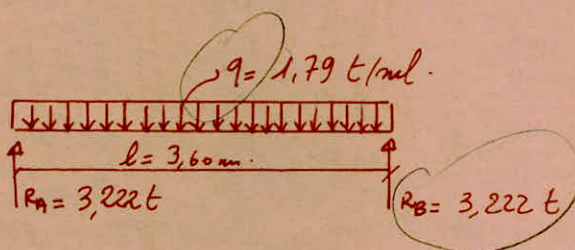
$$\begin{cases} I_x = 2772 \text{ cm}^4 & i_x = 9,11 \text{ cm} & A = 33,4 \text{ cm}^2 \\ I_y = 205 \text{ cm}^4 & i_y = 2,48 \text{ cm} & h = 220 \text{ mm} \end{cases}$$

### a/ Schema statique.

$$M_x = R_A x - q \frac{x^2}{2}$$

$$M_{\max} = M(x=1,8) = q \frac{l^2}{8}$$

$$M_{\max} = \frac{1,79 \cdot 3,6^2}{8} = 2,899 \text{ t.m.}$$



### b/ Vérification de la résistance.

$$\frac{N^{\text{cor}}}{A} + \frac{M_{\max} \sigma}{I_x} = \frac{9826}{33,4} + \frac{2,899 \cdot 10^5 \times 14}{2772} = 1445 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Vérifiée.

### c/ Vérification au cisaillement.

$$\begin{aligned} A_p = b \cdot e = 11 \cdot 0,92 &= 10,12 \text{ cm}^2 \\ 15\% A &= 5,01 \text{ cm}^2 \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} A_p > 15\% A \text{ donc on peut appliquer la formule simplifiée.}$$

$$\frac{T}{A_a} = \frac{3222}{17,4 \times 0,59} = 307 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c / 1,54 = 1558,5 \text{ kg/cm}^2$$

Vérifiée.

### d/ Vérification de la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,79 \cdot 10^3 \cdot 10^2 \cdot (3,6)^4 \cdot 10^8}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 2772} = 0,67 \text{ cm} < l/500 = 0,72 \text{ cm} \quad \underline{\text{Vérifiée}}$$

e) Verification au flambement.

$l = l_0 = 360 \text{ cm.}$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{360}{9,11} = 39,51 \\ \lambda_y &= \frac{360}{2,49} = 145,16 \end{aligned} \right\} \lambda_{\max} = \lambda_y = 145,16 \longrightarrow k = 3,470. \\ \mu_y = 3,343.$$

$\sigma = N/A = \frac{9926}{33,4} = 294,2 \text{ kg/cm}^2.$

$\sigma_{fx} = \frac{M_{\max}}{I_x} = \frac{2,899 \times 10^5 \times 11}{2772} = 1150,4 \text{ kg/cm}^2.$

on Verifie.  $\frac{9}{8} (k \sigma + k_1 \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) \leq \sigma_e$  ,  $k_d = 1$  ,  $\sigma_{fy} = 0$

$\frac{9}{8} (3,47 \times 294,2 + 1150,4) = 2440 \text{ kg/cm}^2 > 2400 \text{ kg/cm}^2.$

cette formule est une condition suffisante donc on Verifie par la formule exacte.  $k_1 \sigma + k_{fx} \sigma_{fx} \leq \sigma_e.$

$k_1 = \frac{\mu_y - 1}{\mu_y - 1,3} = \frac{3,343 - 1}{3,343 - 1,3} = 1,1466.$

$\mu_x = \frac{\sigma_{Kx}}{\sigma} = \frac{\pi^2 E / \lambda_x^2}{\sigma} = 45,129.$

$k_{fx} = \frac{\mu_x + 0,03}{\mu_x - 1,3} = \frac{45,129 + 0,03}{45,129 - 1,3} = 1,03.$

$k_1 \sigma + k_{fx} \sigma_{fx} = (1,146 \times 294,2 + 1,03 \cdot 1150,4) = 1522 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$   
Verifiee.

f) Verification au deversement.

La Verification au deversement est inutile car les poutres comprimées sont entreboisées par la dalle, ce qui est le cas pour toute les poutres.

Verification de la Poutre (45) IPE 180.

elle est articulée en ses deux extrémités, elle est soumise aux efforts suivants sous la combinaison la Plus-favorable. G + P + S.D.

$$\begin{cases} M=0 \\ N=5,317t \\ T=2,034t \end{cases}$$

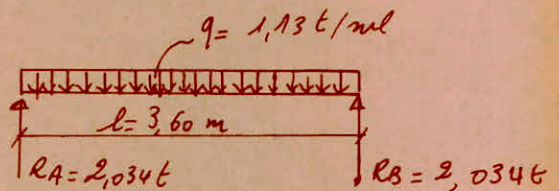
caracteristiques geometriques du Profil IPE 180.

$$\begin{cases} I_x = 1317 \text{ cm}^4 & i_x = 7,42 \text{ cm} & A = 23,9 \text{ cm}^2 \\ I_y = 101 \text{ cm}^4 & i_y = 2,05 \text{ cm} & h = 180 \text{ mm} \end{cases}$$

a/ Schema statique.

$$M_{max} = q \frac{l^2}{8} = \frac{1,13 \cdot 3,6^2}{8} = 1,83t \cdot m$$

M<sub>max</sub> = 1,83 t·m



b/ Verification de la resistance.

$$\frac{N_{cor}}{A} + \frac{M^{max} \sigma}{I_x} = \frac{5317}{23,9} + \frac{1,83 \times 10^5 \times 9}{1317} = 1473 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

c/ Verification au cisaillement.

$$\frac{T}{A_a} = \frac{2034}{14,6 \times 0,53} = 263 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c / 1,54 = 1558,5 \text{ kg/cm}^2$$

d/ Verification de la fleche.

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,13 \times 10^3 \times 10^2 \times (3,6)^4 \times 10^8}{2,1 \times 10^6 \times 1317} = 0,893 \text{ cm} < l/300 = 1,2 \text{ cm}$$

e/ Verification au flambement.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{360}{7,42} = 48,51 \\ \lambda_y &= \frac{360}{2,05} = 175,6 \end{aligned} \right\} \lambda_{max} = 175,6 \longrightarrow k = 4,92$$

$$\begin{aligned} \mu_y &= 3,021 \\ \mu_x &= 39,59 \end{aligned}$$

$$K_{1y} = 1,174, \quad K_{fx} = 1,0347$$

$$(K_{1y} \sigma + K_{fx} \sigma_{fx}) = (1,174 \cdot 222,5 + 1,0347 \cdot 1251) = 1556 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

verifiee.


## Verification des diagonales de contreventements (Palis de stabilité)

Pour ce portique la diagonale la Plus sollicitée sous la combinaison la plus défavorable.

soit la barre (66) Pour ce portique (A) qui est soumise à un effort normal de compression sous la combinaison G + P + S<sub>ED</sub>

$$N = 39,846 \text{ t.}$$

### Caractéristiques géométriques de cette diagonale.

 100x100x10	[	A brute = 38,3 cm <sup>2</sup> ; I <sub>x</sub> = 353 cm <sup>4</sup> ;	i <sub>x</sub> = 3,04 cm
		A nette = 33,5 cm <sup>2</sup> ; I <sub>y</sub> = 658 cm <sup>4</sup> ;	i <sub>y</sub> = 4,14 cm

### Pour les barres comprimées

on Verifie:  $\left\{ \begin{array}{l} \lambda \leq \lambda_{\text{limite}} = 200 \\ k N/A \leq \sigma_c \end{array} \right.$

$l_0 = 254,558 \text{ cm.}$  (Voir schéma des contreventements du portique B)

$l_f = 0,9 l_0 = 229,10 \text{ cm.}$

$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = \frac{229,1}{3,04} = 75,3618 < \lambda_{\text{limite}} = 200$

$\lambda = 75,3618 \rightarrow k = 1,38.$

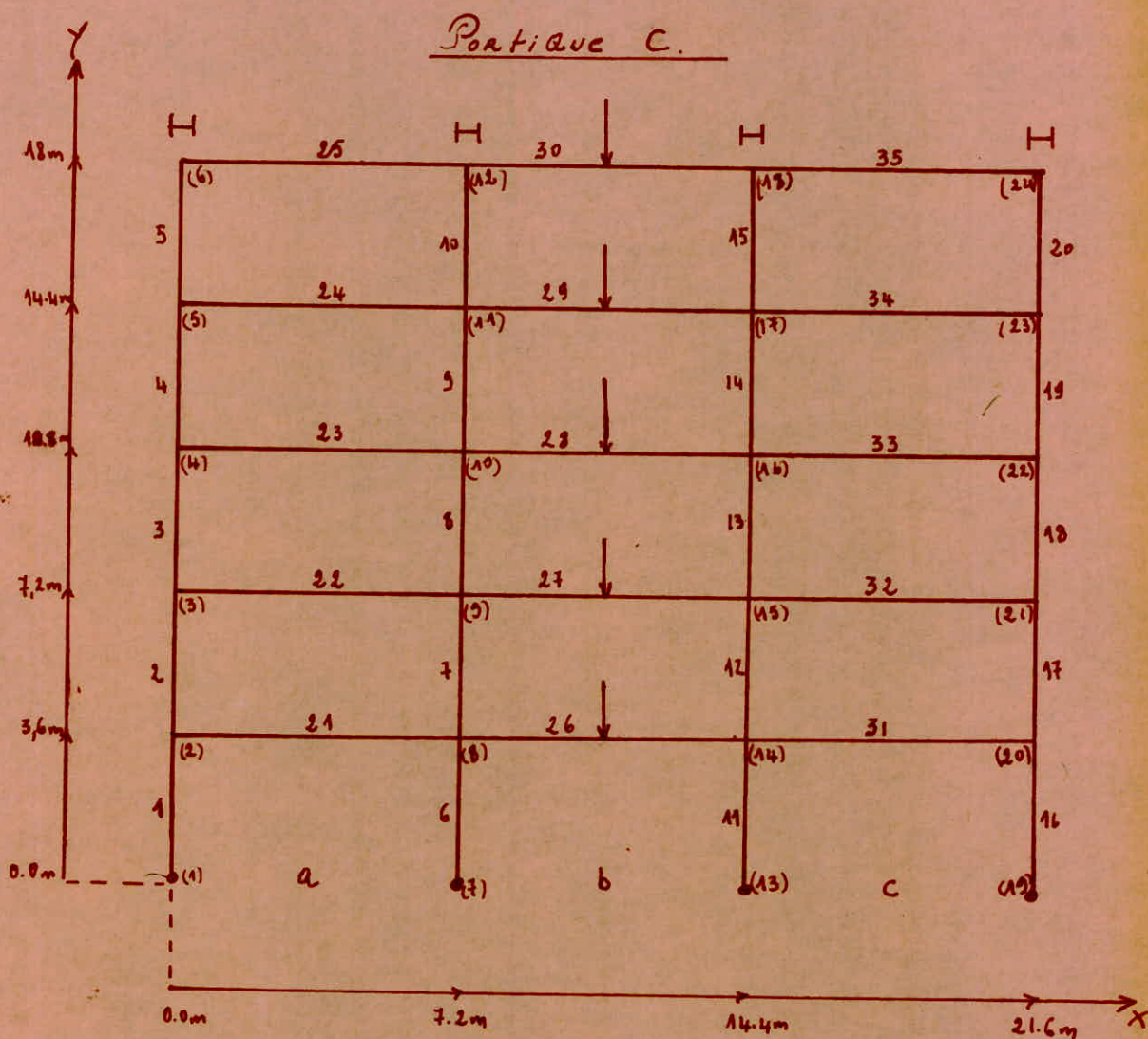
$k \cdot \frac{N}{A_{\text{nette}}} = 1,38 \cdot \frac{39846}{33,5} = 1642 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$

Verifiée

### Remarque :

on adoptera pour tous les Portiques contreventés (2 Portiques type (A), 2 Portiques type (B)) les mêmes diagonales et cela Pour tous les niveaux.

 100x100x10



GARGES VERTICALES

File de POUTRES		a	b	c
TERRASSE	G (t/ml)	2	1,72	2
	P (t/ml)	0,36	0,96	0,36
ETAGE COURANT	G (t/ml)	1,77	1,21	1,77
	P (t/ml)	0,9	0,6	0,9

CHARGE CONCENTRÉE

TERRASSE      G = 10,667t  
                          P = 1,944t

ETAGE COURANT      G = 6,328t  
                                  P = 3,24t

## Portique c

Barre	Nœud	$4/3 G + 3/2 P + 4/3 T$			Barre	Nœud	$4/3 G + 3/2 P + 4/3 T$		
		M (t.m)	N (t)	T (t)			M (t.m)	N (t)	T (t)
1	1	0,0	57,506	-1,048	22	3	9,67	0,094	12,014
	2	-3,77	-57,506	1,048		9	-19,31	-0,094	14,694
2	2	-5,05	45,654	-2,76	23	4	9,74	-0,082	12,037
	3	-4,88	-45,654	2,76		10	-19,21	0,082	14,670
3	3	-4,78	33,640	-2,666	24	5	10,05	-0,122	12,187
	4	-4,81	-33,640	2,666		11	-18,45	0,122	14,520
4	4	-4,92	21,603	-2,745	25	6	5,25	2,870	9,416
	5	-4,97	-21,603	2,745		12	20,56	-2,870	13,668
5	5	-5,08	9,415	-2,869	26	8	22,67	-1,827	15,694
	6	-5,25	-9,415	2,869		14	-22,67	1,827	15,694
6	7	0,0	157,190	-0,553	27	9	22,47	-0,253	15,694
	8	-1,99	-157,190	0,553		15	-22,47	0,253	15,694
7	8	-1,04	126,640	-0,668	28	10	22,43	0,372	15,694
	9	-1,37	-126,640	0,668		16	-22,43	-0,372	15,694
8	9	-1,79	96,252	-1,015	29	11	22,84	-2,758	15,694
	10	-1,86	-96,252	1,015		17	-22,84	2,758	15,694
9	10	-1,35	65,888	-0,561	30	12	28,34	6,067	22,005
	11	-0,67	-65,888	0,561		18	-28,34	-6,067	22,005
10	11	-3,73	35,673	-3,197	31	14	19,64	-1,712	14,856
	12	-7,78	-35,673	3,197		20	-8,82	1,712	11,852
11	13	0	157,190	0,554	32	15	19,31	0,094	14,694
	14	1,99	-157,190	-0,554		21	-9,67	-0,094	12,014
12	14	1,04	126,640	0,668	33	16	19,21	-0,082	14,670
	15	1,37	-126,640	-0,668		22	-9,74	0,082	12,037
13	15	1,79	96,252	1,015	34	17	18,45	-0,122	14,520
	16	1,86	-96,252	-1,015		23	-10,05	0,122	12,187
14	16	1,35	65,888	0,561	35	18	20,56	2,869	13,668
	17	0,67	-65,888	-0,561		24	-5,25	-2,869	9,416
15	17	3,73	35,673	3,197					
	18	7,78	-35,673	-3,197					
16	19	0,00	57,507	1,048					
	20	3,77	-57,507	-1,048					
17	20	5,05	45,654	2,76					
	21	4,88	-45,654	-2,76					
18	21	4,78	33,640	2,666					
	22	4,81	-33,640	-2,666					
19	22	4,92	21,603	2,745					
	23	4,97	-21,603	-2,745					
20	23	5,08	9,415	2,869					
	24	5,26	-9,415	-2,869					
21	2	8,82	-1,712	11,852					
	8	-19,64	1,712	14,856					

## Verification des elements du Portique (C).

### Verification des Poteaux.

on considere pour ce portique les Poteaux (1) et (6) qui sont les plus sollicités.

#### 1°) Verification du Poteau (1). HEA 220.

ce poteau est un poteau de rive, il est articulé a sa base et encasté a sa deuxième extrémité.

il est soumis aux efforts suivants.

$$\begin{cases} M_A = -3,77 \text{ t.m.} \\ M_i = 0 \\ N = 57,506 \text{ t} \\ T = 1,048 \text{ t} \end{cases}$$

#### caracteristiques geometriques du Profil HEA 220.

$$\begin{cases} I_x = 5410 \text{ cm}^4 ; i_x = 9,17 \text{ cm} ; A = 64,3 \text{ cm}^2 \\ I_y = 1955 \text{ cm}^4 ; i_y = 5,51 \text{ cm} ; h = 210 \text{ mm} \end{cases}$$

#### Calcul de la longueur de flambement. (CM 66 art 5,133)

$$K_A = 0 \quad K_B = 0,256 \quad , \quad l = 0,944 l_0.$$

$$l = 0,944 \times 360 = 339,85 \text{ cm.}$$

#### a) Verification a la resistance.

$$\frac{N^{un}}{A} + \frac{M^{max} \sigma}{I_x} = \frac{57506}{64,3} + \frac{3,77 \times 10^5 \times 10,5}{5410} = 1626 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Verifiée.

#### b) Verification au cisaillement.

$$\frac{T}{A_a} = \frac{1048}{15,2 \times 0,7} = 98,5 \text{ kg/cm}^2 < \frac{\sigma_c}{1,54} = 1558,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Verifiée.

#### c) Verification au flambement:

on Verifie par la formule envelope.  $\frac{9}{8} (k_T + k_d \sigma_x) \leq \sigma_c.$

$$\lambda_x = \frac{339,85}{9,17} = 37,06$$

$$\lambda_y = \frac{339,85}{5,51} = 61,68$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_x = 37,06 \\ \lambda_y = 61,68 \end{array} \right\} \lambda_{\max} = \lambda_y = 61,68 \longrightarrow k = 1,210$$

calcul de Kd:

$$\sigma_d = 4 \times 10^6 \frac{I_y}{I_x} \frac{h^2}{l_f^2} (D-1) \quad \text{B.C} \quad ; \quad B=C=1$$

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{J}{I_y} \cdot \frac{l_f^2}{h^2}} = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{27,1}{1955} \cdot \frac{(339,85)^2}{(21)^2}}$$

$$D = 1,251$$

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \cdot \frac{1955}{5410} \cdot \frac{21^2}{(339,85)^2} \cdot (1,251 - 1) = 1388,28 \text{ kg/cm}^2$$

on en déduit  $\lambda_0$ .

$$\lambda_0 = \frac{l_f}{h} \sqrt{\frac{4}{\text{B.C}} \cdot \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)}$$

$$\lambda_0 = \frac{339,85}{21} \sqrt{\frac{4}{1 \times 1} \cdot \frac{5410}{1955} \left(1 - \frac{1388,28}{2400}\right)} = 34,958$$

$$\lambda_0 = 34,958 \longrightarrow k_0 = 1,049$$

$$k_{d0} = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (k_0 - 1)} = \frac{1,049}{1 + \frac{1388,28}{2400} (1,049 - 1)} = 0,817$$

$$C' = \sqrt{\frac{3}{1 + \left(\frac{M_i}{M_0}\right) + \left(\frac{M_i}{M_p}\right)^2 - 0,152 \left(1 - \frac{M_i}{M_0}\right)^2}} = 1,88 \quad \text{avec} \begin{cases} M_A = -3,77 \\ M_i = 0 \end{cases}$$

$$K_d = \text{Auj} \begin{cases} 1 \\ \frac{k_{d0}}{C'} + \frac{C' - 1}{5 k_{d0}} = 0,6499 \end{cases} \quad \text{d'où } K_d = 1$$

on vérifie alors:  $g/8 (k\sigma + K_d \sigma_{fx}) \leq \sigma_e$

$$\text{avec } \sigma = \frac{N/A}{64,3} = \frac{57506}{64,3} = 894,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M^{\max}_0}{I_x} = \frac{3,77 \times 10^5 \times 10,5}{5410} = 731,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$g/8 (1,21 \times 894,4 + 1 \times 731,7) = 2041 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$



2/ Verification du Poteau (6) HEA 320.

c'est un poteau intermediaire, articulé a sa base et encastree a l'autre extremité.

il est soumis aux efforts suivants.

Caracteristiques geometriques du Profil HEA 320.

$$\begin{cases} M_p = -1,99 \text{ t.m.} \\ M_i = 0 \\ N = 157,19 \text{ t} \\ T = 0,553 \text{ t} \end{cases}$$

$$\begin{cases} I_x = 22930 \text{ cm}^4 \\ I_y = 6985 \text{ cm}^4 \\ i_x = 13,6 \text{ cm} \\ i_y = 7,49 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} A = 124,4 \text{ cm}^2 \\ h = 310 \text{ mm} \end{cases}$$

a/ Verification a la resistance.

$$\frac{157,190}{124,4} + \frac{1,99 \times 10^5 \times 15,5}{22930} = 1398,10 \text{ kg/cm}^2$$

b/ Verification au cisaillement.

$$T/A_a = \frac{553}{22,5 \times 0,9} = 27,3 \text{ kg/cm}^2 < \frac{\sigma_c}{1,54} = 1558,5 \text{ kg/cm}^2$$

c/ Verification au flambement.

$$l = 0,944 l_0 = 0,944 \times 360 = 339,85 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{339,85}{13,6} = 24,989 \\ \lambda_y &= \frac{339,85}{7,49} = 45,37 \end{aligned} \right\} \lambda_{\max} = \lambda_y = 45,37 \longrightarrow k = 1,092$$

$$\sigma_d = 1304 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_0 = 26,84 \longrightarrow k_0 = 1,027$$

$$k_{d0} = 1,012, \quad k_d = 1$$

on Verifie :  $9/8 (k\sigma + k_d \sigma_{fx}) \leq \sigma_c$

avec  $\sigma = N/A = 1263,6 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma_{fx} = \frac{M_{\max}}{I_x} = 134,5 \text{ kg/cm}^2$

$$9/8 (1,092 \times 1263,6 + 1 \times 134,5) = 1704 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Verifiee.

## Vérification des Poutres du Portique (C)

on s'intéresse uniquement aux poutres les plus sollicitées c'est à dire le cas le plus défavorable.

Soit pour ce portique les Poutres (26) et (30).

### 1°) Vérification de la Poutre (26) HEA340

cette poutre est encastée en ses deux extrémités, elle est soumise aux efforts suivants.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_A = 22,67 \text{ t.m} \\ M_i = -22,67 \text{ t.m} \\ N = 1,927 \text{ t} \\ T = 15,694 \text{ t} \end{array} \right.$$

### Caractéristiques géométriques du Profil HEA340

$$\left\{ \begin{array}{ll} I_x = 27700 \text{ cm}^4 & A = 133,5 \text{ cm}^2 \\ I_y = 7436 \text{ cm}^4 & h = 330 \text{ mm} \\ i_x = 14,4 \text{ cm} & \\ i_y = 7,46 \text{ cm} & \end{array} \right.$$

#### a) Schema statique:

$$M_x = R_A x - q \frac{x^2}{2} - \left[ P(x-3,6) - M_i \right]_{x > 3,6}$$

$$M_x = 15,694 x - 2,513 \frac{x^2}{2} - 13,297(x-3,6) - 22,67$$

$$M_x = -1,2565 x^2 + 2,397 x + 25,1992$$

$$\frac{dM_x}{dx} = 0 \Rightarrow x = 0,9538 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(x = 0,9538) = 26,342 \text{ t.m}$$

$$M(x = 3,6) = 17,544 \text{ t.m}$$

#### b) Vérification à la résistance

$$\frac{N^{cor}}{A} + \frac{M^{max} \cdot \sigma}{I_x} = \frac{1927}{133,5} + \frac{22,67 \times 10 \times 16,5}{27700} = 1364 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Vérifiée

#### c) Vérification au cisaillement

$$T/A_w = 15694 / (24,3 \times 0,95) = 680 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c / 1,54 = 1558,5 \text{ kg/cm}^2$$

Vérifiée

d/ Verification de la fleche.

cette verification est satisfait car on a fait le Predimensionnement  
a partir du critere de la fleche.

e/ Verification au flambement.

on vérifie par la formule enveloppe qui est une condition suffisante.

$$9/8 (k\sigma + k_d \sigma_{fx}) \leq \sigma_e.$$

$k_d = 1.$  (Pas de risque de deversement).

$$\lambda_y = \frac{0,5 l_0}{i_y} = \frac{360}{7,46} = 48,257 \longrightarrow k = 1,109.$$

$$\sigma = N/A = \frac{1927}{133,5} = 13,7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M^{max} \sigma}{I_x} = \frac{26,342 \times 10^5 \times 145}{27700} = 1569,10 \text{ kg/cm}^2.$$

$$9/8 (1,109 \times 13,7 + 1 \times 1569,10) = 1783 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Vérifiée.

2d/ Verification de la Poutre (30) HEA 340.

elle est encastree a ses deux extremités, elle reçoit a sa mi-portée  
un poteau qui s'appuie sur elle (Poteau de la salle machine) et aussi  
une autre poutre, d'où une tres grande charge concentree a sa  
mi-portée.

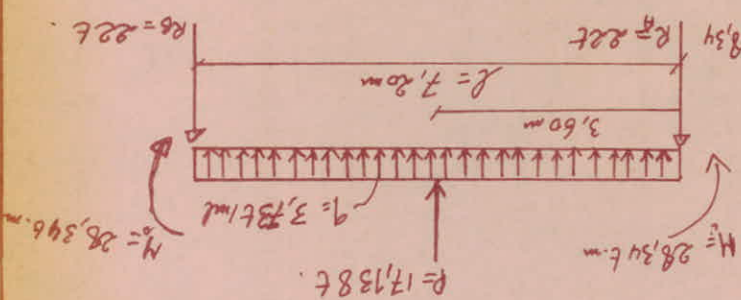
elle est soumise aux efforts suivants:

$$\begin{cases} M_A = 29,34 \text{ t.m.} \\ M_B = -29,34 \text{ t.m.} \\ N = 6,067 \text{ t} \\ T = 22 \text{ t.} \end{cases}$$

caracteristiques geometriques  
du Profil HEA 340.

$$\begin{cases} I_x = 27700 \text{ cm}^4 ; i_x = 14,4 \text{ cm} ; A = 133,5 \text{ cm}^2 \\ I_y = 7436 \text{ cm}^4 ; i_y = 7,46 \text{ cm} ; h = 330 \text{ mm} \end{cases}$$

a/ Schema Abaque



$$M_x = R_A x - q \frac{x^2}{2} - P(x - 3.6) - M_0$$

$$M_x = -1.865x^2 + 4.962x + 33.357$$

$$\frac{dM_x}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2.609 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(x = 2.609) = 33.36 \text{ t.m}$$

$$M(x = 3.6 \text{ m}) = 26.69 \text{ t.m}$$

b/ Verification de la resistance

$$\frac{N_{\max}}{A} + \frac{M_{\max} \sigma}{I_x} = \frac{6067}{1335} + \frac{33.36 \times 10^5 \times 16.5}{27700} = 2038.6 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Verifie

c/ Verification au cisaillement

$$\tau_{\max} = \frac{23000}{24.3 \times 9.95} = 953 \text{ kg/cm}^2 < 1558.5 \text{ kg/cm}^2$$

Verifie

d/ Verification de la fleche

cette poutre n'a pas ete judicieusement a priori du point de vue de la fleche donc il est necessaire de faire cette verification.

Grace totalement on parvient a obtenir des courbes de deflexion

$$f = \frac{l}{f_n} = \left( \frac{1.2}{100000} \cdot \frac{f_{w} + f_e}{2} \cdot \frac{l}{h} \right)$$

(CM66 art 13.93)

on applique  $f_w$  et  $f_e$  les contraintes de flexion au droit des appuis,  $f_n$  et  $f_h$  la contrainte de flexion et la fleche de la poutre sur appuis.  $f_h$  est proportionnel de même charges.

\* charge uniformément répartie. ( $q = 2,68 \text{ t/ml}$ ) sans pondération.

$$f_1' = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^4}{E I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,68 \times 10^2 \times 10^{-2} \times (7,2)^4 \times 10^8}{2,1 \times 10^6 \cdot 27700} = 1,612 \text{ cm.}$$

⊙ charge concentrée ( $p = 12,611 \text{ t}$ ) sans pondération.

$$f_1'' = \frac{p l^3}{48 E I} = \frac{12,611 \times 10^3 \times (7,2)^3 \times 10^6}{48 \times 2,1 \times 10^6 \times 27700} = 1,685 \text{ cm.}$$

$$f_1 = f_1' + f_1'' = 3,297 \text{ cm.}$$

M (dû à G + P) sans pondération et  $M = 20,64 \text{ t.m.}$

$$\sigma_{fe} = \sigma_{fex} = \frac{20,64 \times 10^5 \times 16,5}{27700} = 1230 \text{ kg/cm}^2 = 12,30 \text{ kg/mm}^2.$$

$$\frac{f}{l} = \frac{3,297}{720} - \left( \frac{1,2}{100000} \cdot \frac{12,3 + 12,3}{2} \cdot \frac{720}{33} \right) = 0,001358.$$

$$f = 0,001358 \times 720 = 0,977 \text{ cm.}$$

$$f = 0,977 \text{ cm} < l/500 = 720/500 = 1,44 \text{ cm.}$$

Verifiée.

e/ Verification au flambement.

on vérifie par la formule enveloppe.

$$9/8 (k\sigma + kd \sigma_{fx}) \leq \sigma_c.$$

$kd = 1$  (Pas de risque de déversement).

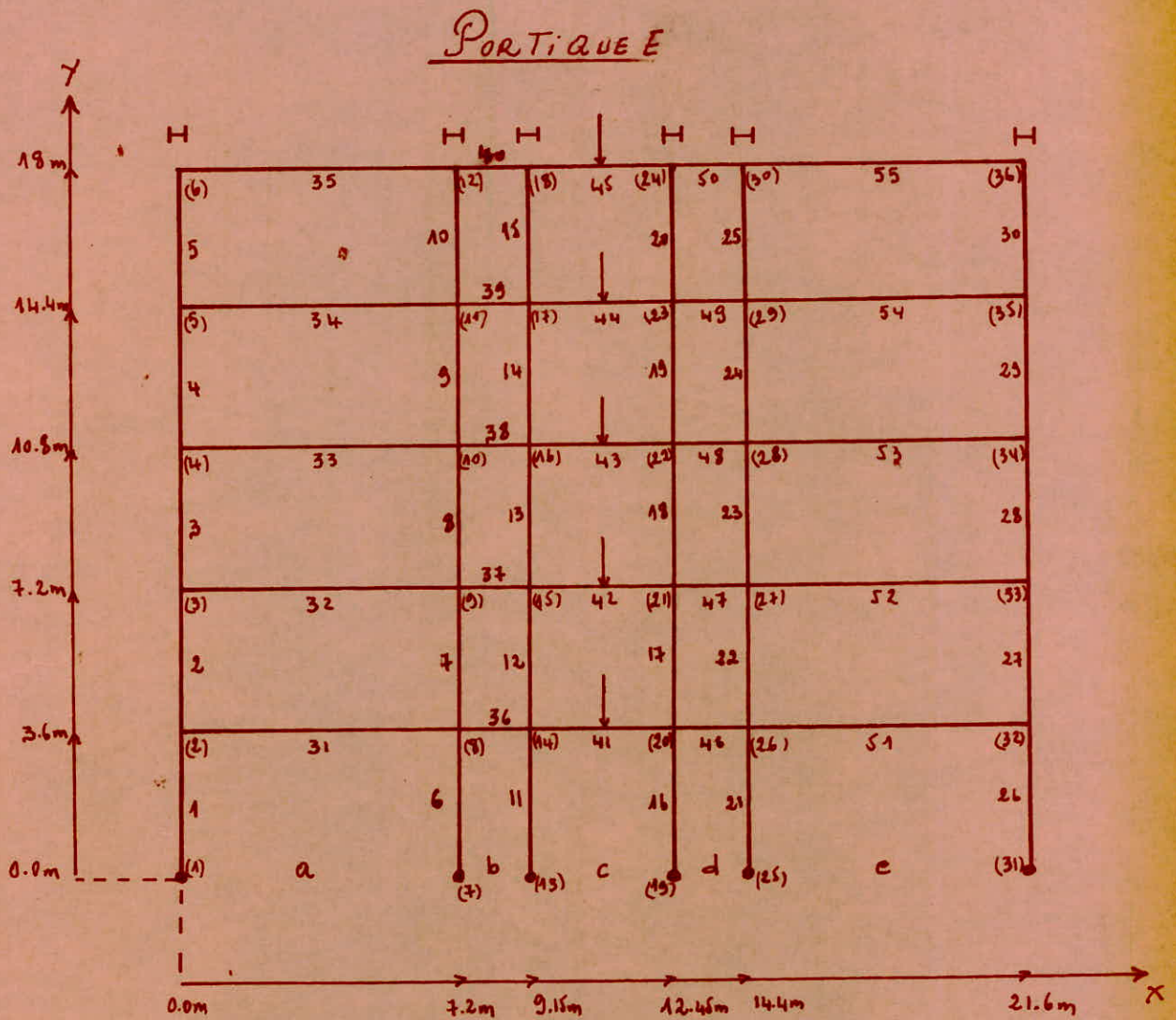
$$\lambda_y = \frac{0,5 l_0}{i_y} = \frac{360}{7,46} = 48,25 \rightarrow k = 1,107.$$

$$\sigma = N/A = \frac{6067}{133,5} = 45,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M^{max} \cdot \sigma}{I_x} = \frac{33,36 \times 10^5 \times 16,5}{27700} = 1987,15 \text{ kg/cm}^2.$$

$$9/8 (1,107 \times 45,5 + 1 \times 1987,15) = 2292,2 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Verifiée.



CHARGES VERTICALES

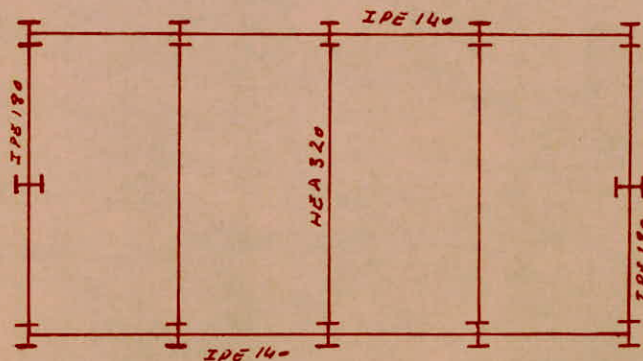
File de Poutres		a	b	c	d	e
TERRASSE	G (t/ml)	2	0,67	0,27	0,67	2
	P (t/ml)	0,36	0,71	0,15	0,71	0,36
ETAGE COURANT	G (t/ml)	1,77	0,67	0,27	0,67	1,77
	P (t/ml)	0,9	0,48	0,3	0,48	0,9

CHARGE CONCENTRÉE

TERRASSE      G = 6,39 t  
                          P = 6,48 t

ETAGE-COURANT      G = 6,36 t  
                                  P = 3,24 t

ETUDE de la dalle machines



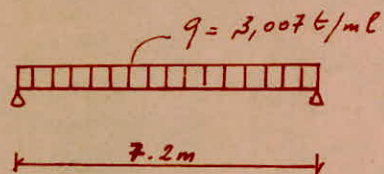
EVALUATION de la charge       $G = 514 \text{ kg/m}^2$        $P = 100 \text{ kg/m}^2$

ETUDE de la Poutre HEA 320

$$q = (4/3 G + 3/2 P) \cdot l = (4/3 \times 514 + 3/2 \times 100) \times 3,6 = 3007 \text{ kg/ml}$$

Poutre HEA 320

$$J_x = 22930 \text{ cm}^4 \quad h = 31 \text{ cm}$$



Verification de la Resistance

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I} \quad M = \frac{q l^2}{8} = \frac{3,007 \times 7,2^2}{8} = 19,48 \text{ t.m}$$

$$\sigma = \frac{19,48 \times 10^5 \times 15,5}{22930} = 1317,15 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{ten}} \quad (\text{verifié})$$

Verification au cisaillement

$$\frac{T}{A_a} \leq \frac{\sigma}{1,54}$$

formule simplifiée CM66 Art. 3.32

$$A_s = 22 \times 1,1 = 24,2 \text{ cm}^2 > 18,66 \text{ cm}^2$$

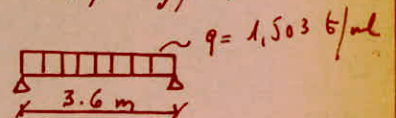
$$T = \frac{q l}{2} = \frac{3,007 \times 7,2}{2} = 10,82 \text{ t} \quad \frac{10820}{22,5 \times 0,9} = 534,5 \text{ kg/cm}^2 < 1558,4$$

La Poutre ne severse pas car elle est entre trisé Par la dalle

Verification de la Poutre IPE 180

$$q = (4/3 G + 3/2 P) \cdot l = (4/3 \times 514 + 3/2 \times 100) \times 1,8 = 1503,5 \text{ kg/ml}$$

Poutre IPE 180       $J_x = 1317 \text{ cm}^4$        $h = 18 \text{ cm}$



Verification de la Resistance

$$M = \frac{qL^2}{8} = \frac{1,503 \times 3,6^2}{8} = 2,434 \text{ t.m}$$

$$\sigma = \frac{M \cdot v}{I} = \frac{2,434 \times 10^5 \times 9}{1317} = 1664 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{lim}} \text{ (verifié)}$$

Verification au cisaillement

$$\frac{T}{A_a} \leq \frac{\sigma}{1,54} \quad T = \frac{qL}{2} = \frac{1,503 \times 3,6}{2} = 2,705 \text{ t}$$

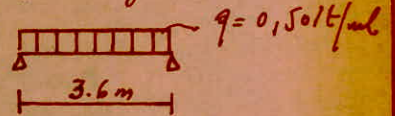
$$\frac{2705}{0,53 \times 14,6} = 349,62 \text{ kg/cm}^2 < 1558,4 \text{ kg/cm}^2$$

la verification au deversement n'est pas necessaire car la Poutre est entre prise Par la dalle

Verification de la Poutre IPE 140

$$q = (4/3 G + 3/2 P) \times l = (4/3 \times 514 + 3/2 \times 100) \times 0,6 = 501,2 \text{ kg/ml}$$

Poutre IPE 140  $J_x = 541 \text{ cm}^4$   $h = 14 \text{ cm}$



Verification de la Resistance

$$M = \frac{qL^2}{8} = \frac{0,501 \times 3,6^2}{8} = 0,812 \text{ t.m}$$

$$\sigma = \frac{M \cdot v}{I} = \frac{0,812 \times 10^5 \times 7}{541} = 1050,64 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{lim}} \text{ (verifié)}$$

Verification au cisaillement

$$\frac{T}{A_a} \leq \frac{\sigma}{1,54} \quad T = \frac{qL}{2} = \frac{0,501 \times 3,6}{2} = 0,9028 \text{ t}$$

$$\frac{902,8}{0,47 \times 11,2} = 171,31 \text{ kg/cm}^2 < 1558,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 7,3 \times 0,69 = 5,037 \text{ cm}^2 > 2,46 \text{ cm}^2$$

la verification au deversement n'est pas necessaire car la Poutre est entre prise Par la dalle

Verification des Pouteaux

Effort Normal agissant sur le Pouteau.  $N = 10,82 \text{ t}$

Pouteau HEA 200  $J_x = 3692 \text{ cm}^4$   $i_x = 9,28 \text{ cm}$   $J_y = 1336 \text{ cm}^4$   $i_y = 4,98 \text{ cm}$   
 $A_s = 53,8 \text{ cm}^2$



Pour le poteau on a une compression simple

verification a la resistance

$$\frac{N}{A} = \frac{10820}{53,8} = 201,11 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

verification de la stabilité

longueur de flambement  $l = l_0 = 360 \text{ cm}$

$$\lambda_x = \frac{l}{i_x} = \frac{360}{8,28} = 43,48$$

$$\lambda_y = \frac{l}{i_y} = \frac{360}{4,98} = 72,29$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) = 72,29 \rightarrow k = 1,34$$

$$k \frac{N}{A} = 1,34 \times 201,11 = 269,49 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

ETUDE de la Poutre de stabilité

effort horizontal : comme effort horizontal on prend l'effet du vent

Action global du vent

face au vent :  $q = 65,704 \text{ kg/m}^2 \rightarrow q_e = 65,704 \times 1,75 = 115 \text{ kg/m}^2$

face sous le vent  $q = 47,79 \text{ kg/m}^2 \rightarrow q_e = 47,79 \times 1,75 = 83,64 \text{ kg/m}^2$

Pour resister a l'effort horizontal on place des contreventement dans les deux directions.

verification de la Poutre dans les sens longitudinal

$$F = 115 \times 7,2 \times 3,6 \times 0,5 = 1,49 \text{ t}$$

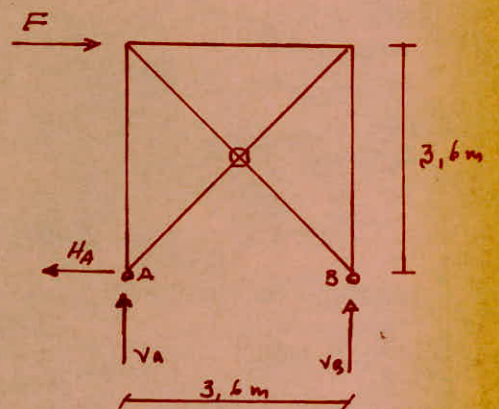
$$\Sigma M/B = 0$$

$$V_A \times 3,6 + 1,49 \times 3,6 = 0$$

$$V_A = - 1,49 \text{ t}$$

$$H_A - 1,49 = 0 \quad H_A = 1,49 \text{ t}$$

$$V_A + V_B = 0 \quad V_B = - V_A$$

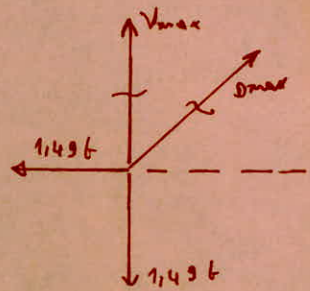


$$D_{max} \cos \theta = 1,49 t$$

$$D_{max} = \frac{1,49}{\cos \theta} = \frac{1,49}{0,707} = 2,107 t$$

$$V_{max} + D_{max} \sin \theta = 1,49 t$$

$$V_{max} = 1,49 t - D_{max} \sin \theta = 0$$



Dimensionnement des Barres de Contreventement

Barres Comprimées

$$N = 2,107 t$$

$$l_f = 0,9 l_0 = 0,9 \times 5,09 / 2 = 2,29 m$$

$$l/i \leq 200$$

$$i \geq l/200 = \frac{2,29}{200} = 1,145 cm$$

$$\lambda = 200 \rightarrow k = 6,28 \quad (\text{CM66 Tableau 13.411 } \sigma_c = 24)$$

$$A \geq k \frac{N}{\sigma_c} = 6,28 \times \frac{2,107}{24} = 5,51 cm^2$$

on Prend des Cornues L 60 x 60 x 6 A = 6,91 cm<sup>2</sup> i = 1,82 cm

Barres tendues  $\lambda \leq \lambda_{lim} = 400 \quad \frac{N}{A} < \sigma_c$

Vérification de la Poutre de stabilité dans la direction transversale

$$F = 115 \times 14,4 \times 3,6 \times 0,5 = 2,98 t$$

$$V_A = 3,6 + 2,98 \times 3,6 = 0$$

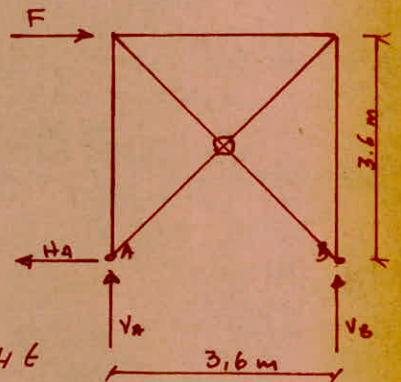
$$V_A = -2,98 t$$

$$H_A = 2,98 t = 0 \quad H_A = 2,98 t$$

$$V_A + V_B = 0 \quad V_B = -V_A = 2,98 t$$

$$D_{max} \cos \theta = 2,98 t \quad D_{max} = \frac{2,98}{\cos \theta} = \frac{2,98}{0,707} = 4,214 t$$

$$V_{max} = 2,98 t - D_{max} \sin \theta = 0$$



Dimensionnement des Barres de Contreventement

Barres Comprimées

$$N = 4,214 t$$

$$l_f = 0,5 \times \frac{5,09}{2} = 2,29 m$$

$$l/i < 200 \quad i > \frac{l}{200} = \frac{229}{200} = 1,145 \text{ cm}$$

$$\lambda = 200 \rightarrow k = 6,28$$

$$A \geq \frac{k N}{\sigma_{ca}} = \frac{6,28 \times 4214}{2400} = 11,02 \text{ cm}^2$$

on prend 2 double corniers JL 60 x 60 x 6  $A = 11,78 \text{ cm}^2$   
 $i_x = 1,82 \text{ cm}$   
 $i_y = 2,48 \text{ cm}$

Par raison constructive on prend 2 double corniers JL 60 x 60 x 6  
dans les deux directions

ASSEMBLÉES

## Assemblage Poteau - Poutre. (Portique B.)

dans ce portique, les poutres sont considérées comme articulées aux poteaux car dans le cas de poutres de stabilité triangulées, il n'est pas nécessaire d'avoir recours aux encastrement des poutres sur les poteaux, à moins que l'on cherche par ce procédé à diminuer la retombée des poutres et l'épaisseur des planchers. Dans le premier cas (articulation) les attaches par cornières equerres sont considérées comme des articulations.

Les avantages des systèmes articulés - contreventés sont :

- Les nœuds qui sont de conception simple, de coût peu élevé et de réalisation aisée.
- La rapidité et la simplicité du montage due à la conception simple des assemblages, cela peut représenter un gain appréciable sur la durée de montage de l'ossature métallique, par rapport à d'autres systèmes de construction.
- Les poteaux sont sollicités essentiellement par des charges centrées (les excentricités des points d'appuis des poutres sur les poteaux sont faibles ou nulles). Ceci est favorable pour le dimensionnement des poteaux.

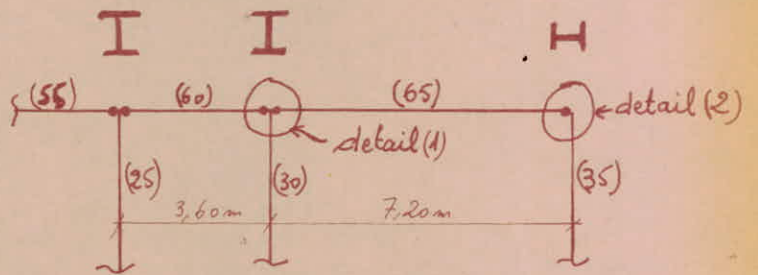
Les désavantages des systèmes articulés - contreventés sont :

- La nécessité de contreventer verticalement le bâtiment, transversalement et longitudinalement, par trois contreventements au moins, cette nécessité de contreventer peut souvent entrer en conflit avec les contraintes d'ubiquité des locaux ou architecturales.
- La hauteur des poutres (sommiers) peut être relativement importante car elles

ne bénéficient pas d'un effet favorable de continuité ou d'encastrement dans les poteaux (colonnes), pour la reprise des charges verticales. ce peut être un inconvénient majeur dans certains cas, lorsque la hauteur des planches est limitée.

1°/ Assemblage à l'âme du Poteau.

assemblage de la Poutre (65) et la Poutre (60) au même Poteau avec les mêmes boulons à l'aide d'attaches cornières equerres.



la Poutre (65) est un HEA 320, la Poutre (60) est un IPE 240, tandis que le poteau (35) est un HEB 240, les poteaux (30) et (25) sont de HEA 320

caractéristiques géométriques des Profils:

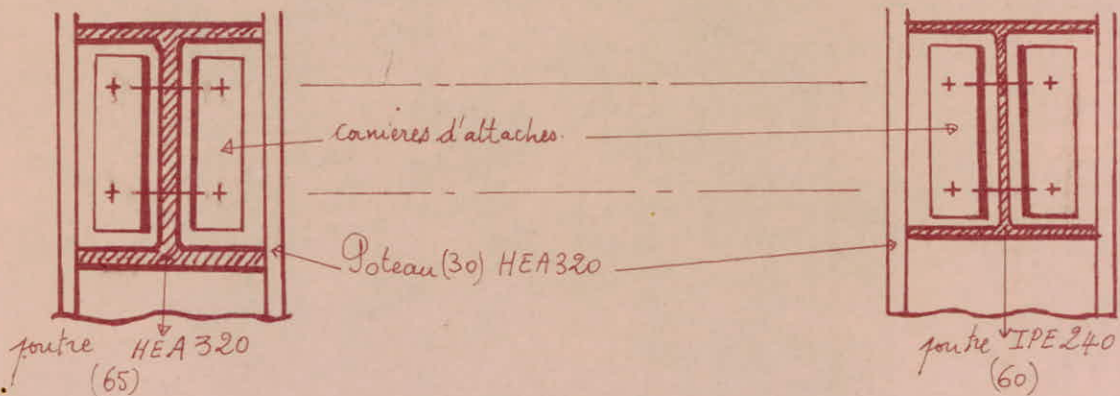
HEA 320  
 $h = 31 \text{ cm.}$   
 $h_1 = 22,5 \text{ cm.}$   
 $b = 30 \text{ cm.}$   
 $a = 0,9 \text{ cm.}$   
 $e = 1,55 \text{ cm.}$

IPE 240  
 $h = 24 \text{ cm.}$   
 $h_1 = 19 \text{ cm.}$   
 $b = 12 \text{ cm.}$   
 $a = 0,62 \text{ cm.}$   
 $e = 0,98 \text{ cm.}$

HEB 240  
 $h = 24 \text{ cm.}$   
 $h_1 = 16,4 \text{ cm.}$   
 $b = 24 \text{ cm.}$   
 $a = 1 \text{ cm.}$   
 $e = 1,7 \text{ cm.}$

Detail (1) Vue de droite.

Detail (1) Vue de gauche.



au noeud d'assemblage on a les efforts suivants qui sont les efforts transmis par les Poutres. (noeud 36).

Poutre (65) HEA320

$$\begin{cases} M=0 \\ N=0,035t \text{ (compression)} \\ T=8,132t \end{cases}$$

Poutre (60) IPE240

$$\begin{cases} M=0 \\ N=0,058t \text{ (compression)} \\ T=2,592t \end{cases}$$

les efforts de compression dans les poutres sont des efforts de traction dans les boulons qui assemblent les cornieres au poteau.

a/ assemblage cornieres-Poutre.

cet assemblage est realise par deux boulons ordinaires qui sont sollicités par 2 efforts de cisaillement perpendiculaires l'un dû à (N) et l'autre dû à (T).

T<sub>1</sub> dû à N :  $T_1 = \frac{(N/2)}{2}$  (2 boulons et 2 Plans de cisaillement).

T<sub>2</sub> dû à T :  $T_2 = \frac{(T/2)}{2}$  (2 boulons et 2 Plans de cisaillement).

$$T^* = \sqrt{T_1^2 + T_2^2}$$

et on Verifie :  $1,54 \frac{T^*}{A_r} \leq \sigma_c$  (on prend  $\sigma_c = 3500 \text{ kg/cm}^2$  pour B. ordinaires)

Poutre (65).

N = 0,035t

T = 8,132t.

$$T^* = \sqrt{(8,75)^2 + (2033)^2}$$

avec  $T_1 = \frac{N}{4} = 8,75 \text{ kg}$  ;  $T_2 = \frac{T}{4} = 2033 \text{ kg}$

$T^* \approx 2033 \text{ kg}$  (l'effet de N est très petit doit être negligé).

$$\frac{1,54 \cdot 2033}{A_r} \leq 3500 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A = \frac{A_r}{0,9} = 1,118 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 1,118 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{\pi d^2}{4} \geq 1,118 \text{ d'où } d \geq 1,193 \text{ cm.}$$

on prend des boulons de diamètre d = 14 mm.

Poutre 60 :  $T = 2,592t$  (N très faible à negligé)

$$T^* = T_1 = \frac{T}{4} = 648 \text{ kg} \Rightarrow A \geq 0,36 \Rightarrow d \geq 0,68 \text{ cm.}$$

Soit  $d = 10 \text{ mm}$ .

b/ Assemblage cornieres Poteau.

on a deux sections cisailées (2 Plans de cisaillement) car on assemble deux Poutres à un même poteau à l'aide de cornieres equerres avec les mêmes boulons.

cet assemblage est fait à l'aide de 4 boulons ordinaires qui sont sollicités par un cisaillement et une traction.

le cisaillement du boulon se fait dans 2 sections différentes de part et d'autre de l'âme du poteau. ( on dimensionne le boulon pour la section la plus sollicitée ).

Soit  $T = 8,132 \text{ t}$ .  $\longrightarrow$  cisaillement.

$N = 0,035 \text{ t}$   $\longrightarrow$  traction (très faible).



on verifie alors :

$$\begin{cases} 1,25 \frac{N^*}{A_r} \leq \sigma_e \\ \frac{\sqrt{N^{*2} + 2,36 T^{*2}}}{A_r} \leq \sigma_e \end{cases}$$

$N^* = \frac{N}{4} = \frac{35}{4} = 8,75 \text{ kg}$ . ( 4 boulons ).

$T^* = \frac{T}{4} = \frac{8132}{4} = 2033 \text{ kg}$  ( 4 boulons et 1 plan de cisaillement ).

$N^*$  très faible alors on ne verifie que la 2<sup>me</sup> condition.

$A_r \geq \frac{\sqrt{8,75^2 + 2,36 \cdot 2033^2}}{3500} = 0,9923 \text{ cm}^2 \Rightarrow A \geq 1,116 \text{ cm}^2 \quad (A = \frac{A_r}{0,8})$

$d \geq 1,192 \text{ cm}$  on prend  $d = \sigma = 14 \text{ mm}$ .

On pourrait prendre des boulons de même diamètre on étudie un autre assemblage, après on verifie les conditions d'épaisseur et de distances.



Doit la poutre (55) qui est assemblée avec la poutre (60) au poteau (25).

Poutre (55) IPE 240

$$N = 9,845 \text{ t.}$$
$$T = 1,555 \text{ t.}$$

Poutre (60) IPE 240

$$N = 0,058 \text{ t.}$$
$$T = 2,592 \text{ t.}$$

a) assemblage cornières - Poutre 65.

$$T_1 = \frac{N/2}{2} = \frac{N}{4} = \frac{9845}{4} = 2461,25 \text{ kg.}$$

$$T_2 = \frac{T/2}{2} = \frac{T}{4} = \frac{1555}{4} = 389 \text{ kg.}$$

$$T^* = \sqrt{T_1^2 + T_2^2} = 2492 \text{ kg.}$$

on vérifie:  $1,54 \frac{T^*}{A_r} \leq \sigma_e \Rightarrow A_r \geq \frac{1,54 \times 2492}{3500} = 1,096 \text{ cm}^2$

$$A = \frac{A_r}{0,8} = 1,37 \text{ cm}^2 \Rightarrow d \geq 1,32 \text{ cm}$$

doit  $d = 14 \text{ mm.}$

b) assemblage cornières - Poteau.

$$N^* = N/4 = 2461,25 \text{ t.}$$

$$T^* = T/4 = \frac{2592}{4} = 648 \text{ t.} \quad (\text{cas le plus défavorable}).$$

on vérifie:  $\left\{ \begin{array}{l} 1,25 \frac{N^*}{A_r} \leq \sigma_e \Rightarrow d \geq 1,183 \text{ cm} \\ \frac{\sqrt{N^{*2} + 2,36 T^{*2}}}{A_r} \leq \sigma_e \Rightarrow d \geq 1,098 \text{ cm} \end{array} \right.$

donc pour tous les assemblages Poteau - Poutre de ce Portique on prend  $d = 14 \text{ mm.}$  pour raison de commodité.

Vérification des conditions de Pièces assemblées.

a) conditions d'épaisseur.

on a utilisé des cornières ( $\perp 80 \times 80 \times 8$ ).

⊗  $e_{\min} = 0,62 \text{ cm} = 6,2 \text{ mm}$  qui est l'épaisseur de l'âme du IPE 240.

$$e_{\min} = 6,2 \text{ mm} < 20 \text{ mm.}$$

$$\text{donc } d_{er} \geq e_{\min} + 2e_{\min} = 8,2 \text{ mm}$$

$$\text{ou } d_{er} = 16 \text{ mm} > 8,2 \text{ mm}$$

Vérifiée.

⊗  $\Sigma e$  = somme des Pièces assemblées, sans limitation car on n'a pas fait de fourures entre les pièces.

b/ conditions de distances.

⊗ distance entre axes de Boulons =  $\delta$ .

Pièces non soumises aux intempéries:

$$3d_{tr} \leq \delta \leq 10d_{tr}$$

$$d_{tr} = \text{diamètre du trou} = d + 2\text{mm}$$

$$\text{pour } 12\text{mm} \leq d \leq 82\text{mm}$$

$$d_{tr} = 14 + 2 = 16\text{ mm}$$

$$48\text{mm} \leq \delta \leq 160\text{ mm}$$

$$\text{on prend } \delta = \underline{80\text{ mm}}$$

⊗ Pièce longitudinale : ( $\delta_l$ )

$$\delta_l = \text{sup} \left\{ \begin{array}{l} 1,5 d_{tr} = 24\text{ mm} \\ \frac{0,8T}{e_{\min} \sigma_e} = \frac{0,8 \cdot 2033}{0,62 \cdot 3500} = 7,5\text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\leq 2,5 d_{tr} = 40\text{ mm}$$

$$\text{on prend } \delta_l = \underline{40\text{ mm}}$$

⊗ Pièce transversale : ( $\delta_t$ )

$$1,5 d_{tr} \leq \delta_t \leq 2,5 d_{tr}$$

$$24\text{ mm} \leq \delta_t \leq 40\text{ mm}$$

$$\text{on prend } \delta_t = \underline{40\text{ mm}}$$

Vérification de la Pression diamétrale.

$$\frac{d_{tr}}{e_{\min}} = \frac{16}{8,2} = 2,58 < 3$$

$$\left( \text{double section } \frac{d_{tr}}{e_{\min}} \leq 3 \right)$$

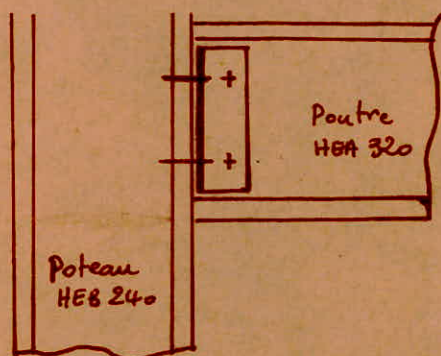
donc la vérification de la Pression diamétrale est inutile.

20/ Assemblage à la semelle du poteau.

Les poutres de rive (65) et (40) sont assemblées à la semelle du poteau en une extrémité et à l'âme du poteau à l'autre extrémité et cela toujours à l'aide de cornières équerres.

on étudie à titre indicatif la Poutre (65) assemblée à la semelle du poteau (35).

Detail (2) Vue de face



a/ assemblage cornières poutre (65).

on a les mêmes efforts et le même nombre de boulons que pour l'assemblage à l'âme du poteau:

$$N = 0,035 t, \quad T = 9,132 t.$$

d'où les mêmes vérifications :

alors on prend  $d = 14 \text{ mm}$ .

b/ assemblage cornières - poteau

aussi même vérification que précédemment donc on prend

$$d = 14 \text{ mm}.$$

on prend :  $\delta = 80 \text{ mm}$  ,  $\delta_b = 40 \text{ mm}$  ,  $\delta_t = 40 \text{ mm}$

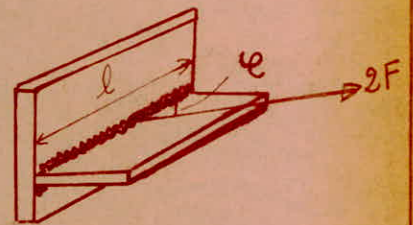
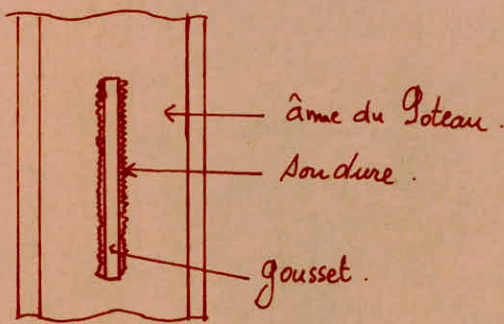
toutes les conditions sont vérifiées comme précédemment.

### Assemblage Des diagonales de Contreventements aux poteaux.

les elements constituant la Partie de stabilité (diagonales) sont  
assemblés aux poteaux par l'intermédiaire de goussets soudés à ces  
derniers et boulonnés aux diagonales.

1° Verification de la soudure du gousset.  $N = F' = 45,570t = 2F$

le gousset est soudé à l'âme du poteau, la contrainte élastique  
de l'acier d'apport est la même que celle de 2 Pièces assemblées ( $\sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$ )



le cordon fait un angle  $\varphi = 45^\circ$  avec la direction de l'effort.

donc on vérifie la formule:

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

on prend:

l'épaisseur du cordon de soudure:  $a = 7 \text{ mm}$ .

l'épaisseur du gousset  $e = 10 \text{ mm}$ .

la longueur de la diagonale du gousset = 49 cm qui est  
arrêtée par le nombre de boulons d'assemblages (gousset diagonale).

ce nombre sera explicité dans le prochain paragraphe.

d'où les dimensions du gousset:

largeur =  $l'$ , hauteur =  $h$ .

comme les diagonales (barres) sont inclinées de  $45^\circ$  alors  $l = h = L \cdot \cos 45$

$$L = 3\delta + 2\delta_l + 2t$$

$$L = 3 \times 7 + 2 \times 4 \times 2 \times 10 = 49 \text{ cm.}$$

$$l = h = L \cdot \cos 45 = 34,65 \text{ cm}$$

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

la longueur utile du cordon =  $l$ .

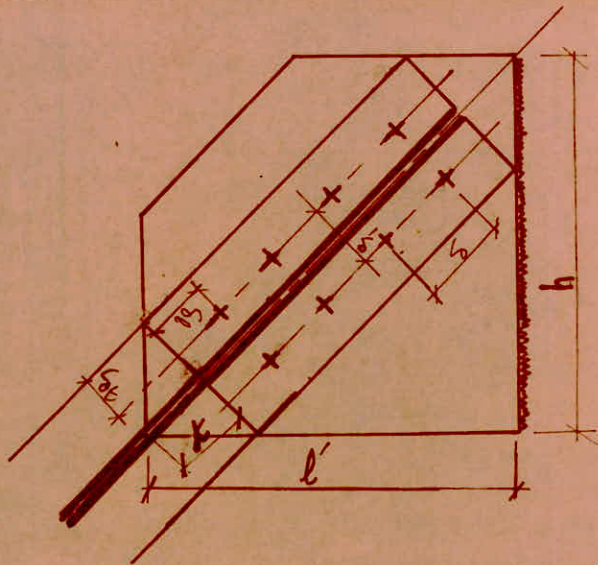
$$l = h - 2a$$

$$l = 35 - 2 \times 0,7 = 33,6 \text{ cm.}$$

$$\alpha = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a}\right) = 0,9 \left(1 + \frac{1}{7}\right) = 0,914.$$

on a deux cordons de soudures alors soit  $(F)$  l'effort revenant à un cordon:

$$F = \frac{F'}{2} = \frac{45570}{2} = 22785 \text{ t.}$$



donc on Verifie:

$$\frac{F}{(0,75 + 0,1 \sin 45) l \alpha} = \frac{22785}{(0,75 + 0,1 \sin 45) 33,6 \times 0,7 \times 0,914} = 1292 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Verifie.

### 2°/ Calcul et Verification des boulons (assemblage gousset diagonale).

l'effort normal qui sollicite la diagonale est un effort de cisaillement aux boulons.

comme on a une double corniere, chacune assemblée par 4 boulons donc l'effort de cisaillement  $T = N/8$  per boulon.

$$T = N/8 = \frac{45570}{8} = 5696,25 \text{ kg.}$$

$$\text{on Verifie alors : } 1,54 \cdot \frac{5696,25}{A_r} \leq \sigma_c = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } A \geq 3,13 \text{ cm}^2. \quad (A = A_r / 0,8).$$

$$\text{d'où } d \geq 1,99 \text{ cm} \quad \text{on prend } d = 20 \text{ mm.}$$

Verification des conditions d'epaisseurs de Pieces assemblees.

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

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

$d = 20 \text{ mm} > 12 \text{ mm}$  Verifiee.

Verification des conditions de distances.

$\delta =$  distance entre axes des boulons.

$3 d_{tr} \leq \delta \leq 10 d_{tr}$

Pieces non soumises aux intemperies.

$d_{tr} = d + 2 \text{ mm} = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$ .

$66 \text{ mm} \leq \delta \leq 220 \text{ mm}$ .

on prend  $\delta = 70 \text{ mm}$ .

$\delta_l =$  pince longitudinal.

$\delta_l = \text{Aug} \left\{ \begin{array}{l} 1,5 d_{tr} = 33 \text{ mm} \\ \frac{0,8 T}{e_{min} \sigma_{en}} = 13,02 \text{ mm} \end{array} \right.$

$\leq 2,5 d_{tr} = 55 \text{ mm}$ .

on prend  $\delta_l = 40 \text{ mm}$

$\delta_t =$  Pince transversale.

$1,5 d_{tr} \leq \delta_t \leq 2,5 d_{tr}$ .

$33 \text{ mm} \leq \delta_t \leq 55 \text{ mm}$ .

on prend  $\delta_t = 40 \text{ mm}$ .

Verification de la Pression diametrale.

on verifie :  $d_{tr}/e_{min} \leq 6$  (single section).

$\frac{22}{10} = 2,2 < 6$  donc la Verification de la Pression diametrale est inutile.

## Calcul des contre-joints des Poteaux. (Portique B)

Les profils usinés sont livrés en longueur limitée, pour réaliser des Poteaux de grandes hauteurs pour les bâtiments élevés, on fait des joints pour assurer le monolithisme de la pièce c'est-à-dire la transmission des efforts.

Les joints sont placés de préférence à environ 60cm au dessus de l'étage pour faciliter le montage du tronçon immédiatement supérieur.

on a deux types de contre-joints, contre-joints d'âme et de semelles.

- Le moment flechissant est repris par les contre-joints de semelles.
- L'effort normal est repris par les contre-joints d'âme et de semelles.
- L'effort tranchant est repris par les contre-joints d'âme.

Comme notre bâtiment a une hauteur de 28m (dans la salle machines) et comme les Profils usinés sont livrés en longueur limitée = 12m on est alors obligé de faire des contre-joints.

Ces contre-joints seront fait dans deux plans horizontaux différents, à 80cm au dessus du plancher du 2<sup>ème</sup> étage et 70cm au dessus du plancher du 3<sup>ème</sup> étage c'est-à-dire à 8m du niveau (0,0) et 11,5m du niveau (0,0) consécutivement.

Les poteaux les plus sollicités seront assemblés au niveau du 3<sup>ème</sup> étage et les moins sollicités au niveau du 2<sup>ème</sup> étage.

dans ce portique l'effort prépondérant sollicitant le Poteau est l'effort normal, le moment flechissant et l'effort tranchant sont négligeables car le Portique est contreventé articulé.

1°/ Calcul des contre-joints du Poteau (28) (Poteau du 2<sup>ème</sup> étage).

il est soumis aux efforts suivants:

$$\begin{cases} N = 37,797 \text{ t.} \\ M = 0,26 \text{ t.m} \\ T = 0,036 \text{ t.} \end{cases}$$

caracteristiques geometriques du Poteau 28.

HEA 320	$h = 310 \text{ mm}$	$r = 27 \text{ mm}$
	$b = 300 \text{ mm}$	$h_1 = 225 \text{ mm}$
	$a = 9 \text{ mm}$	$A = 124,4 \text{ cm}^2$
	$e = 15,5 \text{ mm}$	

a/ contre-joints de Semelles.

ils sont sollicités par l'effort normal et le moment fléchissant.

$$N^* = N_1 (\text{dû à } M) + N_s$$

Soit  $N_s$  la part de l'effort ( $N$ ) repris par les 2 semelles

$$N_s / A_s = N / A \Rightarrow N_s = N \frac{A_s}{A}$$

avec  $\begin{cases} A_s = \text{section des deux semelles du Poteau.} \\ A = \text{section transversale du Poteau.} \end{cases}$

$$A_s = 2 \cdot b \cdot e = 2 \times 30 \times 1,55 = 93 \text{ cm}^2$$

$$A = 124,4 \text{ cm}^2$$

$$N_s = N \frac{A_s}{A} = 37,797 \cdot \frac{93}{124,4} = 28,26 \text{ t.}$$

$$N_1 (\text{dû à } M) = \frac{M}{h} = \frac{0,26 \cdot 5}{31} = 838,7 \text{ kg} = 0,8387 \text{ t.}$$

$$N^* = N_1 + N_s = 0,8387 + 28,26 = 29,10 \text{ t.}$$

La section d'un contre-joint doit être au moins égale à celle de la semelle, on prendra :  $e_{cj} = 1,8 \text{ cm}$  ,  $b_{cj} = 28 \text{ cm}$ .

Le diamètre du boulon est pris égal à 16 mm ( $d_{br} = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$ ).

on vérifie  $d_{br} \geq e_{min} + 2 \text{ mm}$  soit  $18 \geq 15,5 + 2 = 17,5 \text{ mm}$ .

les boulons travaillent au cisaillement simple on vérifie aussi :

$$d_{br} / e_{min} = 18 / 15,5 = 1,16 < 6 \text{ donc la vérification à la}$$

Pression diamétrale est inutile.



l'effort maximum repris par un boulon est :

$$T = \frac{\sigma_e \cdot A_r}{1,54} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_e = 3500 \text{ kg/cm}^2 \\ A_r = 0,8A = 0,8 \cdot \pi \frac{1,6^2}{4} = 1,6084 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$T = \frac{3500 \times 1,6084}{1,54} = 3655,7 \text{ kg} = 3,6557 \text{ t}.$$

donc le nombre de boulons nécessaire est :

$$n = \left( \frac{N^*}{T} \right) / 2 = \frac{29,10}{3,6557 \times 2} = 3,98 \quad \text{soit } n = \underline{4 \text{ boulons}}.$$

en disposera ces 4 boulons en 2 files verticales.

Conditions de distance.

•  $\delta$  = entre-axe des boulons.

$$3 d_{tr} \leq \delta \leq 10 d_{tr}.$$

$$54 \text{ mm} \leq \delta \leq 180 \text{ mm}$$

$$\text{soit } \underline{\delta = 80 \text{ mm}}.$$

•  $\delta_l$  = Pince longitudinale.

$$\delta_l = \max \left\{ \begin{array}{l} 1,5 d_{tr} = 1,5 \times 1,8 = 2,7 \text{ cm} = 27 \text{ mm} \\ \frac{0,8 T}{e_{min} \sigma_e} = \frac{0,8 \cdot 3242,85}{1,55 \times 3500} = 0,48 \text{ cm} = 4,8 \text{ mm} \end{array} \right. \leq 2,5 d_{tr} = 45 \text{ mm}$$

$$\text{on prend } \underline{\delta_l = 40 \text{ mm}}$$

•  $\delta_t$  = Pince transversale :

$$1,5 d_{tr} \leq \delta_t \leq 2,5 d_{tr}$$

$$27 \text{ mm} \leq \delta_t \leq 45 \text{ mm}.$$

$$\text{soit } \underline{\delta_t = 40 \text{ mm}}.$$

b/ Contre-joint d'âme.

ces contre-joints reprennent l'effort tranchant et une part de l'effort normal, comme dans notre cas  $T = 0,036 \text{ t}$  qui est très négligeable donc on calcul ces contre-joint sous la part de l'effort normal.

Soit  $N_a = N - N_s$

( $N_a$  = effort Normal repris par l'âme)  
( $N_s$  = effort normal repris par les 2 seuilles)

$N_a = 37,797 - 28,26 = 9,54t$

on prend :  $e_{ca} = 10 \text{ mm}$  (épaisseur du contre-joint de l'âme).

$h_{ca} = h - 2e_s - 2r$  ( $h_{ca}$  = largeur du contre-joint de l'âme).

$h_{ca} = 31 - 2 \times 1,55 - 2 \times 2,7 = 22,5 \text{ cm} = h_1$  (partie droite de l'âme).

le diamètre du boulon est pris égal à 10 mm ( $d_{br} = 10 + 1 = 11 \text{ mm}$ ).

on vérifie :  $d_{br} \geq e_{min} + 2 \text{ mm}$  soit  $11 \geq 9 + 2 = 11$ . vérifié

les boulons travaillent au cisaillement pur on vérifie aussi :

$d_{br} / e_{min} \leq 3$  (double section cisailée).

$11 / 9 = 1,22 < 3$  donc la vérification à la pression diamétrale est inutile.

l'effort maximum repris par un boulon est :

$T = \frac{\sigma_e \cdot A_r}{1,54}$

$\left. \begin{aligned} \sigma_e &= 3500 \text{ kg/cm}^2 \\ A_r &= 0,8A = 0,8 \cdot \pi \cdot \frac{1^2}{4} = 0,6283 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\}$

$T = \frac{3500 \times 0,6283}{1,54} = 1428 \text{ kg} = 1,428 \text{ t}$

donc le nombre de boulons nécessaire est :

$n' = (N_a / T) / 2$  (on a divisé par 2 car on a 2 plans de cisaillement au niveau de l'âme).

$n' = (9,54 / 1,428) / 2 = 3,34$  soit  $n' = 4$  boulons.

on disposera ces 4 boulons en 2 files.

Conditions de distance.

$\delta$  = entre axe des boulons :  $33 \text{ mm} \leq \delta \leq 110 \text{ mm}$

soit  $\delta = 80 \text{ mm}$ .

$\delta_l$  = lince longitudinale :

$$\delta_l = \text{sur} \begin{cases} 1,5 d_{tr} = 1,5 \times 11 = 16,5 \text{ mm} \\ \frac{0,8T}{e_{min} \delta_e} = \frac{0,8 \times 1181,25}{0,9 \times 3500} = 0,3 \text{ cm} = 3 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\leq 2,5 d_{tr} = 27,5 \text{ mm}$$

soit  $\delta_l = 25 \text{ mm}$ .

$\delta_t =$  puise transversale :

$$1,5 d_{tr} \leq \delta_t \leq 2,5 d_{tr}$$

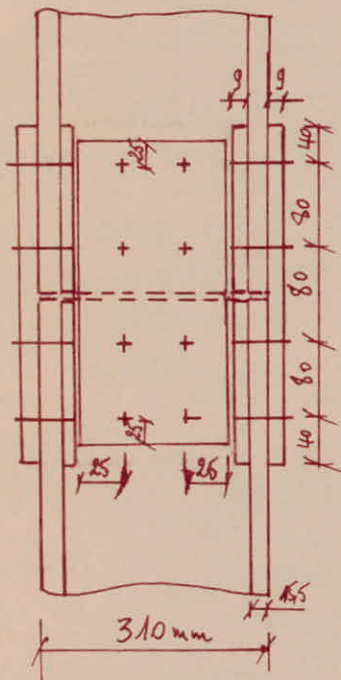
$$16,5 \text{ mm} \leq \delta_t \leq 27,5 \text{ mm}$$

soit  $\delta_t = 25 \text{ mm}$ .

Schematisation :

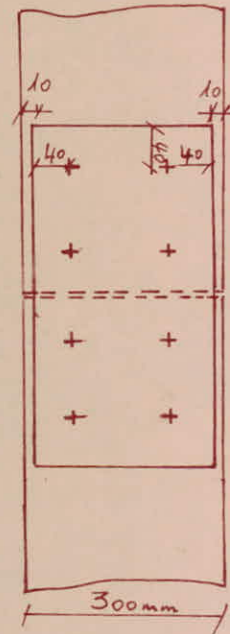
contre-joint de L'âme

Vue de face.



contre-joint de semelle

Vue de face.



les dimensions des contre-joints  
d'âme :

$$\begin{aligned} b_{ca} &= 29 \text{ cm} \\ h_{ca} &= 22,5 \text{ cm} \\ e_{ca} &= 10 \text{ mm} \end{aligned}$$

les dimensions des contre-joints  
de semelle :

$$\begin{aligned} b_{cs} &= 40 \text{ cm} \\ h_{cs} &= 28 \text{ cm} \\ e_{cs} &= 18 \text{ mm} \end{aligned}$$

Verification des contraintes.

a) effet du moment (M).

$$N_1 = \frac{M}{h} = \frac{0,26 \times 10^5}{31} = 839 \text{ kg.}$$

$$\sigma_1 = \frac{4 N_1}{h_{ca} \cdot e_{ca}} = \frac{4 \times 839}{225 \times 1,8} = 66,61 \text{ kg/cm}^2.$$

b) effet de l'effort normal (N).

$$\sigma_2 = \sigma \text{ dû à } N = \frac{N}{2 (e_{ca} \cdot h_{ca} + e_{cs} \cdot h_{cs})}$$

$$\sigma_2 = \frac{37797}{2 (1 \times 225 + 1,8 \times 28)} = 259,238 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = 326 \text{ kg/cm}^2 \ll 2400 \text{ kg/cm}^2.$$

Verifiée.

c) effet de l'effort tranchant:

dans notre cas l'effet de T est négligeable, mais dans le cas general l'effort tranchant qui sollicite le joint est supposé appliqué de part et d'autre de ce joint au centre de gravité du demi-assemblage.

l'effort tranchant T est repus par les couvre-joints de l'axe.

$$M = \frac{T}{2} d \text{ (pour 1 couvre-joint)}$$

on Verifie:  $M/W_{ca} \leq \sigma_c$  (flexion)

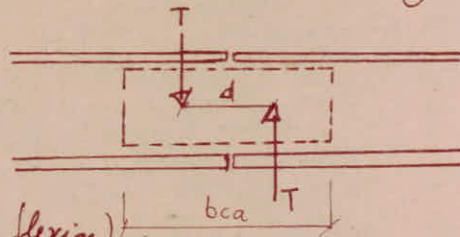
avec  $W_{ca} = \frac{e_{ca} \cdot b_{ca}^2}{6}$

d'où  $\frac{3 T d}{e_{ca} \cdot b_{ca}^2} \leq \sigma_c$  (pour la flexion)

Pour le cisaillement on Verifie:  $(\frac{T}{2} \cdot S) / e_{ca} I_{ca} \leq \sigma_0 / 1,54$

avec  $\begin{cases} S = e_{ca} \cdot \frac{b_{ca}^2}{8} \\ I_{ca} = e_{ca} \cdot \frac{b_{ca}^3}{12} \end{cases}$

d'où  $\frac{3}{4} \frac{T}{e_{ca} \cdot b_{ca}} \leq \frac{\sigma_c}{1,54}$

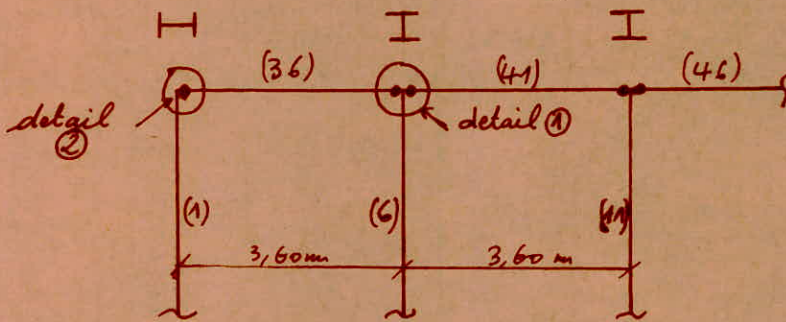


# Assemblage Poteau-Poutre. (Portique A)

Dans ce Portique les poutres sont aussi considérées comme articulées aux Poteaux.

## 1° Assemblage à l'âme du Poteau.

assemblage des Poutres (36) et (41) au même Poteau avec les mêmes boulons à l'aide de cornières equerres.



la Poutre (41) est un IPE 220 et aussi la Poutre (36), tandis que les Poteaux (1), (6) (11) sont des HEB 240.

## Caracteristiques geometriques des Profils.

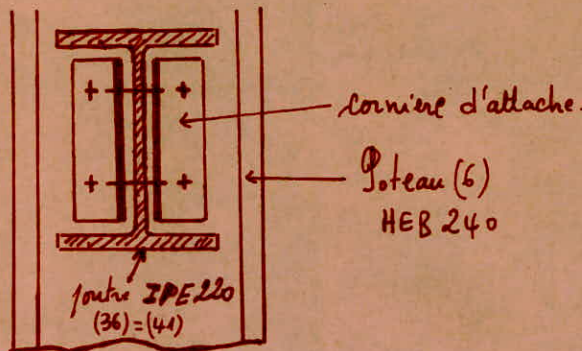
IPE 220

$h = 22 \text{ cm}$
$h_1 = 17,8 \text{ cm}$
$b = 11 \text{ cm}$
$a = 0,59 \text{ cm}$
$e = 0,92 \text{ cm}$

HEB 240

$h = 24 \text{ cm}$
$h_1 = 16,4 \text{ cm}$
$b = 24 \text{ cm}$
$a = 1 \text{ cm}$
$e = 1,7 \text{ cm}$

Detail 1 Vue de droite. = Vue de gauche.



au nœud d'assemblage on a les efforts suivants qui sont transmis par les poutres. (nœud 8).

Poutre (36) IPE220

$$\begin{cases} M=0 \\ N=9,605 \text{ t} \\ T=3,222 \text{ t} \end{cases}$$

Poutre (41) IPE220

$$\begin{cases} M=0 \\ N=9,826 \text{ t} \\ T=3,222 \text{ t} \end{cases}$$

a) assemblage cornières-Poutre.

cet assemblage est réalisé par 2 boulons ordinaires qui sont sollicités par 2 efforts de cisaillement perpendiculaires l'un dû à (N) et l'autre dû à (T).

$$T_1 \text{ (dû à } N) \quad T_1 = \frac{N/2}{2} = N/4 \quad (2 \text{ boulons et } 2 \text{ Plans de cisaillement})$$

$$T_2 \text{ (dû à } T) \quad T_2 = \frac{T/2}{2} = T/4 \quad ( \text{ " " " } )$$

$$T^* = \sqrt{T_1^2 + T_2^2}$$

on vérifie  $1,54 \frac{T^*}{A_r} \leq \sigma_c$

$\sigma_c = 3500 \text{ kg/cm}^2$

Poutre (41)

$$T_1 = N/4 = \frac{9826}{4} = 2456,5 \text{ kg}$$

$$T_2 = T/4 = \frac{3222}{4} = 805,5 \text{ kg}$$

$$\left. \begin{matrix} T_1 = 2456,5 \text{ kg} \\ T_2 = 805,5 \text{ kg} \end{matrix} \right\} T^* = 2585,2 \text{ kg}$$

$$A_r \geq 1,54 \cdot \frac{2585,2}{3500} = 1,137 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_r \geq 1,422 \text{ cm}^2 \quad (A = \frac{A_r}{0,8})$$

$$A = \frac{\pi d^2}{4} \Rightarrow d \geq 1,345 \text{ cm}$$

on prend  $d = 14 \text{ mm}$

donc on prend  $d = 14 \text{ mm}$  Pour les poutres (41) et (36).

b) assemblage cornières-Poteau.

on a 2 sections cisailées car on assemble deux poutres à l'aide d'un même poteau par des cornières squerres avec les mêmes boulons.

on réalise cet assemblage par 4 boulons qui seront sollicités par un

effort de cisaillement et un autre de traction

le cisaillement du boulon se fait dans deux sections différentes de part et d'autre de l'âme du poteau (on dimensionne le boulon pour la section la plus sollicitée).

soit :  $T = 3,222 \text{ t}$   $\longrightarrow$  cisaillement  
 $N = 9,826 \text{ t}$   $\longrightarrow$  traction.



pour 1 boulon on a :  $\begin{cases} N^* = N/4 = 9826/4 = 2456,5 \text{ kg.} & (4 \text{ bols}) \\ T^* = T/4 = 3222/4 = 805,5 \text{ kg.} & (4 \text{ bols et 1 Plan de cisailto}) \end{cases}$

on vérifie :  $\begin{cases} 1,25 \frac{N^*}{A_r} \leq \sigma_e \\ \frac{\sqrt{N^{*2} + 2,36 T^{*2}}}{A_r} \leq \sigma_e \end{cases}$

$\begin{cases} 1,25 \cdot \frac{2456,5}{A_r} \leq \sigma_e = 3500 \Rightarrow d_1 \geq 1,181 \text{ cm} \\ \frac{\sqrt{(2456,5)^2 + 2,36 \cdot (805,5)^2}}{A_r} \leq 3500 \Rightarrow d_2 \geq 1,118 \text{ cm} \end{cases}$

on prend  $d = 14 \text{ mm}$ .

donc Pour toute ce Portique on adoptera des boulons ordinaires de diamètre  $d = 14 \text{ mm}$ .

Vérification des conditions des Pièces assemblées.

a) condition d'épaisseur.

on a utilisé des cornières  $\text{L } 80 \times 80 \times 8$

\*  $e_{\min} = 0,59 \text{ cm}$  qui est l'épaisseur de l'âme de l'IPE 220.

$e_{\min} = 5,9 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$

donc  $d_{tr} \geq e_{\min} + 2 \text{ mm} = 5,9 + 2 = 7,9 \text{ mm}$ .

or  $d_{tr} = 14 + 2 = 16 \text{ mm} > 7,9 \text{ mm}$ . Vérifié.

⊕  $\Sigma e$  = somme de Pices assemblées, sans limitation car on n'a pas fait de fourures entre les Pices.

b) conditions de distance.

$d_{tr} = d + 2e = 14 + 2 = 16 \text{ mm.}$

•  $\underline{\delta = 80 \text{ mm.}}$

$48 \text{ mm} \leq \delta \leq 160 \text{ mm.}$

•  $\underline{\delta l = 40 \text{ mm}}$

$24 \text{ mm} \leq \delta l \leq 40 \text{ mm.}$

•  $\underline{\delta t = 40 \text{ mm}}$

$24 \text{ mm} \leq \delta t \leq 40 \text{ mm.}$

Vérification de la Pression diamétrale

$\frac{d_{tr}}{e_{min}} = \frac{16}{5,9} = 2,71 < 3$

(double section saignée  $\frac{d_{tr}}{e_{min}} \leq 3$ )

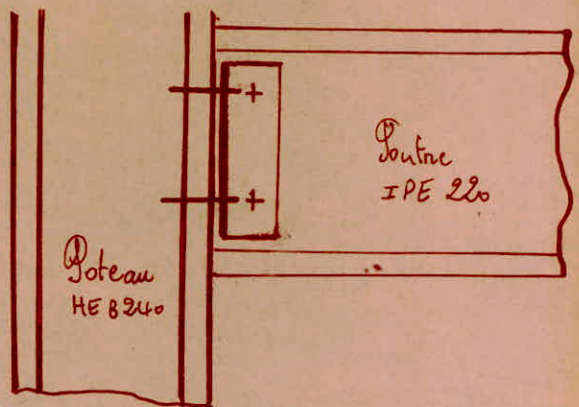
donc la Vérification de la Pression diamétrale est inutile.

2°/ Assemblage à la semelle du Poteau.

Les poutres de rives par exemple (36) et (61) du Plancher rez-de-chaussée sont assemblées à la semelle du Poteau en une extrémité et à l'âme du Poteau à l'autre extrémité et cela à l'aide de cornières équerres.

on étudie à titre indicatif la Poutre (36) assemblée à la semelle du Poteau (1) HEB 240.

Detail ② Vue de face.





a/ assemblage cornieres Poutre(36).

on a les mêmes efforts et le même nombre de boulons que pour l'assemblage a l'âme du poteau.

$N = 9,605 \text{ t}$  ,  $T = 3,222 \text{ t}$ .

d'où les mêmes vérifications , alors on prend  $d = 14 \text{ mm}$ .

b/ assemblage cornieres. Poteau.

aussi même vérification que précédemment donc on prend

$d = 14 \text{ mm}$ .

soit :  $\delta = 80 \text{ mm}$   $48 \text{ mm} \leq \delta \leq 160 \text{ mm}$ .

$\delta_l = 40 \text{ mm}$   $24 \text{ mm} \leq \delta_l \leq 40 \text{ mm}$ .

$\delta_t = 40 \text{ mm}$   $24 \text{ mm} \leq \delta_t \leq 40 \text{ mm}$ .

la vérification de la Pression diamétrale est inutile car  $\frac{d_{tr}}{e_{min}} = \frac{16}{5,9} = 2,71 < 3$ .

Remarque: Pour les poutres du planchers terrasse de ce Portique (A)

on prend :  $\delta = 60 \text{ mm}$  ,  $\delta_l = 40 \text{ mm}$  ,  $\delta_t = 40 \text{ mm}$ .

car la Poutre est un IPE 180 dont la partie droite de l'âme  $h_1 = 14,6 \text{ cm}$ .

Assemblage de diagonales de contreventement.  
aux Poteaux.

on a adopté les mêmes diagonales Pour le Portique (A) que Pour le portique (B). ceux du Portique (B) sont sollicités par l'effort (N) plus défavorable que celui du Portique (A) donc on fait le même assemblage pour les 2 Portiques qui est déjà fait pour (B).

# Verification Des Assemblages. (Portique C)

Assemblages sollicités par un moment fléchissant - un effort tranchant et un effort normal. (Assemblages par platine soudée)  
(Poutre - Platine - Poteau)

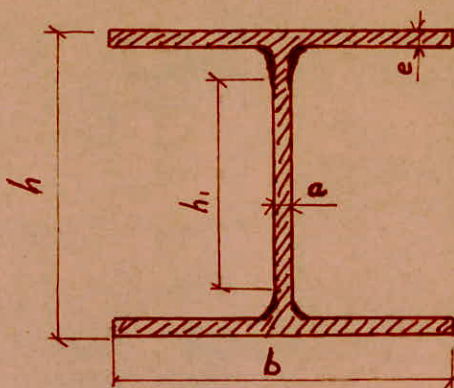
cet assemblage est composé de la Poutre (30) qui est un HEA 340. et du Poteau (10) qui est un HEA 320, par l'intermédiaire d'une Platine soudée à la Poutre et boulonnée au Poteau par des boulons HR.

Efforts sollicitant la Poutre (30) nœud 12.

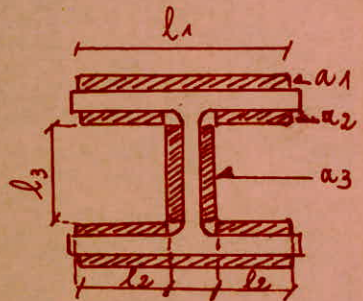
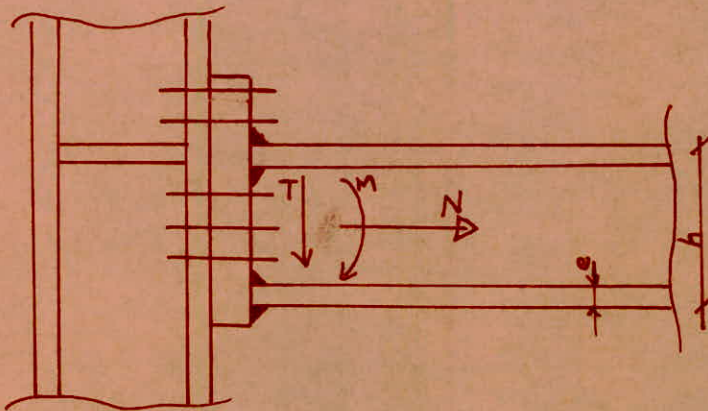
$$\begin{cases} M = 28,34 \text{ t.m.} \\ N = 6,067 \text{ t.} \\ T = 22,006 \text{ t.} \end{cases}$$

Caractéristiques géométriques des Profils (Poteau - Poutre).

<u>Caractéristiques</u> <u>Profils</u>	<u>h</u> <u>mm</u>	<u>b</u> <u>mm</u>	<u>a</u> <u>mm</u>	<u>e</u> <u>mm</u>	<u>r</u> <u>mm</u>	<u>h<sub>i</sub></u> <u>mm</u>	<u>A</u> <u>cm<sup>2</sup></u>
HEA 320	310	300	9	15,5	27	225	124,4
HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	133,5



# 10/ Verification de la soudure (Poutre - Platine)



## Hypotheses de calcul:

- $\left\{ \begin{array}{l} N \text{ se reparti uniformement entre tous les cordons.} \\ T \text{ est equilibre' par les cordons d'attaches de l'ame.} \\ M \text{ est equilibre' par les cordons d'attaches des semelles.} \end{array} \right.$

## Definition des differents parametres

- \* epaisseur utile du cordon - a -
- \* coef de reduction -  $\alpha$  -  
avec  $\alpha = \begin{cases} 1 & \text{si } a \leq 4 \text{ mm} \\ 0,8(1 + \frac{1}{a}) & \text{si } a > 4 \text{ mm.} \end{cases}$
- \* longueur utile du cordon - l -  $l = L - 2a$   
(L = longueur de l'element soudé).
- \* section de gorge du cordon -  $l \cdot a \cdot \alpha$  -

Pour les cordons d'ame:

on verifie:

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

avec les dimensions suivantes.

$$a_1 = a_2 = 11 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = \alpha_2 = 0,872$$

$$a_3 = 6 \text{ mm}$$

$$\alpha_3 = 0,933$$

$$l_1 = 27,8 \text{ cm}$$

$$l_2 = 10,725 \text{ cm}$$

$$l_3 = 24,3 \text{ cm}$$

alors .  $\sum l_i a_i \alpha_i = 2l_1 a_1 \alpha_1 + 4 l_2 a_2 \alpha_3 + 2l_3 a_3 \alpha_3 = 121,68 \text{ cm}^2$

.  $2 l_3 a_3 \alpha_3 = 27,20 \text{ cm}^2$

Pour les cordons d'âme

m Verifié:

$$\sqrt{1,4 \left( \frac{6067}{121,68} \right)^2 + 1,8 \left( \frac{22006}{27,2} \right)^2} = 1087 \text{ kg/cm}^2$$

$$1087 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Verifiée

Pour les cordons de semelles

m Verifié:

$$1,18 \left[ \frac{N}{\sum_{i=1}^3 l_i a_i \alpha_i} + \frac{M h}{h^2 l_1 a_1 \alpha_1 + 2(h-2e)^2 l_2 a_2 \alpha_3} \right]$$

$$1,18 \left[ \frac{6067}{121,68} + \frac{28,34 \times 10^5 \times 33}{33^2 \times 27,8 \times 1,1 \times 0,872 + 2(33-3,3)^2 \times 10,725 \times 11 \times 0,872} \right] = 2397,5 \text{ kg/cm}^2$$

donc on a bien  $2397,5 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$

Verifiée

Remarque: Si l'on reconstitue les sections des semelles et de l'âme de la poutre en réalisant une soudure à cœur après chanfreinage dans ce cas il n'y a aucune vérification à faire (C.T.C).

### 2/ Assemblage Platine - Poteau.

cet assemblage est réalisé par boulons HR<sub>10.9</sub> ( $\sigma_c = 9000 \text{ kg/cm}^2$ ).

Les efforts sollicitant cet assemblage.

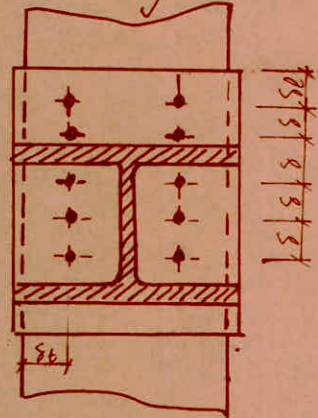
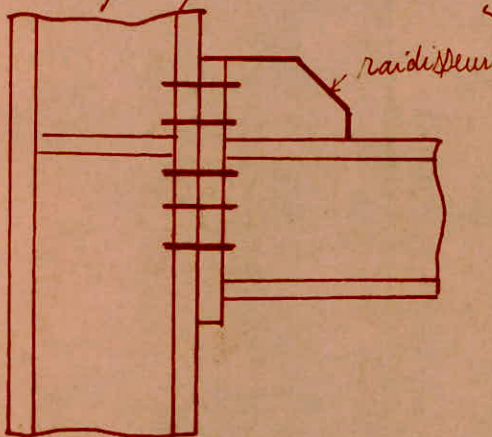
$$M = 28,34 \text{ t.m}$$

$$N = 6,67 \text{ t}$$

$$T = 22,006 \text{ t}$$

Assemblage par deux files de boulons.

on dispose pour cet assemblage 10 boulons soit 2 files de 5 boulons.



on prend :

$$d = \text{diamètre du boulon} = 22 \text{ mm}$$

$$d_{tr} = \text{diamètre du trou} = 24 \text{ mm} = d + 2 \text{ mm pour } 12 \leq d \leq 24$$

$$e = \text{épaisseur de la Platine} = 20 \text{ mm} < 2d = 44 \text{ mm}$$

Soient les conditions de distance suivantes.

$$\text{Pour } \underline{d = 22 \text{ mm}}$$

$$\underline{d_{tr} = 24 \text{ mm}}$$

$$s = 130 \text{ mm}$$

$$72 \text{ mm} \leq s \leq 240 \text{ mm}$$

$$s_e = 40 \text{ mm}$$

$$36 \text{ mm} \leq s_e \leq 60 \text{ mm}$$

$$s_t = 50 \text{ mm}$$

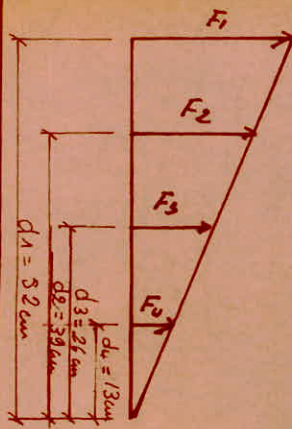
$$36 \text{ mm} \leq s_t \leq 60 \text{ mm}$$

La vérification de la Pression diamétrale  $s_t$  inutile car :

$$d_{s_{tmin}} = 24/16,5 = 1,55 < 6$$

Calcul de N dû à M.

Le moment fléchissant provoque une force de traction exercée sur les boulons.



$$\left\{ \begin{aligned} \frac{F_1}{d_1} &= \frac{F_2}{d_2} = \frac{F_3}{d_3} = \frac{F_4}{d_4} \\ M &= F_1 d_1 + F_2 d_2 + F_3 d_3 + F_4 d_4 \end{aligned} \right.$$

d'où  $F_1 = \frac{M d_1}{\sum_{i=1}^4 d_i^2}$

$$F_1 = \frac{28,34 \times 10^5 \times 52}{52^2 + 39^2 + 26^2 + 13^2} = 29066,66 \text{ kg}$$

donc : Pour 1 boulons  $F^* = F_1/2 = 14533,33 \text{ kg}$ .

Effet de Net T.

$$T^* = T/10 = \frac{22006}{10} = 2200,6 \text{ kg (Par boulon)}$$

$$N^* = N/10 = \frac{6067}{10} = 606,7 \text{ kg (Par boulon)}$$

on Verifie :

$$\left\{ \begin{aligned} T^* &\leq 1,1 \varphi (0,8 A_r \sigma_{en} - N^*) \\ N^* &\leq N_0 \end{aligned} \right.$$

avec  $N_0 = 0,8 A_r \sigma_{en}$  = effort precontraint du boulon.

pour :  $d = 22 \text{ mm}$        $\sigma_{en} = 9000 \text{ kg/cm}^2$

$$N_0 = 0,8 \cdot \left( 0,8 \cdot \frac{\pi \cdot (2,2)^2}{4} \cdot 9000 \right) = 21895,65 \text{ kg}$$

$$1,1 \varphi (0,8 A_r \sigma_{en} - N^*) = 1,1 \times 0,3 (21895,65 - 606,7) = 7025,35 \text{ kg}$$

$$T^* = 2200,6 \text{ kg} < 7025,35 \text{ kg}$$

$$N^* = 606,7 \text{ kg} < 21895,65 \text{ kg}$$

Verifiee

Effet de M et N :

$$N^* = 606,7 \text{ kg (traction)} \quad F^* = 14533,33 \text{ kg (traction)}$$

on Verifie :

$$N^* + F^* \leq N_0$$

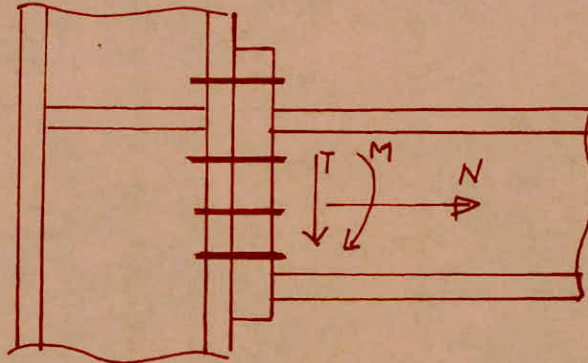
$$606,7 + 14533,33 = 15140 \text{ kg} < 21895,65 \text{ kg} \text{ verifiee}$$

Assemblage de la Poutre (29) au Poteau (9). (P.P.P).

cette poutre est un HEA 360, le Poteau est un HEA320.

Les efforts sollicitant cet assemblage : (noeud 11)

$M = 22,84 \text{ t.m}$  ,  $N = 2,758 \text{ t}$  ,  $T = 15,694 \text{ t}$ .



1°) Verification de la soudure. (Poutre - Platine).

$a_1 = a_2 = 11 \text{ mm}$	$\alpha_1 = \alpha_2 = 0,872$
$a_3 = 6 \text{ mm}$	$\alpha_3 = 0,933$
$l_1 = 27,8 \text{ cm}$ , $l_2 = 10,725 \text{ cm}$	$l_3 = 24,3 \text{ cm}$

$\sum_{i=1}^3 l_i a_i \alpha_i = 2l_1 a_1 \alpha_1 + 4l_2 a_2 \alpha_2 + 2l_3 a_3 \alpha_3 = 121,68 \text{ cm}^2$

$2l_3 a_3 \alpha_3 = 27,20 \text{ cm}^2$

Pour les cordons d'axe :

on Verifie:

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

$$\sqrt{1,4 \left( \frac{2758}{121,68} \right)^2 + 1,8 \left( \frac{15694}{27,2} \right)^2} = 775 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Verifiee.

Pour les cordons de semelles

on Verifie:

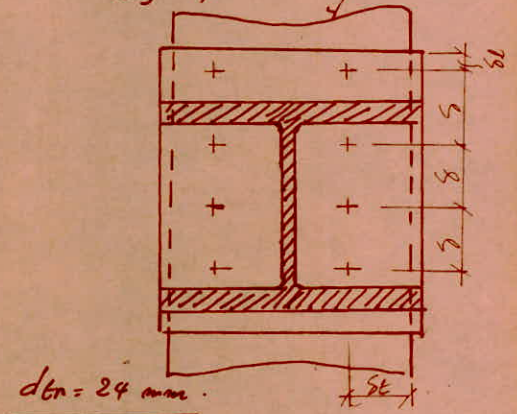
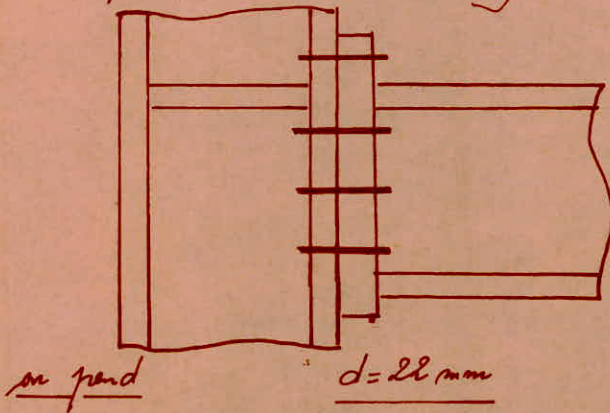
$$1,18 \left( \frac{N}{\sum l_i a_i \alpha_i} + \frac{M h}{h^2 l_1 a_1 \alpha_1 + 2(h-2e)^2 l_2 a_2 \alpha_2} \right) \leq \sigma_c$$

$$1,18 \left| \frac{2758}{121,68} + \frac{22,84 \times 10^5 \times 33}{33^2 \cdot 27,9 \times 1,1 \times 0,872 + 2(33-3,3)^2 \times 10,725 \times 1,1 \times 0,872} \right| = 1911,5 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Vérifié.

20/ Assemblage Platine - Poteau.

on dispose pour cet assemblage 8 boulons HR10-9, soit 2 files de 4 boulons.



s = 130 mm , s\_b = 40 mm , s\_b = 50 mm

Calcul de N dû à M:

$$F_1 = \frac{M d_1}{\sum d_i^2}$$

avec :  $\begin{cases} d_1 = 39 \text{ cm} , d_2 = 26 \text{ cm} , d_3 = 13 \text{ cm} \\ M = 22,84 \text{ t.m} \end{cases}$

$$F_1 = \frac{22,84 \times 10^5 \times 39}{39^2 + 26^2 + 13^2} = 37648,4 \text{ kg} \quad (\text{Pour deux boulons}).$$

$$F^* = F_1 / 2 = 18824,2 \text{ kg} \quad (\text{Pour 1 boulon}).$$

a) Effet de l'effort normal (N) et l'effort tranchant (T).

$$T^* = T / 8 = \frac{15694}{8} = 1961,75 \text{ kg}$$

$$N^* = N / 8 = \frac{2758}{8} = 344,75 \text{ kg}$$

on Vérifie:  $\begin{cases} T^* \leq 1,1 U (0,8 A_r \sigma_{en} - N^*) \\ N^* \leq N_o \end{cases}$

avec  $N_o = 0,8 A_r \sigma_{en} = 0,8 (0,8 \pi \frac{2,2^2}{2} \cdot 9000) = 21895,65 \text{ kg}$



$$1,1 \mathcal{C}(0,8 \text{ Ar Sen} - N^*) = 1,1 \times 0,3 (21895,65 - 344,75) = 7111,8 \text{ kg.}$$

$$T^* = 1961,75 \text{ kg} < 7111,8 \text{ kg.}$$

$$N^* = 344,75 \text{ kg} < N_0 = 21895,65 \text{ kg.}$$

Verifiée

Effet du Moment (M) et de l'effort Normal (N).

$$N^* = 344,75 \text{ kg.}$$

$$F^* = 18824 \text{ kg.}$$

à Verifier:  $N^* + F^* \leq N_0.$

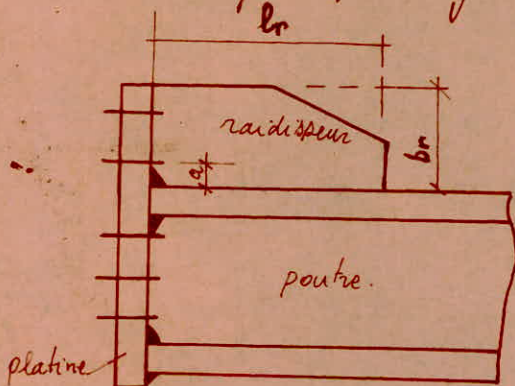
$$344,75 + 18824 = 19168,75 \text{ kg} < N_0 = 21895,65 \text{ kg.}$$

Verifiée.

Remarque:

① Toute les Poutres de ce portique seront assemblées par 8 boulons HR<sub>10-9</sub> (Schema d'assemblage de la Poutre (29)) sauf la Poutre (30) sera assemblée par 10 boulons HR<sub>10-9</sub>. (figure), cette différence est due aux grands moments aux appuis de la Poutre (30), -cette dernière est une poutre du Plancher de la salle machines et reçoit un poteau et une poutre à sa mi-portée d'où une très grande charge concentrée à sa mi-portée.

② Pour la poutre (30) on met un raidisseur entre les quatre boulons extérieurs pour qu'il n'y ait pas flexion de la Platine.



caracteristiques geometriques du raidisseur.

$$* br = 15 \text{ cm} > a + 1,5 d_{tr} = 9 + 1,5 \times 24 = 26,5 \text{ cm}$$

$$* l_r = 30 \text{ cm} \geq 2 br = 30 \text{ cm}$$

\* epaisseur du raidisseur doit être

au moins égale à l'épaisseur de l'aile de la poutre soit  $e_r = 1 \text{ cm} > 0,95 \text{ cm.}$

③ on peut mettre aussi des raidisseurs réglementairement pour toute les poutres encastées.

calcul du contre-joint du poteau (9) Portique C.

il est soumis aux effort suivants.

$$\left| \begin{array}{l} N = 65,888 \text{ t} \\ T = 0,561 \text{ t} \\ M = 0,409 \text{ t.m.} \end{array} \right. \quad (\text{à } 70 \text{ cm du niveau du plancher du } 3^{\text{e}} \text{ étage})$$

Caractéristiques géométrique du Poteau HEA 320.

$$\left| \begin{array}{l} h = 310 \text{ mm} \\ b = 300 \text{ mm} \\ a = 9 \text{ mm} \\ e = 15,5 \text{ mm} \end{array} \right. \quad \left| \begin{array}{l} r = 27 \text{ mm} \\ h_1 = 225 \text{ mm} \\ A = 124,4 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

a/ contre-joints de semelles.

ils sont sollicités par l'effort normal et le moment fléchissant

$$N^* = N_1 \text{ (dû à } M) + N_0$$

$$N_0 = N \cdot \frac{A_s}{A} \quad \begin{array}{l} A_s = 2b \cdot e = 2 \times 300 \times 1,55 = 930 \text{ cm}^2 \\ A = 124,4 \text{ cm}^2 \end{array}$$

$$N_0 = 65,888 \times \frac{93}{124,4} = 49,26 \text{ t}$$

$$N_1 \text{ (dû à } M) = \frac{M}{h} = \frac{0,409 \times 10^5}{31} = 1319,35 \text{ kg} = 1,32 \text{ t}$$

$$N^* = N_1 + N_0 = 50,6 \text{ t}$$

soit  $e_{c_j} = 18 \text{ mm}$  (épaisseur du contre-joint de semelle  $2 \times 9 \text{ mm}$ )  
 $b_{c_j} = 280 \text{ mm}$

on prend le diamètre du boulon  $d = 16 \text{ mm}$  ;  $d_{en} = 18 \text{ mm}$

toute les vérifications sont satisfaites (Poteau 28 du Portique B)

donc on ne donne ici que les résultats.

l'effort maximum par boulon  $T = \frac{P_e \cdot A_r}{1,54} = \frac{3500 \times 1,6084}{1,54} = 3,6557 \text{ t}$

donc le nombre de Boulons nécessaire est :

$$n = \left( \frac{N^*}{T} \right) / 2 \quad (\text{2 sections assaillées})$$

$$n = \frac{50,6}{3,6557 \times 2} = 6,92 \quad \text{soit } \underline{n = 8 \text{ boulons}}$$

on disposera ces 8 boulons en 2 file Verticales.

conditions de distances :

$$\begin{aligned} \delta &= 80 \text{ mm} \\ \delta_L &= 40 \text{ mm} \\ \delta_t &= 40 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 54 \text{ mm} &\leq \delta \leq 180 \text{ mm} \\ 27 \text{ mm} &\leq \delta_L \leq 45 \text{ mm} \\ 27 \text{ mm} &\leq \delta_t \leq 45 \text{ mm} \end{aligned}$$

b/ l'ouvroir joint d'âme.

Les ouvroirs joints reprennent l'effort tranchant et une part de l'effort normal. (T est négligeable car très faible).

$$N_a = N - N_s = 65,888 - 49,26 = 16,628 \text{ t}$$

on prend :

$$\begin{aligned} e_{ca} &= 10 \text{ mm} \\ h_{ca} &= h_1 = 225 \text{ mm} \end{aligned}$$

soit :  $d = 10 \text{ mm}$  ,  $d_{tr} = 11 \text{ mm}$ .

toutes les conditions sont satisfaites pour le poteau (28) portique (B).

l'effort maximum par boulon est :

$$T = \frac{N_a \cdot A_p}{1,54} = \frac{3,500 \times 0,6283}{1,54} = 1,428 \text{ t}$$

donc le nombre de boulons nécessaires est :

$$n' = \left( \frac{N_a}{T} \right) / 2 \quad (2 \text{ sections saillies})$$

$$n' = \frac{16,628}{1,428 \times 2} = 5,82 \quad \text{soit } n' = 6 \text{ boulons}$$

on disposera ces 6 boulons en 2 files verticales.

conditions de distances :

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

$$33 \text{ mm} \leq \delta \leq 110 \text{ mm}$$

$$\delta_L = 25 \text{ mm}$$

$$16,5 \text{ mm} \leq \delta_L \leq 27,5 \text{ mm}$$

$$\delta_t = 25 \text{ mm}$$

$$16,5 \text{ mm} \leq \delta_t \leq 27,5 \text{ mm}$$

Vérification des contraintes :

a/ effet du moment :

$$N_1 = M/h = \frac{0,409 \times 10^5}{31} = 1319,35 \text{ kg}$$

$$\sigma_1 = \frac{4 N_1}{h_{cs} \cdot e_{cs}} = \frac{4 \times 1319,35}{28 \times 1,8} = 104,71 \text{ kg/cm}^2$$

b) effet de l'effort normal (N):

$$\sigma_2 = \sigma(\text{du à } N) = \frac{N}{2(e_{ca} \cdot h_{ca} + e_{cs} \cdot h_{cs})} = \frac{65888}{2(1 \times 22,5 + 1,8 \times 28)}$$

$$\sigma_2 = 452 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = 46 + 452 = 498 \text{ kg/cm}^2$$

c) effet de l'effort tranchant:

L'effort tranchant qui sollicite le joint se suppose appliqué de part et d'autre de ce joint au centre de gravité du demi-assemblage.

$$M = \frac{T}{2} d \quad (\text{pour 1 contre-joint}).$$

on veut:  $M/w_{ca} \leq \sigma_e$

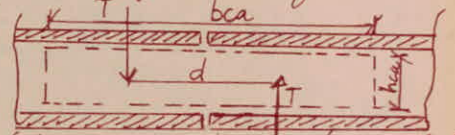
$$w_{ca} = \frac{e_{ca} \cdot b_{ca}}{6}$$

$$\text{d'où: } \frac{3 T d}{e_{ca} b_{ca}} = \frac{3 \times 561 \times 24}{1 \times 45^2} = 19,94 \text{ kg/cm}^2 \ll 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Pour le cisaillement on veut:

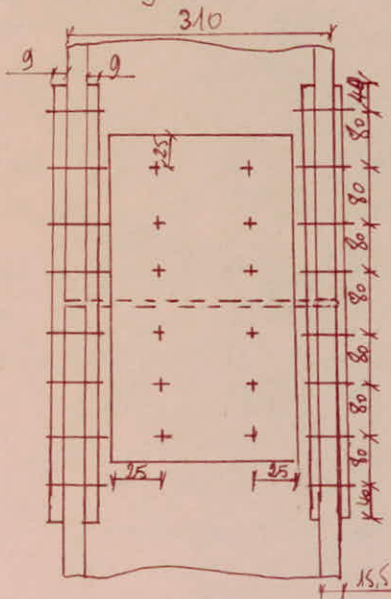
$$\frac{3}{4} \frac{T}{e_{ca} \cdot b_{ca}} \leq \frac{\sigma_e}{1,54}$$

$$\frac{3}{4} \frac{561}{1 \times 45} = 9,35 \text{ kg/cm}^2 \ll 1558,5 \text{ kg/cm}^2$$

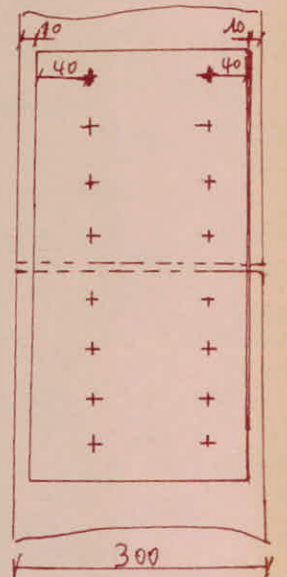


Schématisation: ( Pour tous les poteaux et à l'axe au dessus du plancher du 3<sup>ème</sup> étage )

contre-joints de l'âme  
vue de face.



contre-joints de flèches  
vue de face.



$$b_{ca} = 450$$

$$h_{ca} = 225 \text{ mm}$$

$$e_{ca} = 10 \text{ mm}$$

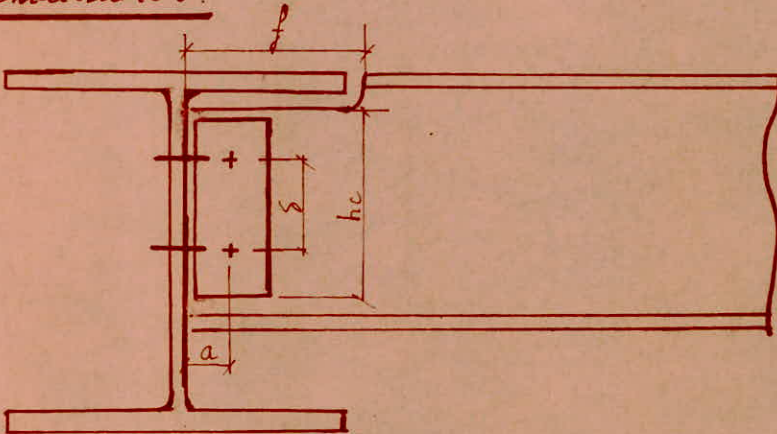
$$b_{cs} = 640 \text{ mm}$$

$$h_{cs} = 280 \text{ mm}$$

$$e_{cs} = 18 \text{ mm}$$

Assemblage Solive-Poutre.  
(attache Poutres sur Poutres)

Schematisation.



Plancher courant:

$$G = 448 \text{ kg/m}^2$$
$$P = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$q = \left( \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P \right) l' \quad , \quad l' = \text{distance entre 2 solives consecutives}$$

$$q = \left( \frac{4}{3} \times 448 + \frac{3}{2} \times 250 \right) 1,2 = \underline{1616,8 \text{ kg/ml}}$$

l'effort tranchant max:  $T = q \frac{l}{2} = 1616,8 \times \frac{3,6}{2} = 2100,24 \text{ kg}$

$$\underline{T = 2100,24 \text{ kg}}$$

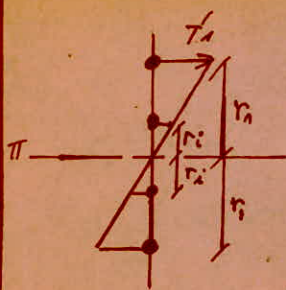
Cisaillement des boulons.

\* côte poutre portée:  $n = 2$  boulons

$$T_1' = \frac{T}{n} \quad (\text{Par boulon}).$$

avec en plus le moment dû à l'excentrement ( $a$ ), ce moment sera équilibré par des réactions horizontales sur les boulons.

si  $I_B$  est l'inertie de ces boulons.



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

$A =$  section d'un boulon  
 $r_i =$  distance d'un boulon au centre d'inertie de la ligne des boulons.

Le boulon le plus éloigné à la distance  $r_1$  subira une contrainte due à la flexion.  $\sigma = \frac{T \cdot a}{I_B r_1} = \frac{T a}{A} \cdot \frac{r_1}{\sum_{i=1}^n r_i^2}$

on a donc un effort correspondant.  $T'_1 = \sigma \cdot A$ .

$$T'_1 = \sigma \cdot A = T a \cdot \frac{n}{\sum_{i=1}^n r_i^2} = T a \cdot \frac{\alpha}{n \delta} \quad \text{avec} \quad \frac{r_1}{\sum_{i=1}^n r_i^2} = \frac{\alpha}{n \delta}$$

d'où  $T'_1 = T a \cdot \frac{\alpha}{n \delta}$

$\delta =$  distance entre 2 boulons  
 $n =$  nombre de boulons  
 $\alpha$  suivant le tableau.

n	2	3	4	5	6	7
$\alpha/n$	1	0,5	0,3	0,2	0,143	0,107
$\alpha$	2	1,5	1,2	1	0,858	0,749
$\alpha^2$	4	2,25	1,44	1	0,735	0,562

L'effort dans le boulon le plus sollicité sera :

$$T_1 = \sqrt{T_1'^2 + T_1''^2} = \frac{T}{n} \sqrt{1 + \frac{a^2 \alpha^2}{\delta^2}} \leq 2 \times 0,65 A_r \sigma_{red}$$

donc:  $T \leq \frac{1,3 n \cdot A_r}{\sqrt{1 + \frac{a^2 \alpha^2}{\delta^2}}} \sigma_e$  ( $\sigma_e = \sigma_{red} = 3500 \text{ kg/cm}^2$ )

on prend:  $d = 8 \text{ mm}$ .

$d_{er} = 9 \text{ mm}$ .

$\delta = 70 \text{ mm}$ .

$24 \text{ mm} \leq \delta \leq 80 \text{ mm}$ .

$\delta_l = 20 \text{ mm}$

$12 \text{ mm} \leq \delta_l \leq 20 \text{ mm}$ .

$\delta_t = 20 \text{ mm}$ .

$12 \text{ mm} \leq \delta_t \leq 20 \text{ mm}$ .

les attaches sont des cornières  $40 \times 40 \times 5$

pour:  $n = 2 \rightarrow \alpha = 2$ .

$a = 20 \text{ mm} = 2 \text{ cm}$

$$\frac{1,3 \times 2 \times 0,402}{\sqrt{1 + \frac{2^2 \times 2^2}{7^2}}} 3500 = 3176,2 \text{ kg.}$$

donc  $T = 2100,24 \text{ kg} < 3176,2 \text{ kg}$  Verifiée.

\* côte Poutre Porteuse: (2 n' boulons).

$n' = 2$  boulons.

on Verifie:  $T \leq 1,3 n' A_r \sigma_e$ .

$A_r = 0,8 \pi \cdot \frac{0,8^2}{4} = 0,402 \text{ cm}^2$ .

$\sigma_e = \sigma_e = 3500 \text{ kg/cm}^2$ .

$1,3 \times 2 \times 0,402 \times 3500 = 3658,2 \text{ kg}$ .

$T = 2100,24 \text{ kg} < 3658,2 \text{ kg}$

Verifiée

Verification des profils.

- Pression diamétrale (Poutre Portée).

on Verifie:  $T \leq \frac{3 \cdot n \cdot d_{tr} \cdot e_a}{\sqrt{1 + \frac{a^2 \cdot 2^2}{f^2}}} \sigma_e$ .

$n = 2$ .

$e_a = \text{épaisseur de l'âme} = 0,5 \text{ cm}$ .

$\sigma_e = 3500 \text{ kg/cm}^2$ .

$\frac{3 \times 2 \times 0,9 \cdot 0,5 \cdot 3500}{\sqrt{1 + \frac{2^2 \cdot 2^2}{7^2}}} = 8204,9 \text{ kg}$ .

donc  $T = 2100,24 \text{ kg} < 8204,9 \text{ kg}$ .

- Pression diamétrale (Poutre Porteuse) Verifiée.

on Verifie:  $T \leq 6 n' d_{tr} e_a \sigma_e$ .

$n' = 2$  ;  $d_{tr} = 0,9 \text{ cm}$ ,  $e_a = 0,53$ . (IPE 180 la plus petite poutre existant)

$\sigma_e = \sigma_e = 3500 \text{ kg/cm}^2$ .

$6 \times 2 \times 0,9 \times 0,53 \times 3500 = 20034 \text{ kg}$ .

on a bien  $T = 2100,24 \text{ kg} < 20034 \text{ kg}$  Verifiée.

- Effort tranchant dans la poutre portée.

au droit de la section des boulons avec la hauteur de l'âme  
(attention au grugeage).

on vérifie:  $T \leq 0,65 (h_a - n \text{ der}) e_a \sigma_e$

$h_a = 10 \text{ cm} \quad , \quad e_a = 0,5 \text{ cm} \quad , \quad n = 2 \quad , \quad \text{der} = 0,9$

$0,65 (10 - 2 \times 0,9) 0,5 \times 3500 = 9327,5 \text{ kg}$

$2100,24 \text{ kg} < 9327,5 \text{ kg}$  Vérifiée.

- Moment fléchissant dans la poutre portée.

on vérifie dans la section située au bord de l'aile grugée on a:

$M = T \cdot f$

avec  $f = 15,5 \text{ cm}$

on vérifie:  $T \leq \frac{I}{\sqrt{J}} \cdot \frac{\sigma_e}{f}$

$(\frac{I}{\sqrt{J}}) = \frac{A_a^2 h_a^2 + A_s^2 e_s^2 + A_a A_s (4 h_a^2 + 6 h_a e_s + 4 e_s^2)}{6 A_s (2 h_a + e_s) + 6 A_a h_a}$  (aile supérieure grugée)

- avec:  $h_a =$  hauteur de l'âme  $= 10 \text{ cm}$
- $e_s =$  épaisseur des semelles  $= 0,74 \text{ cm}$
- $A_a =$  aire de l'âme  $= 5 \text{ cm}^2$
- $A_s =$  aire de la semelle inférieure  $= 60,68 \text{ cm}^2$

$(\frac{I}{\sqrt{J}}) = 13,33 \text{ cm}^3$

$\frac{I}{\sqrt{J}} \cdot \frac{\sigma_e}{f} = 13,33 \cdot \frac{3500}{15,5} = 3010 \text{ kg}$

on a bien:  $T = 2100,24 \text{ kg} < 3010 \text{ kg}$

Vérifiée.

Vérification des cornières d'attaches:

- Pression diamétrale côté poutre portée.

on vérifie:  $T \leq \frac{6 \cdot n \cdot d_n \cdot e_c}{\sqrt{1 + \frac{a^2 \cdot d^2}{\zeta^2}}} \sigma_e$

$\left\{ \begin{array}{l} e_c = \text{épaisseur des} \\ \text{attaches} = 0,6 \text{ cm} \\ \sigma_e = 3500 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

$T = 2100,24 \text{ kg} < \frac{6 \times 2 \times 0,9 \times 0,5 \cdot 3500}{\sqrt{1 + \frac{2^2 \times 2^2}{7^2}}} = 16409,8 \text{ kg}$

Vérifiée



- pression diamétrale côté poutre porteuse.

$$T \leq 6 n' d_{tr} e_c \sigma_e.$$

$$T = 2100,24 \text{ kg} < 6 \times 2 \times 0,9 \times 0,5 \times 3500 = 18900 \text{ kg.}$$

Verifiée.

Les conditions de Pincés etant vérifiées.

$$\delta = 7 \text{ cm}, \quad \delta_t = 2 \text{ cm}, \quad \delta_e = 2 \text{ cm}.$$

Effort tranchant dans les attaches.

- côté poutre portée:

$$T \leq 0,866 \cdot e_c (h_c - n d_{tr}) \sigma_e.$$

$$T = 2100,24 \text{ kg} < 0,866 \times 0,5 (10 - 2 \times 0,9) 3500 = 12427,1 \text{ kg.}$$

Verifiée.

- Moment flechissant dans les attaches:

- côté poutre portée:

$$T \leq \frac{2}{a} \cdot (I/V)_c \cdot \sigma_e.$$

avec  $(I/V)_c$  = module de résistance des attaches dans la section des boulons.

$$(I/V)_c = e_c \left( \frac{h_c^2}{6} - \frac{n \cdot d_{tr} \cdot \delta \cdot b}{\alpha h_c} \right).$$

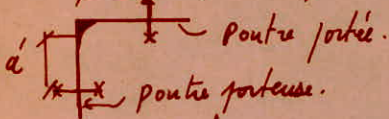
$$(I/V)_c = 0,5 \left( \frac{11^2}{6} - \frac{2 \times 0,9 \times 7 \times 3,5}{2 \times 11} \right) = 9,08 \text{ cm}^3.$$

$$T = 2100,24 \text{ kg} < \frac{2}{2} \times 9,08 \times 3500 = 31783,71 \text{ kg.}$$

Verifiée.

Moment flechissant dans les attaches.

- côté poutre porteuse.



on Verifie:

$$T \leq \frac{e_c h_c^2}{3 a'} \sigma_e.$$

$$a = a' = 2 \text{ cm}.$$

$$T = 2100,24 \text{ kg} < \frac{0,5 \times 11^2}{3 \times 2} \times 3500 = 35291,66 \text{ kg.}$$

Verifiée.

### Assemblage de la Poutre (d) à la Poutre (e).

(Attache poutre sur poutre avec cornières égales).

Les deux poutres à assembler sont des grands profils:

Poutre portée HEA 320 et la Poutre porteuse HEA 340.

Cet assemblage est sollicité par un effort tranchant  $T = 10,825 \text{ t}$ .

Cisaillement des boulons.

- côté poutre portée. ( $n = 3$  boulons).

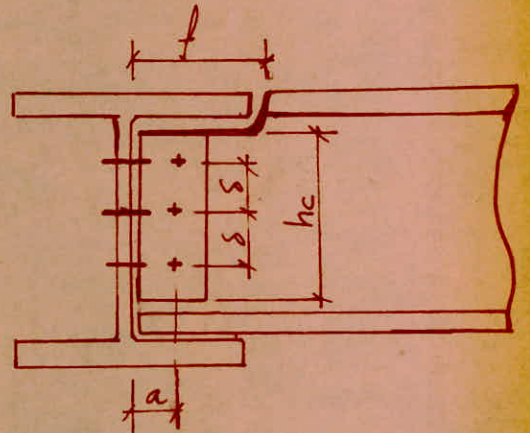
on prend:  $d = 16 \text{ mm}$ ;  $d_{er} = 18 \text{ mm}$

$\delta = 80 \text{ mm}$ ;  $48 \text{ mm} \leq \delta \leq 160 \text{ mm}$

$\delta_l = 30 \text{ mm}$ ;  $24 \text{ mm} \leq \delta_l \leq 40 \text{ mm}$

$\delta_t = 40 \text{ mm}$ ;  $24 \text{ mm} \leq \delta_t \leq 40 \text{ mm}$ .

Les attaches sont des cornières 80x80x8.



on vérifie pour le cisaillement des boulons.

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

$$\frac{1,3 \times 3 \times 1,608 \cdot 3500}{\sqrt{1 + \frac{4^2 \cdot 1,5^2}{8^2}}} = 17559,36 \text{ kg}$$

$$T = 10,825 \text{ t} < 17,56 \text{ t}$$

Vérifiée.

$d = 16 \text{ mm}$ .

$n = 3$

$a = 4 \text{ cm}$

$\alpha = 1,5$  (voir tableau).

côté poutre porteuse. ( $2n'$  boulons)

$n' = 3$  boulons.

on vérifie:

$$T \leq 1,3 n' A_r \sigma_c = 1,3 \times 3 \times 1,608 \times 3500 = 21949,2 \text{ kg}$$

$$T = 10,825 \text{ t} < 21,949 \text{ t}$$

Vérifiée.

Vérification des profils.

- Pression diamétrale (poutre portée).

on Verifie:

$$T \leq \frac{3 n d_{tr} \cdot e_a \sigma_e}{\sqrt{1 + \frac{a^2 \alpha^2}{\delta^2}}} = \frac{3 \times 3 \times 1,8 \times 0,9 \times 3500}{\sqrt{1 + \frac{4^2 \times 1,5^2}{8^2}}} = 40824 \text{ kg}$$

$$T = 10,825 \text{ t} < 40,824 \text{ t} \quad \underline{\text{Verifiee}}$$

- Pression diametrale (poutre portee)

on Verifie:

$$T \leq 6 n' d_{tr} \cdot e_a \cdot \sigma_e$$

$$T = 10,825 \text{ t} < 6 \times 3 \times 1,8 \times 0,95 \times 3500 = 107,73 \text{ t}$$

Verifiee

Effort tranchant dans la Poutre portee.

on Verifie:

$$T \leq 0,65 (h_a - n d_{tr}) e_a \sigma_e$$

$$h_a = 22,4 \text{ cm} \quad (\text{attention au gringage})$$

$$T = 10,825 \text{ t} < 0,65 (22,4 - 3 \times 1,8) 0,9 \times 3500 = 34,8 \text{ t}$$

Verifiee

- Moment flechissant dans la poutre portee.

$$M = T \cdot f$$

$$f = 15,5 \text{ cm}$$

on Verifie:

$$T \leq I_N \frac{\sigma_e}{f}$$

$$(I_N) = 146,72 \text{ cm}^3$$

$$\text{avec } \begin{cases} h_a = 22,4 \text{ cm} ; e_a = 1,55 \text{ cm} \\ A_n = 20,16 \text{ cm}^2 ; A_d = 46,5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$T = 10,825 \text{ t} < 146,72 \times \frac{3500}{15,5} = 33,13 \text{ t} \quad \underline{\text{Verifiee}}$$

Verification des cornieres d'attaches.

- Pression diametrale cote poutre portee.

( $e_c = 0,8 \text{ cm}$ )  
epaisseur des attaches.

on Verifie:

$$T \leq \frac{6 \cdot n \cdot d_{tr} \cdot e_c \cdot \sigma_e}{\sqrt{1 + \frac{a^2 \alpha^2}{\delta^2}}} = \frac{6 \times 3 \times 1,8 \times 0,8 \times 3500}{\sqrt{1 + \frac{4^2 \cdot 1,5^2}{8^2}}}$$

$$T = 10,825 \text{ t} < 72,6 \text{ t} \quad \underline{\text{Verifiee}}$$

Pression diametrale cote poutre portee.

$$T \leq 6 \cdot n' \cdot d_{tr} \cdot e_c \cdot \sigma_e = 6 \times 3 \times 1,8 \times 0,8 \times 3500 = 90,72 \text{ t}$$

$$T = 10,825 \text{ t} < 90,72 \text{ t} \quad \underline{\text{Verifiee}}$$

Les conditions de Pincés sont vérifiées.

$$\delta = 8 \text{ cm}, \quad \delta_l = 3 \text{ cm}, \quad \delta_t = 4 \text{ cm}.$$

Effort tranchant dans les attaches.

on vérifie: - côté Poutre portée:  
 $T \leq 0,866 \cdot e_c \cdot (h_c - n \cdot d_{tr}) \cdot \sigma_c.$

$$T = 10,825 \text{ t} < 0,866 \cdot 0,8 \cdot (22,4 - 3 \times 1,8) \cdot 3,500 = 41,22 \text{ t}.$$

Vérifiée.

- Moment flechissant dans les attaches.

- côté poutre portée.

on vérifie:  $T \leq \frac{2}{a} \left( \frac{I}{v} \right)_c \cdot \sigma_c.$

$$\left( \frac{I}{v} \right)_c = e_c \left( \frac{h_c^2}{6} - \frac{n \cdot d_{tr} \cdot \delta \cdot n}{\alpha \cdot h_c} \right) = 0,8 \left( \frac{22,4^2}{6} - \frac{3 \times 1,8 \times 8 \times 8}{1,5 \times 22,4} \right) =$$
$$\left( \frac{I}{v} \right)_c = 58,67 \text{ cm}^3.$$

$$T = 10,825 \text{ t} < \frac{2}{4} \times 58,67 \cdot 3,500 = 102,68 \text{ t}.$$

Vérifiée.

- côté poutre porteuse.

on vérifie.  $T \leq \frac{e_c \cdot h_c^2}{3 a'} \cdot \sigma_c.$

$$a = a' = 4 \text{ cm}.$$

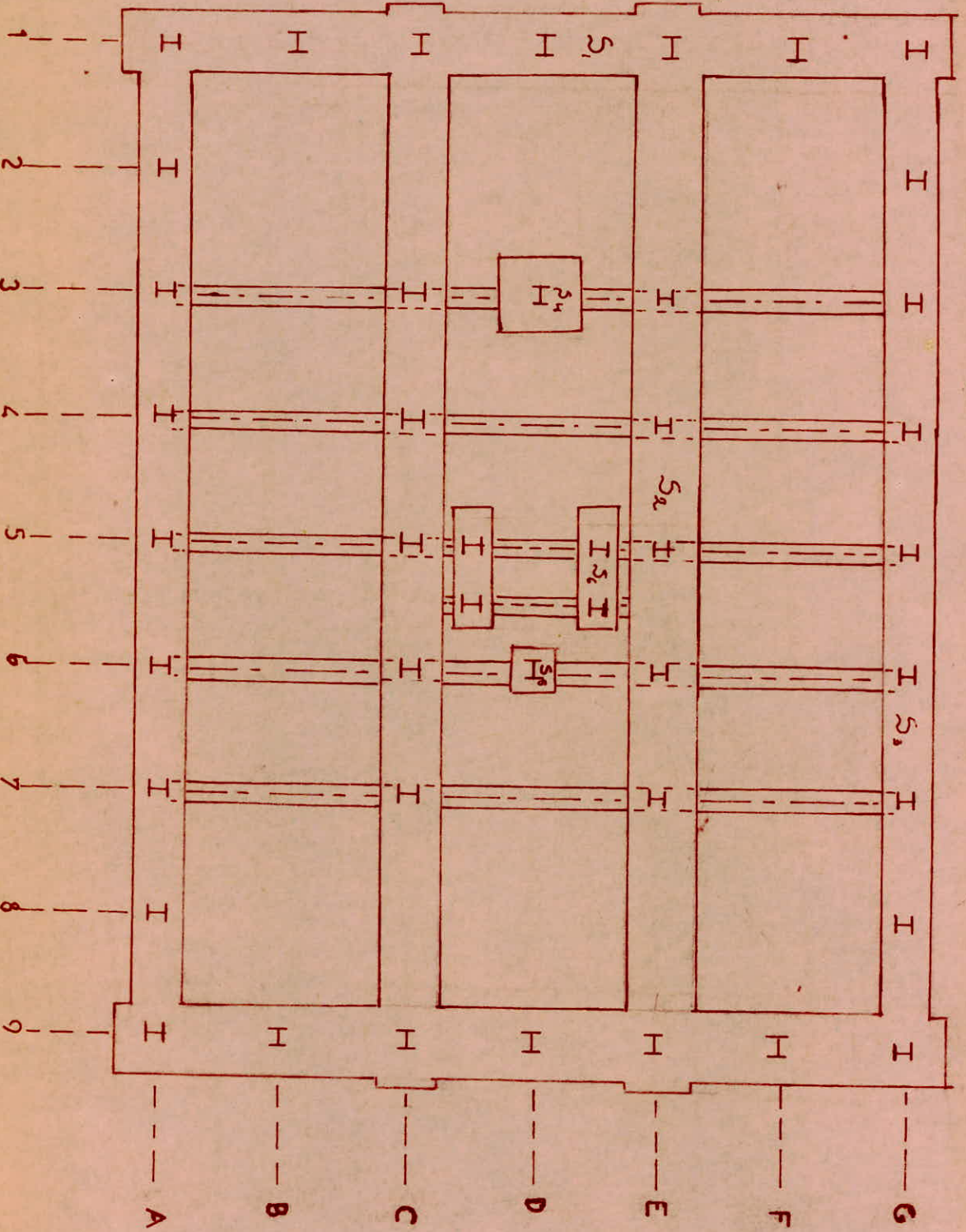
$$\frac{e_c \cdot h_c^2}{3 a'} \cdot \sigma_c = \frac{0,8 \times 22,4^2}{3 \times 4} \cdot 3,500 = 117 \text{ t}$$

$$T = 10,825 \text{ t} < 117 \text{ t}$$

Vérifiée.

**FOUNDATIONS**

# FONDATIONS



## Fondations du Portique B.

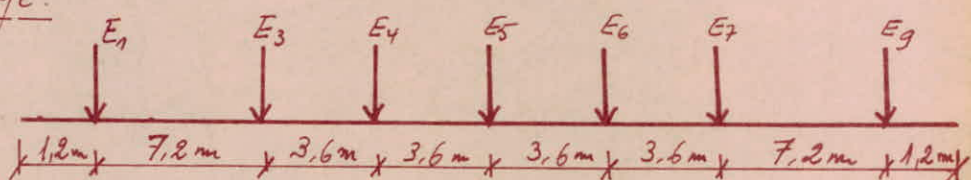
Le type de semelles adopté pour ce portique, semelle filante sous poteaux, l'étude de ce genre de semelles comprend 3 étapes.

- 1° Coffrage ou dimensionnement.
- 2° Etude de la stabilité.
- 3° ferraillage et vérification.

La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma}_p$  étant fixée à 1,5 bars à une profondeur de 1,5 mètres au dessous du niveau zéro.

Etude de la semelle  $S_2$ . (sous  $SP_1$ )

1° coffrage.



$$L = 31,20 \text{ m.}$$

$$N/A \leq \bar{\sigma}_p \text{ ---- (1)}$$

où  $N$  étant la somme des efforts normaux sous les poteaux sous  $SP_1$ .

Tableau de Valeurs.

sollicitation \ effort	$E_1$	$E_3$	$E_4$	$E_5$	$E_6$	$E_7$	$E_9$
$G + 1,2 P$ (t)	72	119	89	76,5	82,8	162	72
$G + P + Si$ (t)	69	82,1	276	85,6	271	153	69

$$N = 72 + 119 + 89 + 76,5 + 82,8 + 162 + 72 = 673 \text{ t.}$$

la largeur  $B$  se déduit de la formule (1) par:

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_p \cdot L} \Rightarrow B \geq \frac{673}{15,3 \times 31,2} = 1,4 \text{ m.} \quad \text{on prend } \underline{B = 1,8 \text{ m.}}$$

$$\frac{L}{9} \leq ht \leq \frac{L}{6} \quad \text{où } L = 7,2 \text{ m} \quad \text{alors } 0,8 \text{ m} \leq ht \leq 1,2 \text{ m.}$$

on prend  $h_t = 0,9\text{ m} = 90\text{ cm}$ .

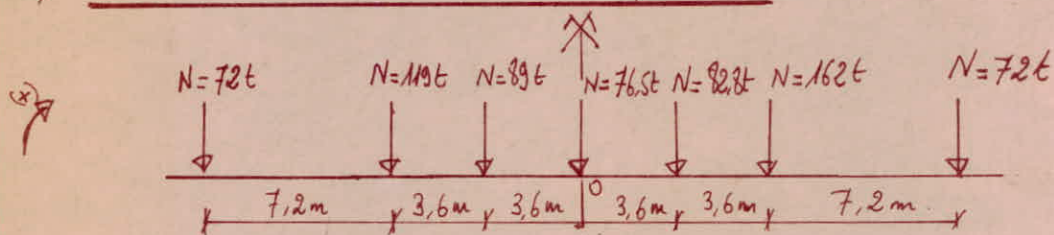
pois de la fondation =  $1,8 \times 0,9 \times 2,5 \times 31,2 = 126,36\text{ t}$ .

pois des terres au dessus =  $1,8 \times 1,8 \times 0,5 \times 31,2 = 50,54\text{ t}$ .

$$N_t = N + N_0 = 673 + 126,36 + 50,54 = 850\text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{N_t}{S} = \frac{850}{31,2 \times 1,8} = 15,13\text{ t/m}^2$$

## 20/ Etude de la stabilité de la semelle.



Sous le sens longitudinal la semelle sera soumise à différents efforts normaux.

on calculera le moment total  $M_t$  par rapport à (0).

$$M_t = 72 \times 14,4 + 162 \times 7,2 + 82,8 \times 3,6 - 89 \times 3,6 - 119 \times 7,2 - 72 \times 14,4$$

$$M_t = 287,28\text{ t.m}$$

$$N_t = 850\text{ t}$$

$$\text{d'où } e = \frac{M_t}{N_t} = \frac{287,28}{850} = 0,337\text{ m} < \frac{L}{4}$$

(condition CTC)

## Calcul des contraintes:

$$\bar{\sigma}_{1,2} = \frac{N}{S} \left( 1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

avec  $N$  effort normal sans poids des fondations et des terres au dessus

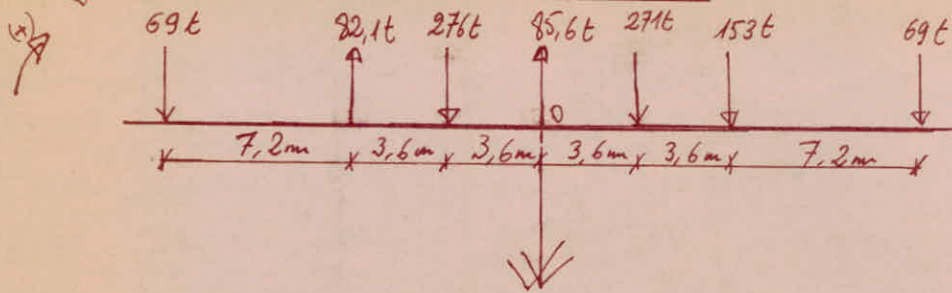
$$\bar{\sigma}_1 = \frac{673}{31,2 \times 1,8} \left( 1 + \frac{6 \times 0,337}{31,2} \right) = 12,76\text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = \frac{673}{31,2 \times 1,8} \left( 1 - \frac{6 \times 0,337}{31,2} \right) = 11,2\text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{moyen} = \frac{3\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2}{4} = 12,37\text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_d = 15,3\text{ t/m}^2$$



Verification de la stabilité sous  $S_{P2}$



$$M_t = 69 \times 14,4 + 153 \times 7,2 + 271 \times 3,6 - 276 \times 3,6 + 82,1 \times 7,2 - 69 \times 14,4$$

$$M_t = 1674,72 \text{ t.m.}$$

$$N = 670,3 + 126,36 + 50,54 = 847,2 \text{ t.}$$

$$e = M/N \Rightarrow e = \frac{1674,72}{847,2} = 1,976 \text{ m} < \frac{L}{4} = 7,8 \text{ m.}$$

calcul des contraintes:

$$\sigma_{1,2} = N/S \left( 1 \mp \frac{6e}{L} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{670,3}{31,2 \times 1,8} \left( 1 + \frac{6 \times 1,976}{31,2} \right) = 16,47 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{670,3}{31,2 \times 1,8} \left( 1 - \frac{6 \times 1,976}{31,2} \right) = 7,4 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 14,2 \text{ t/m}^2$$

comparaison:

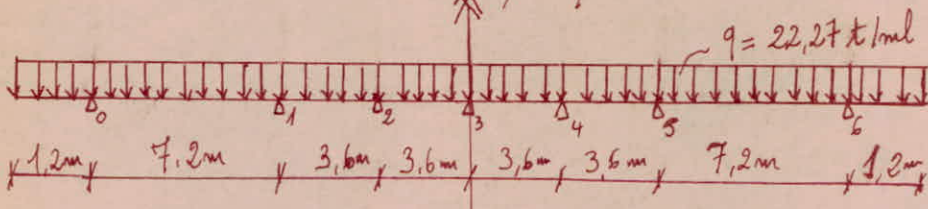
$$\left. \begin{aligned} 1,5 \sigma_m (S_{P1}) &= 1,5 \times 12,37 = 18,55 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_m (S_{P2}) &= 14,2 \text{ t/m}^2 \end{aligned} \right\} 1,5 \sigma_m (S_{P1}) > \sigma_m (S_{P2})$$

donc on ferraille notre semelle sous  $S_{P1}$ :

Ferraillage:

$$\sigma_m = 12,37 \text{ t/m}^2$$

$$q = \sigma_m \cdot B = 12,37 \times 1,8 = 22,27 \text{ t/ml.}$$



on calcule les moments sur appuis par l'équation des trois moments, comme on a une symétrie donc on calcule uniquement  $M_0, M_1, M_2, M_3$

Equation des 3 moments:

$$M_{i-1} l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = -6EI \left( \frac{P_i l_i^3}{24EI} + \frac{P_{i+1} l_{i+1}^3}{24EI} \right)$$

$$M_{i-1} l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = -\frac{q}{4} (l_i^3 + l_{i+1}^3)$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{2} = \frac{22,27 \times 1,2^2}{2} = 16,03 \text{ t.m.} \quad \left( \begin{array}{l} M_4 = M_2 \\ M_6 = M_0 \end{array} ; M_5 = M_1 \right)$$

$$7,2 M_0 + 21,6 M_1 + 3,6 M_2 = -\frac{22,27}{4} (7,2^3 + 3,6^3) = -2337,8 \text{ t.m}$$

$$3,6 M_1 + 14,4 M_2 + 3,6 M_3 = -\frac{22,27}{4} (3,6^3 + 3,6^3) = -519,51 \text{ t.m}$$

$$3,6 M_2 + 14,4 M_3 + 3,6 M_4 = -\frac{22,27}{4} (3,6^3 + 3,6^3) = -519,51 \text{ t.m}$$

$M_0 = -16,03 \text{ t.m}$

$M_1 = -113,83 \text{ t.m}$

$M_2 = 1,6 \text{ t.m}$

$M_3 = -36,88 \text{ t.m}$

Calcul des moments en travée:

$$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_{0_1} = \frac{ql^2}{8} = \frac{22,27 \times 7,2^2}{8} = 144,3 \text{ t.m}$$

$$M_{0_2} = \frac{22,27 \times 3,6^2}{8} = 36,08 \text{ t.m} = M_{0_3}$$

$$M_{t_1} = 144,3 - \frac{(16,03 + 113,83)}{2} = 79,37 \text{ t.m}$$

$$M_{t_2} = 36,08 - \frac{(113,83 - 1,6)}{2} = -19,315 \text{ t.m}$$

$$M_{t_3} = 36,08 - \frac{(-1,6 + 36,88)}{2} = 18,44 \text{ t.m}$$

Calcul des efforts tranchants:

$$T = \mp T_0 + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_0 = ql = 22,27 \times 1,2 = 26,73 \text{ t}$$

$$T_{0_1} = \frac{ql}{2} = 22,27 \times 7,2/2 = 80,172 \text{ t}$$

$$T_{0_2} = ql/2 = 22,27 \times 3,6/2 = 40,08 \text{ t}$$

$$T_1 = 80,172 + \frac{(16,03 - 113,83)}{7,2} = 66,58 \text{ t}$$

$$T'_1 = -80,172 + \frac{(16,03 - 113,83)}{7,2} = -93,75 \text{ t}$$

$$T_2 = 40,08 + \frac{(113,83 + 1,6)}{3,6} = 72,144 \text{ t}$$

$$T'_2 = -40,08 + \frac{(113,83 + 1,6)}{3,6} = -8 \text{ t}$$

$$T_3 = 40,08 + \frac{(-1,6 - 36,88)}{3,6} = 29,4 \text{ t}$$

$$T'_3 = -40,08 + \frac{(-1,6 - 36,88)}{3,6} = -50,77 \text{ t}$$

Diagramme des moments:

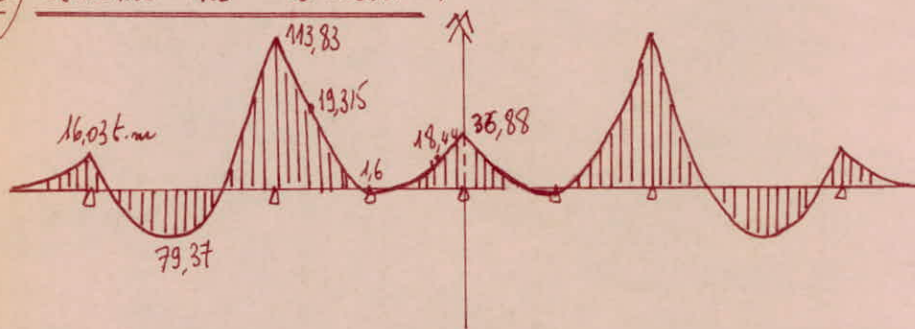
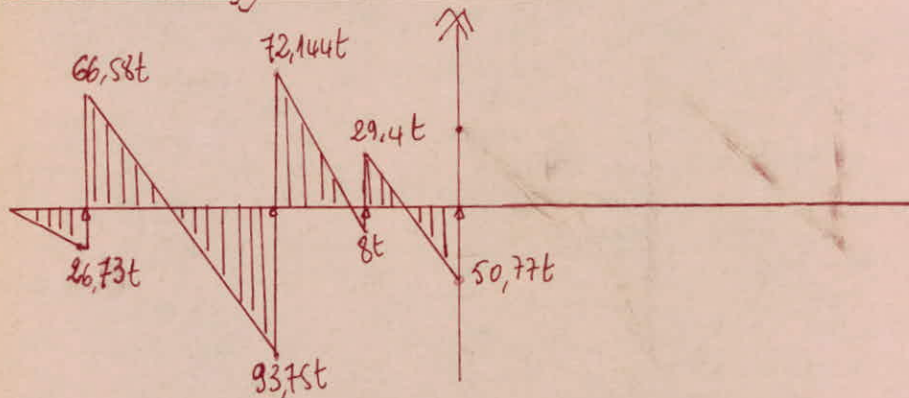


Diagramme des efforts tranchants:



FE RRAI LLoqe

En Appui

$$M = 113,83 \text{ t.m}$$

$$b = 1,8 \text{ m}$$

$$R = 85 \text{ cm}$$

$$d = 5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{m M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{113,83 \times 10^5}{2800 \times 180 \times 85^2} = 0,049$$

$$k = 39,8$$

$$\epsilon = 0,9083$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{39,8} = 70,35 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b \text{ pas l'acier comprimé}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{113,83 \times 10^5}{2800 \times 0,9038 \times 85} = 52,62 \text{ cm}^2 \quad 18T20 = 56,64 \text{ cm}^2$$

en travée  $M = 79,37 \text{ t.m}$   $b = 1,8 \text{ m}$   $h = 85$   $\lambda = 5$   $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = \frac{m M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 79,37 \times 10^5}{2800 \times 180 \times 85^2} = 0,0327 \quad k = 49,2$$

$$\epsilon = 0,9221$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{49,2} = 56,91 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{79,37 \times 10^5}{2800 \times 0,9221 \times 85} = 36,16 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow 18T16 = 36,18 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales  $T = 93,75 \text{ t}$

$$\zeta_b = \frac{T}{b z} \quad b = 180 \text{ cm} \quad z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 85 = 74,375 \text{ cm}$$

$$\zeta_b = \frac{93750}{180 \times 74,375} = 7,002 \text{ kg/cm}^2$$

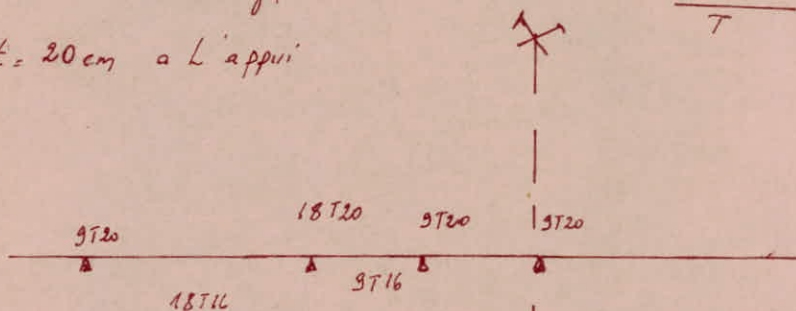
$$\bar{\zeta}_b = \left( 4,5 - \frac{70,35}{68,5} \right) \bar{\sigma}'_b = \left( 4,5 - \frac{70,35}{68,5} \right) \times 5,9 = 20,49 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{at} = \left( 1 - \frac{\zeta_b}{9 \bar{\sigma}'_b} \right) = \left( 1 - \frac{7,002}{9 \times 5,9} \right) = 0,868$$

$$A_t = 7,86 \text{ cm}^2 \quad \sigma_{at} = 3646 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{A_t z \sigma_{at}}{T} = 22,73 \text{ cm}$$

on prend  $t = 20 \text{ cm}$  a l'appui



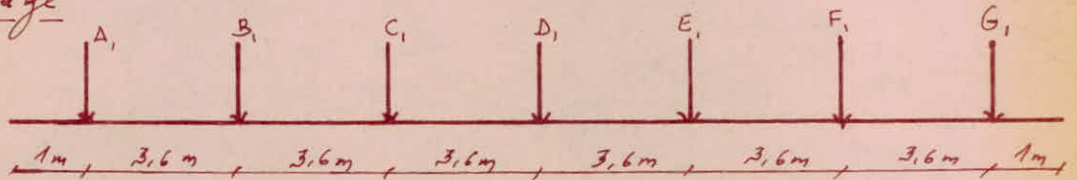
et un écartement  $t = 20 \text{ cm}$  dans la zone courants

## FONDACTIONS Portique A

Le type de semelles adopté pour ce Portique, semelle filante sous poteaux.

Etude de la Semelle  $S_1$  (sous  $SP_1$ )

1°) Coffrage



$$L = 23,6 \text{ m}$$

$N/S \leq \bar{\sigma}_s$  ---- (1) où  $N$  étant la somme de efforts sous les poteaux sous  $SP_1$ ,

Tableau de valeurs

effort solllicitation	$A_1$	$B_1$	$C_1$	$D_1$	$E_1$	$F_1$	$G_1$
$G + 1,2p$ (t)	21,2	33,14	71,68	33,14	71,68	33,14	21,2
$G + p + S_1$ (t)	151	30	78	30	180	30	75

$$N = 21,2 + 33,14 + 71,68 + 33,14 + 71,68 + 33,14 + 21,2 = 285 \text{ t}$$

La largeur se déduit de la formule (1) par

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s L} \Rightarrow B \geq \frac{285}{15,3 \times 23,6} = 0,789 \text{ m on prend } B = 2 \text{ m}$$

$$h_f = 0,9 \text{ m}$$

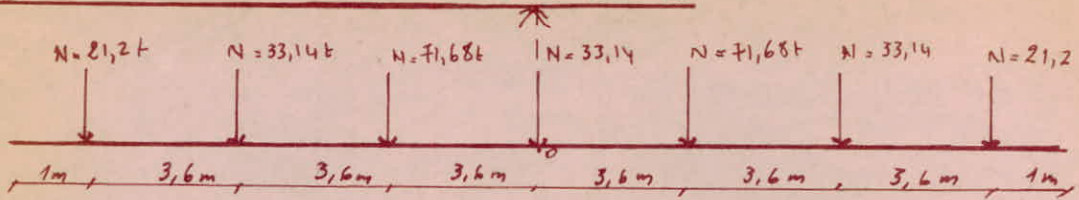
$$\text{Poids de la fondation} = 0,9 \times 2,5 \times 2 \times 23,6 = 106,2 \text{ t}$$

$$\text{Poids des terres au dessus} = 0,6 \times 1,8 \times 2 \times 23,6 = 50,97 \text{ t}$$

$$N_T = N + N_0 = 442,176 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N_T}{S} = \frac{442,176}{2 \times 23,6} = 9,37 \text{ t/m}^2$$

2°) Etude de la stabilité de la semelle



les efforts sont symétrique par rapport au centre de gravité de la semelle  $M_t = 0$   $e = 0$

Calcul des Contraintes

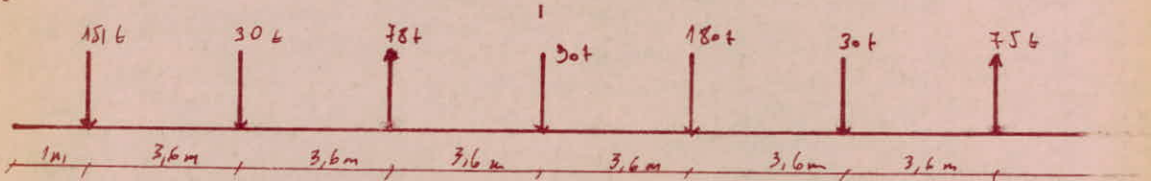
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} = \sigma$$

avec N effort normal sans Poids des fondations et des terres

$$\sigma_1 = \frac{288}{23,6 \times 2} = 6,038 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma = 6,038 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s$$

verification de la stabilité sous  $SP_2$



$$M_t = 1512 \text{ t.m}$$

$$N = 268 + 106,2 + 50,97 = 425,176$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1512}{425,17} = 3,55 \text{ m} < 5,9 \text{ m}$$

Calcul des Contraintes

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left( 1 \pm \frac{6e}{L} \right) = \frac{268}{23,6 \times 2} \left( 1 \pm \frac{6 \times 3,55}{23,6} \right)$$

$$\sigma_1 = 10,8 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 0,55 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{30,1 + \sigma_2}{4} = 8,23 \text{ t/m}^2$$

Comparaison

$1,5 \sigma_c (sp_1) = 9,05 \text{ t/m}^2 > \sigma_m (sp_2) = 8,23 \text{ t/m}^2$   
donc on ferraille sous  $sp_1$

Ferraillage

$$\sigma = 6,038 \text{ t/m}^2$$

$$q = \sigma_m \cdot B = 6,036 \times 2 = 12,076$$

$$q = 12,076 \text{ t/m}^2$$



On calcule les moments aux appuis par l'équation de trois moments  
 Comme on a une symétrie on calcule uniquement  $M_0, M_1, M_2, M_3$

$$M_0 = \frac{ql^2}{2} = \frac{12,076 \times 1^2}{2} = 6,038 \text{ t.m} \quad \left( \begin{array}{l} M_2 = M_4 \quad M_1 = M_5 \\ M_0 = M_6 \end{array} \right)$$

$$3,6 M_0 + 14,4 M_1 + 3,6 M_2 = -281,7 \text{ t.m}$$

$$3,6 M_1 + 14,4 M_2 + 3,6 M_3 = -281,7 \text{ t.m}$$

$$3,6 M_2 + 14,4 M_3 + 3,6 M_4 = -281,7 \text{ t.m}$$

$$M_0 = -6,03 \text{ t.m} \quad M_1 = -17,34 \text{ t.m} \quad M_2 = -12,96 \text{ t.m} \quad M_3 = -15,09 \text{ t.m}$$

Calcul des Moments en travée

$$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_c}{2}$$

$$M_{t_1} = \frac{ql^2}{2} = \frac{12,076 \times 3,6^2}{8} = 19,56 \text{ t.m}$$

$$M_{t_1} = 7,87 \text{ t.m} \quad M_{t_2} = 4,41 \text{ t.m} \quad M_{t_3} = 5,535 \text{ t.m}$$

effort tranchant

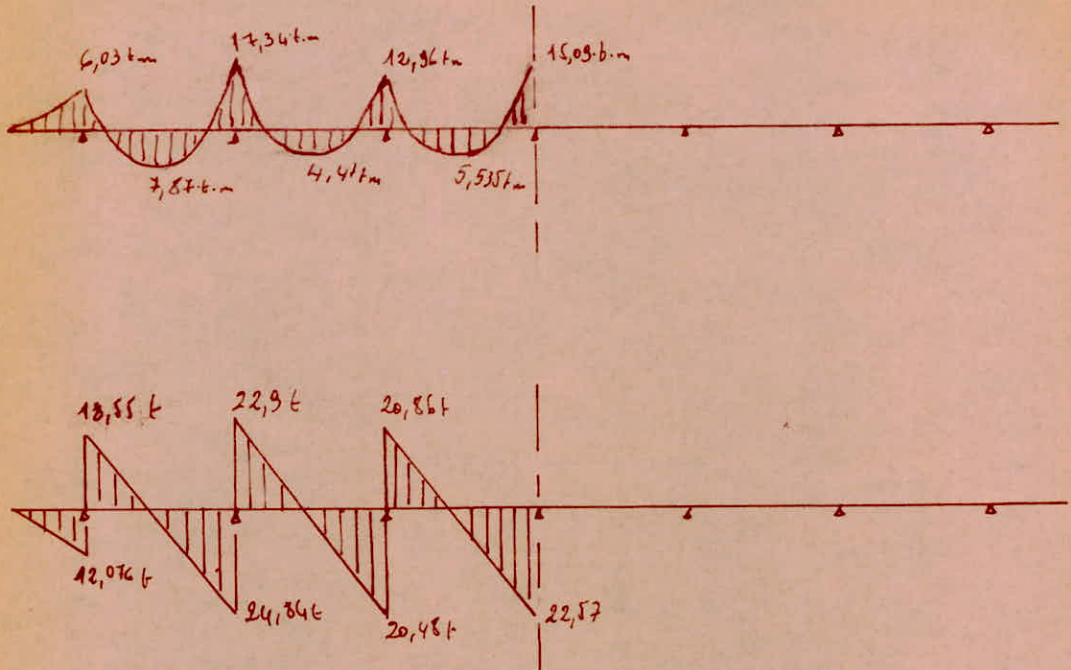
$$T = \pm T_0 + \frac{M_w - M_c}{l}$$

$$T_0 = ql = 12,076 \text{ t} \quad T_{0_1} = \frac{ql}{2} = 21,7 \text{ t}$$

$$T_1 = 18,55 \text{ t} \quad T_1' = -24,84 \text{ t} \quad T_2 = 22,9 \text{ t}$$

$$T_2' = -20,48 \text{ t} \quad T_3 = 20,86 \text{ t} \quad T_3' = -22,57 \text{ t}$$

Diagramme des Moments



Ferraillage

En Appui

$M = 17,34 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{m M}{\sigma_a b h^2} = \frac{17,34 \times 10^5 \times 15}{2800 \times 200 \times 85^2} = 0,0064 \rightarrow \kappa = 122$$

$\epsilon = 0,9635$

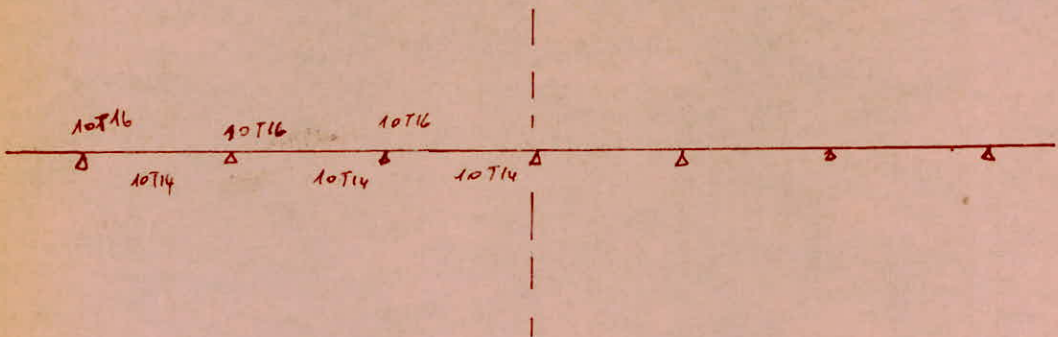
$A = 7,6 \text{ cm}^2 \rightarrow 10 \text{ T } 14$

De même en travée

$$\mu = \frac{m M}{\sigma_a b h^2} = \frac{7,87 \times 10^5 \times 15}{2800 \times 200 \times 85^2} = 0,0029 \rightarrow \kappa = 188$$

$\epsilon = 0,9754$

$A = 3,4 \text{ cm}^2 \rightarrow 10 \text{ T } 12$





Armature transversales

$$T = 24,84 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{T}{b z}$$

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

$$z = \frac{1}{18} L = 74,375$$

$$\tau_0 = \frac{24840}{200 \times 74,375} = 1,67 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_s$$

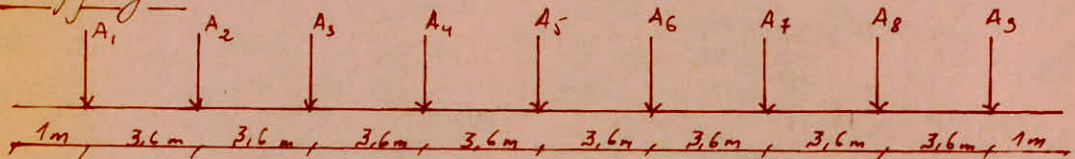
armatures transversales cadres + étriers  $\phi 10$   
espacement 20 en appui et 25 en travée.

FONDATION DU PORTIQUE D

le type de semelle adopté pour ce Portique, semelle filante sous poteaux

Étude de la semelle S<sub>3</sub> (sous SP<sub>1</sub>)

1°/ Coiffage



$L = 30,8 \text{ m}$

$N/S \leq \bar{\sigma}_s \dots (1)$

N étant la somme

des efforts sous les poteaux sous SP<sub>1</sub>

Tableau de valeurs

effort sollicitation	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	A <sub>3</sub>	A <sub>4</sub>	A <sub>5</sub>	A <sub>6</sub>	A <sub>7</sub>	A <sub>8</sub>	A <sub>9</sub>
G + 1,2P (t)	21,2	58,7	58,7	58,7	58,7	58,7	58,7	58,7	21,2

$N = 453,3 \cdot t$

$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_s$

$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s L} = \frac{453,3}{15,3 \times 30,8} = 0,96 \text{ m}$

on prend  $B = 1,2 \text{ m}$  hauteur  $h_c = 60 \text{ cm}$

Poids de la fondation =  $0,6 \times 2,5 \times 30,8 \times 1,2 = 55,44 \text{ t}$

Poids des terres au dessus =  $0,7 \times 1,8 \times 30,8 \times 1,2 = 46,57 \text{ t}$

$N_T = 453,3 \text{ t} + 55,44 \text{ t} + 46,57 \text{ t} = 555,3 \text{ t}$

$\frac{N_T}{S} = \frac{555,3}{1,2 \times 30,8} = 15,02 \text{ t/m}^2 < 15,3 \text{ t/m}^2$

Étude de la stabilité de la semelle

La semelle est stable, symétrique des efforts / au centre de gravité de la semelle  $e = 0$

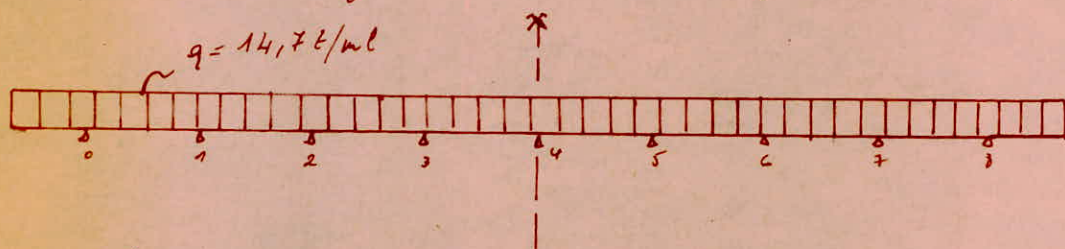
$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma = \frac{453,3}{1,2 \times 30,8} = 12,26 \text{ t/m}^2$

Ferraillage

$$q = \sigma \times B = 1,2 \times 12,26 \text{ t/m}^2 = 14,7 \text{ t/ml}$$

on calcul les moment sur Appuis par l'equation de trois moments

Comme on a une symetrie on calcul uniquement,  $M_0, M_1, M_2, M_3, M_4$



Calcul des Moments sur Appuis

$$3,6 M_0 + 14,4 M_1 + 3,6 M_2 = -343 \text{ t.m}^2$$

$$3,6 M_0 + 14,4 M_2 + 3,6 M_3 = -343 \text{ t.m}^2$$

$$3,6 M_1 + 14,4 M_3 + 3,6 M_4 = -343 \text{ t.m}^2$$

$$3,6 M_2 + 14,4 M_4 + 3,6 M_5 = -343 \text{ t.m}^2$$

$$M_3 = M_5$$

$$M_2 = M_6$$

$$M_1 = M_7$$

$$M_0 = M_8$$

$$M_0 = \frac{qL^2}{2} = 7,35 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -22,1 \text{ t.m}$$

$$M_2 = -14,2 \text{ t.m}$$

$$M_3 = -16,35 \text{ t.m}$$

$$M_4 = -15,64 \text{ t.m}$$

Calcul des Moment en travée

$$M_{t_i} = M_0 - \frac{M_w + M_c}{2}$$

Moment isostatique  

$$M_0 = \frac{qL^2}{8} = \frac{14,7 \times 3,6^2}{8} = 23,86 \text{ m}$$

$$M_{t_1} = 23,8 - \frac{(7,35 + 22,1)}{2} = 9,075 \text{ t.m}$$

$$M_{t_2} = 23,8 - \frac{(22,1 + 14,2)}{2} = 5,65 \text{ t.m}$$

$$M_{t_3} = 23,8 - \frac{(14,2 + 16,35)}{2} = 8,525 \text{ t.m}$$

$$M_{t_4} = 23,8 - \frac{(16,35 + 15,64)}{2} = 7,805 \text{ t.m}$$

Calcul des efforts tranchants

$$T = \pm T_0 + \frac{M_{iw} - M_e}{l}$$

$$T_0 = 9l = 14,7t$$

$$T_{01} = \frac{9l}{2} = 14,7 \times 1,8 = 26,46t$$

$$T_1 = 22,36t$$

$$T'_1 = -30,59t$$

$$T_2 = 28,65t$$

$$T'_2 = -24,26t$$

$$T_3 = 25,86t$$

$$T'_3 = -27,05t$$

$$T_4 = 26,65t$$

$$T'_4 = -26,24t$$

Diagramme des Moments

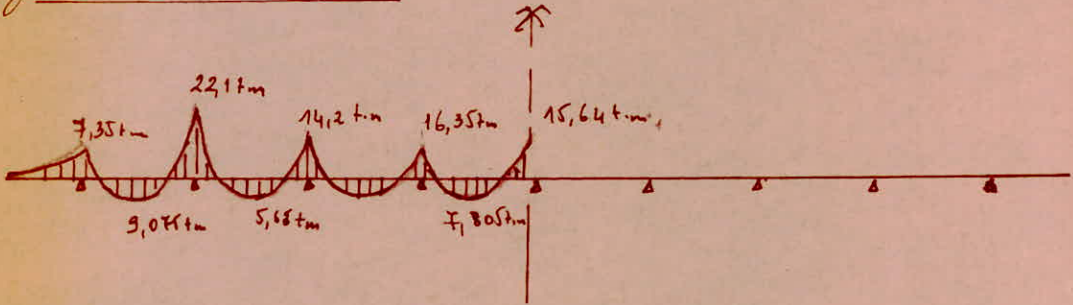
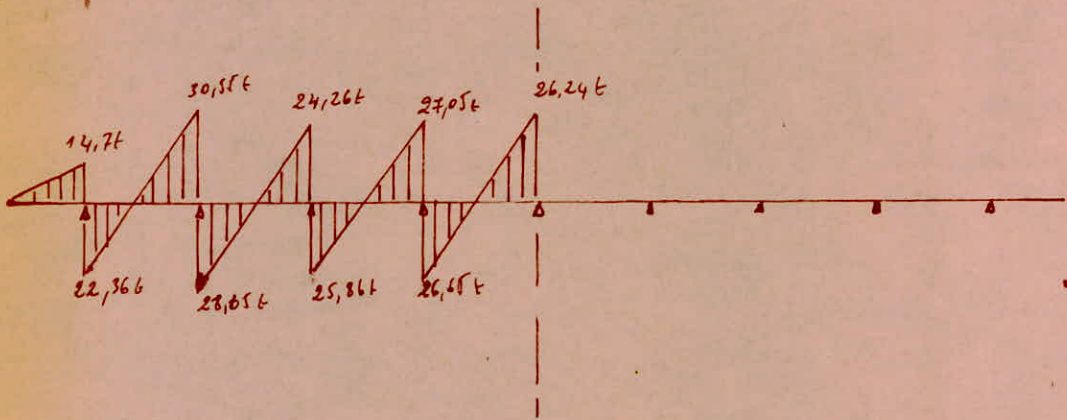


Diagramme des efforts tranchants



FERRAILLAGE

en Appui.

$$M = 22,1 t.m$$

$$\mu = \frac{m M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 22,1 \times 10^5}{2800 \times 120 \times 55^2} = 0,0326$$

$$k = 49,4$$

$$E = 0,9224$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 56,68 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_{b0}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{22,1 \times 10^5}{2800 \times 0,9224 \times 55} = 15,55 \text{ cm}^2 \rightarrow 8T/6 = 16,01 \text{ cm}^2$$

en travée

$$\mu = \frac{m M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{15 \times 9,05 \times 10^5}{2800 \times 120 \times 55^2} = 0,0125 \rightarrow \kappa = 82,5 \quad E = 0,9487$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{82,5} = 33,99 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{9,05 \times 10^5}{2800 \times 0,9487 \times 55} = 6,19 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 T 14$$

Armatures transversales

$$T = 30,55 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{T}{b z}$$

$$b = 120 \text{ cm} \quad z = \frac{7}{18} \times 55 = 48,125 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{30,55 \times 10^3}{120 \times 48,125} = 5,29 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

armatures Constructives cadres et étriers  $\phi 10$

écartement  $t = 20 \text{ cm}$  en Appui et  $25 \text{ cm}$  en travée

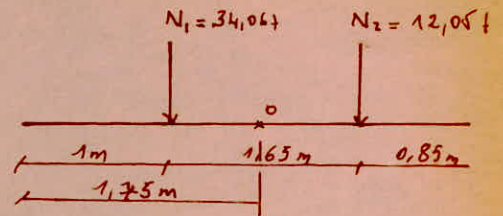
Étude de la semelle  $S_c$  (sous  $S_p$ )

semelle filante sous deux poteaux

10/ Coffrage

$$N/A \leq \bar{\sigma}_s \quad \dots (1)$$

$N$  étant l'effort Normal total  
sous poteaux, sous  $S_p$ ,



La largeur  $B$  se déduit de la formule (1) par

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s L} \Rightarrow B \geq \frac{46,11}{15,3 \times 3,5} = 0,86 \text{ m} \Rightarrow B = 1,2 \text{ m}$$

$$h_t = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Poids de la fondation} = 3,5 \times 2,5 \times 0,5 \times 1,2 = 5,25 \text{ t}$$

$$\text{Poids des terres au dessus} = 1,8 \times 3,5 \times 2 \times 1,2 = 7,56 \text{ t}$$

$$N_T = N + N_0 = 46,11 + 5,25 + 7,56 = 58,92 \text{ t}$$

$$N_T / S = \frac{58,92}{3,5 \times 1,2} = 14,03 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s$$

Étude de la stabilité

$$M = 34,06 (1,75 - 1) - 12,05 (1,75 - 0,85) = 14,7 \text{ t.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{14,7}{58,92} = 0,25 \text{ m} < \frac{L}{4} = 0,875 \text{ vérifié}$$

calcul des contraintes

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left( 1 \pm \frac{6e}{L} \right) = \frac{46,11}{3,5 \times 1,2} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0,25}{3,5} \right)$$

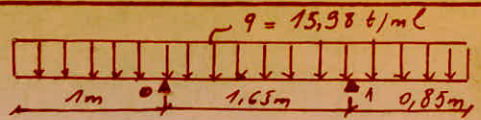
$$\sigma_1 = 15,68 \text{ t/m}^2 \quad \sigma_2 = 6,27 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 13,32 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s$$

Ferraillage

$$q = \sigma_m \times 1,2 = 15,98 \text{ t/ml}$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{2} = \frac{15,98 \times 1}{2} = 7,99 \text{ t.m}$$



$$M_{t_0} = \frac{q l^2}{8} = \frac{15,98 \times 1,65^2}{8} = 5,438 \text{ t.m (isostatique)}$$

$$M_1 = \frac{15,98 \times 0,85^2}{2} = 5,77 \text{ t.m}$$

$$M_t = M_{t_0} - \frac{(M_0 + M_1)}{2} = -1,442 \text{ t.m}$$

effort tranchant

$$T_0 = q l = 15,98 \text{ t.}$$

$$T = \pm T_0 + \frac{(M_0 - M_1)}{l}$$

$$T_0' = 17,32 \text{ t}$$

$$T_1 = -14,63 \text{ t}$$

$$T_1' = 13,58 \text{ t}$$

Diagramme des Moments

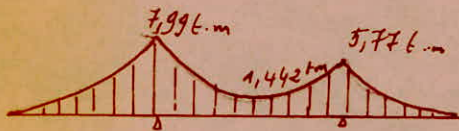
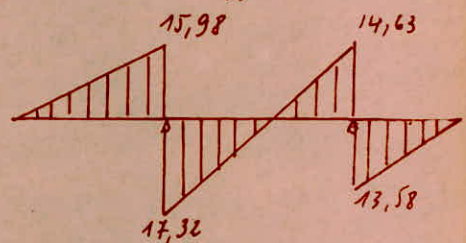


Diagramme des efforts tranchants



Fermeture

en Appui

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 120 \text{ cm} \quad h_t = 50 \text{ cm} \quad d = 5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{m M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 7,99 \times 10^5}{2800 \times 120 \times 45^2} = 0,0176$$

$$K = 70,5 \quad \epsilon = 0,9415$$

$$\sigma'_0 = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{70,5} = 39,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{7,99 \times 10^5}{2800 \times 0,9415 \times 45} = 6,73 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ T } 14$$

en travée

$$M = 1,442 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{m M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1,442 \times 10^5}{2800 \times 120 \times 45^2} = 0,0032$$

$$K = 178 \quad \epsilon = 0,9741$$

$$\sigma'_0 = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{178} = 15,73 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_0$$

$$A_c = \frac{M}{\bar{\sigma}_a e h} = \frac{1,442 \times 10^5}{2800 \times 0,9741 \times 45} = 1,18 \text{ cm}^2$$

on prend 4 T 14 =

Armatures transversales  $T = 17,32 \text{ t}$

$$\tau_b = \frac{T}{b z} \quad b = 120 \text{ cm} \quad z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 45 = 39,4 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{17320}{120 \times 39,4} = 3,66 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$$

armatures transversales cadres  $\Phi 10$

avec un espacement  $t = 20 \text{ cm}$  à l'appui et  $t = 25 \text{ cm}$  en travée



Etude de la semelle  $S_4$  isolée (sous  $sp_1$ )

$$1^{\circ} \text{ coffrage } \quad \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_s \quad S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$$

$$S = A^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \quad A \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_s}} \quad N = 111 \text{ t} \quad \bar{\sigma}_s = 15,3 \text{ t/m}^2$$

$$A \geq \sqrt{\frac{111}{15,3}} = 2,69 \text{ m} \quad \text{on prend Semelle carrée } A = 3 \text{ m}$$

FerraillageMETHODE de Console

$$M = \sigma \cdot A \frac{(A-a)}{8} \quad L \geq \frac{A-a}{4}$$

$$A = 3 \text{ m} \quad a = 1 \text{ m} \quad (\text{dimension du fût})$$

$$z = \frac{7}{8} L = \frac{7}{8} \times 50 = 43,75 \text{ cm}$$

$$M = \sigma A \frac{(A-a)^2}{8} = 12,33 \times 3 \frac{(2)^2}{8} = 18,5 \text{ t.m}$$

$$A_s = \frac{M}{z \bar{\sigma}_a} = \frac{18,5 \times 10^5}{43,5 \times 2800} = 15,29 \text{ cm}^2 \rightarrow A_x = A_y = 15,29 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend } 11 \text{ T } 14 = 16,94 \text{ cm}^2$$

Etude de la semelle  $S_5$  isolée (sous  $sp_1$ )

$$\text{même méthode} \quad N = 36 \text{ t} \quad \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$A \geq \sqrt{\frac{36}{15,3}} = 1,5 \text{ m} \quad \text{on prend } A = 1,6 \text{ m} \quad h_t = 50 \text{ cm}$$

$$M = \sigma A \frac{(A-a)^2}{8} = 14,06 \times 1,5 \frac{(1,6-0,6)^2}{8} = 2,636 \text{ t.m}$$

$$z = \frac{7}{8} L = \frac{7}{8} \times 50 = 43,75 \text{ cm}$$

$$A_x = A_y = A = \frac{M}{z \bar{\sigma}_a} \rightarrow A = \frac{2,636 \times 10^5}{43,75 \times 2800} = 2,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend } 6 \text{ T } 14$$

## Calcul Des Longrines.

Les Longrines sont indispensables au droit de chaque file perpendiculaire à la semelle filante et au droit de chaque file de poteaux dans le cas de semelle isolées pour le chaînage des fondations obligatoires en zone 3

### Principe de Calcul :

Les longrines auront comme dimensions minimales indiquées

ci après

25 x 30 pour sols de fondation de consistance moyenne

30 x 30 pour sols meubles ou ayant une forte teneur en eau

- Elles doivent équilibrer une force axiale de compression ou de traction égale à 10% de la plus grande de charge verticale

Le ferrailage minimum doit être 4 T14 ou 4 T12 avec des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser 20cm

En Compression       $A_L \geq \frac{1}{n} \left( \frac{N}{\sigma_{a1}} - B \right)$

En traction       $A_L \geq \frac{N}{\sigma_a}$

Par la longrine la plus sollicitée on a un effort de compression est  $N = 276 \text{ t} \rightarrow N/10 = 27,6 \text{ t} \text{ (SP2)}$

En Compression       $A_L \geq \frac{1}{15} \left( \frac{27,6 \times 10^3}{1,5 \times 68,5} - 25 \times 50 \right) < 0$

En traction       $A_L \geq \frac{27,6 \times 10^3}{4200} = 6,57 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T16}$

Armature transversale on prend de T8 espacement 20cm.

ferrailage des fûts (fûts des Pontiques contre vents')

les fûts seront ferrillés à la flexion composée. ( $s_{p_2}$ )

$N = 85,6 \text{ t}$        $A \geq \frac{N}{\sigma_a} = \frac{85600}{4200} = 20,38 \text{ cm}^2$

$T = 0$

$M = 0$

on prend  $7 T 20 = 21,9 \text{ cm}^2$

armatures transversales on prend  $T 8$  espacement  $e_s = 20 \text{ cm}$

section du fût  $1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$

Calcul de la platine

Pontique A effort de Compression  $N = 180 \text{ t}$  ( $s_{p_2}$ )

section minimal de la platine pour qu'il n'y ait écrasement du béton

$S \geq \frac{N}{\sigma_{b_0} \times 1,5} = \frac{180 \times 10^3}{68,5 \times 1,5} = 1751,8 \text{ cm}^2$

on prend une section de  $45 \times 40$

verification de la platine à l'effort d'arrachement

épaisseur de la platine       $e_p = \sqrt{\frac{2N}{\sigma_{en} \left[ \frac{a}{y_a} + \frac{2R}{b} + \frac{b}{x} \right]}}$

$2N = 78 \text{ t}$        $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

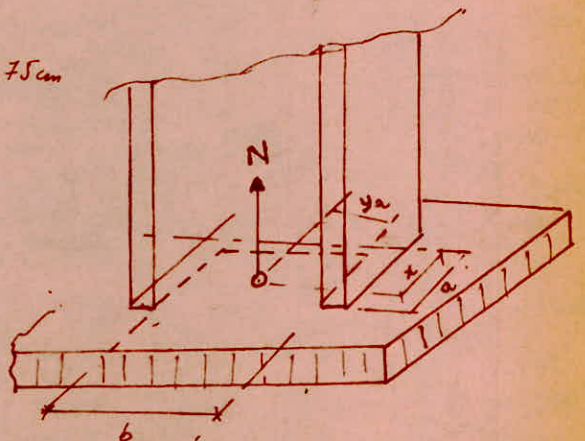
$b = 20,6 \text{ cm}$        $a = 11,5 \text{ cm}$        $x = 5,75 \text{ cm}$

$y_a = 10,3 \text{ cm}$

$e_p = \sqrt{\frac{78 \times 10^3}{2400 \left[ \frac{11,5}{10,5} + \frac{23}{20,6} + \frac{20,6}{5,75} \right]}}$

$e_p = 2,36 \text{ cm}$

on prend une épaisseur  $e_p = 2,5 \text{ cm}$



Raidisseurs

les raidisseurs se calculent dans l'hypothèse que le poteau n'atteigne pas la platine et donc toute la force N est transmise à la platine par les raidisseurs

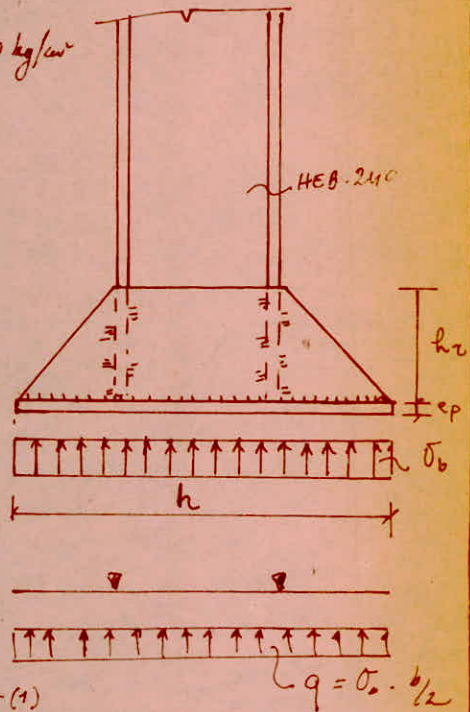
$h = 45 \text{ cm}$   
 $b = 40 \text{ cm}$

$\sigma_b = \frac{N}{b \cdot h} = \frac{180 \times 10^3}{40 \times 45} = 100 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_b < 1,5 \sigma_{b0}' = 102,75 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sp)}_2$

$q = \sigma_b \cdot \frac{b}{2} = 100 \text{ kg/cm}^2 \times 20 \text{ cm} = 2000 \text{ kg/cm}$

$q = 20 \text{ kg/ml}$



on prend le moment Max parmi les moments en travée et sur appuis et on vérifie.

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_z} = \frac{M_{max}}{\frac{\alpha \cdot h_r^2}{6}} \leq \sigma_e \quad (1)$$

la hauteur  $h_r$  sera déterminée de la condition de fixation du raidisseur sur le poteau

$$h_r = \frac{N/2}{0,75 \alpha a \sigma_e}$$

la soudure fixant le raidisseur au poteau doit reprendre la moitié de N (dans notre cas, avec 2 raidisseurs)

$N = 180 \text{ t}$      $m = 4$      $a = 6 \text{ mm}$      $m$ : nombre de cordons de soudure

$\alpha = 0,8 \left( 1 + \frac{1}{a} \right) = 0,93$      $\sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$      $M_{max} = 441000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

$$h_r = \frac{90 \times 10^3}{0,75 \times 4 \times 0,93 \times 0,6 \times 2400} = 22,4 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } h_r = 30 \text{ cm}$$

à partir de (1) on a:  $\alpha \geq \frac{M_{max} \times 6}{\sigma_e \times h_r^2} = \frac{441000 \times 6}{2400 \times 30^2} = 1,225 \text{ cm}$

on prend  $\alpha = 1,5 \text{ cm}$

on vérifie les cordons fixant le raidisseur sur le plotine

$$\frac{N}{0,75 \sum l_c \alpha a} \leq \sigma_c \quad \alpha = 0,93 \quad a = 6 \text{ mm} \quad l_c = 45 \text{ cm.}$$

$$\frac{180 \times 10^3}{0,75 \times 4 \times 45 \times 0,6 \times 0,93} = 2389,48 \text{ kg/cm}^2 < 2450 \text{ kg/cm}^2$$

Boulons d'ancrage les boulons seront calculés en fonction de l'effort  $N$  de traction

$$N = 78 \text{ t} \quad 1,25 \frac{N}{m A_2} \leq \sigma_{\text{ten}} \quad A_2: \text{section requise des Boulons}$$

$$A_2 = 0,8 A = \frac{0,8 \pi D^2}{4} \quad m = 2 \quad \sigma_{\text{ten}} = 3500 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_2 \geq \frac{1,25 N}{m \cdot \sigma_{\text{ten}}} \quad \frac{0,8 \pi D^2}{4} \geq \frac{1,25 N}{m \cdot \sigma_{\text{ten}}}$$

$$D^2 \geq \frac{1,25 \times 4}{0,8 \pi} \frac{N}{m \cdot \sigma_{\text{ten}}} = \frac{4 \times 1,25 \times 78 \times 10^3}{0,8 \pi \times 2 \times 3500} = 4,708 \text{ cm}$$

on prend  $\phi 50$ . (2 boulons)

Pour l'ancrage des boulons dans le Béton qui sont sollicités à des efforts assez importants, on peut utiliser des sommiers en poutrelles moyés dans le massif de fondations, les boulons dans ce cas sont à tête de marteau et se mettent en place par rotation d'un quart de tour, l'avantage de ce système est de réduire la longueur d'ancrage, qui autrement aurait demandé des fondations très profondes.

Exemple de Programmation  
(STRESS)

MEMBER  
Structure Calcul Portique C  
TYPE PLANE FRAME  
NUMBER OF JOINTS 24  
NUMBER OF MEMBERS 35  
NUMBER OF SUPPORTS 4  
NUMBER OF LOADING 4

JOINT COORDINATES

1	0.	0.	S
2	0.	3.6	
3	0.	7.2	
4	0.	10.8	
5	0.	14.4	
6	0.	18.	
7	7.2	0.	S
8	7.2	3.6	
9	7.2	7.2	
10	7.2	10.8	
11	7.2	14.4	
12	7.2	18.	
13	14.4	0.	S
14	14.4	3.6	
15	14.4	7.2	
16	14.4	10.8	
17	14.4	14.4	
18	14.4	18.	
19	21.6	0.	S
20	21.6	3.6	
21	21.6	7.2	
22	21.6	10.8	
23	21.6	14.4	
24	21.6	18.	

JOINT RELEASES

1 START MOMENT Z  
7 START MOMENT Z  
13 START MOMENT Z  
19 START MOMENT Z

MEMBER INCIDENCES.

1	1	2
2	2	3
3	3	4
4	4	5
5	5	6
6	7	8

7	8	9
8	9	10
9	10	11
10	11	12
11	13	14
12	14	15
13	15	16
14	16	17
15	17	18
16	19	20
17	20	21
18	21	22
19	22	23
20	23	24
21	2	8
22	3	9
23	4	10
24	5	11
25	6	12
26	8	14
27	9	15
28	10	16
29	11	17
30	12	18
31	14	20
32	15	21
33	16	22
34	17	23
35	18	24

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC

1 THRU 5 AX .00643 IZ .0000541  
6 THRU 15 AX .01244 IZ .0002293  
16 THRU 20 AX .00643 IZ .0000541  
21 THRU 25 AX .01244 IZ .0002293  
26 THRU 29 AX .01335 IZ .000277  
30 AX .01709 IZ .000366  
31 THRU 35 AX .01244 IZ .0002293

CONSTANTS E 21 000 000. ALL  
TABULATE ALL

LOAD 1 CHARGE PERMANENTE  
MEMBER LOADS

21 THRU 24 FORCE Y UNIFORM -1.77  
25 FORCE Y UNIFORM -2.  
26 THRU 29 FORCE Y UNIFORM -1.21

30 FORCE Y UNIFORM - 1.72  
26 THRU 29 FORCE Y CONCENTRATED P -6.328 L 3.6  
30 FORCE Y CONCENTRATED P -10.667 L 3.6  
31 THRU 34 FORCE Y UNIFORM -1.77  
35 FORCE Y UNIFORM -2.

LOAD 2 SURCHARGE

MEMBER LOADS

21 THRU 24 FORCE Y UNIFORM -0.9  
25 FORCE Y UNIFORM -0.36  
26 THRU 29 FORCE Y UNIFORM -0.6  
30 FORCE Y UNIFORM -0.96  
26 THRU 29 FORCE Y CONCENTRATED P -3.24 L 3.6  
30 FORCE Y CONCENTRATED P -1.944 L 3.6  
31 THRU 34 FORCE Y UNIFORM -0.9  
35 FORCE Y UNIFORM -0.36

LOAD 3 TEMPERATURE

MEMBER TEMPERATURE CHANGE .000011

1 THRU 35 27.

LOAD 4 COMBINE

COMBINE 1 1.333 2 1.5 3 1.333

SCAN

## Bibliographie

- Regles techniques CCBA 68
  - Regles parasismiques PS 69
  - Complement aux regles P.S (CTC 81)
  - Reglement parasismique Algerien RPA 81
  - Regles neige et Vent N.V 65
  - Calcul et Verification des ouvrages en B.A. (P. CHARON)
  - Regles de calcul de constructions en acier CM66
  - Guide pratique de charpente metallique (R. DAUSSY)
  - Cours de construction metalliques (CM<sub>1</sub> et CM<sub>2</sub>)
  - T. CHOREAN : Polycopies de construction metallique.
  - Calcul pratique de ossatures en B.A (A. FUENTES)
  - Les contreventements de Batiments (conception des structures metalliques)
  - Le calcul pratique des structures metalliques (CTC).
  - C. T. I. C. M
-



## ملخص

الموضوع يتناول دراسة وحساب العناصر المقاومة لعارة إدارية ذات أربع طوابق ذات هيكل معدني ومناخلة للرياح في الاتجاهين وذلك بواسطة أعمدة إستقرارية المعتبرة لحمل كلية الجهود الأفقية (زلازل).  
تعتبر البنية غير ثابتة (قابلة للدوران) في قاعدتها.

## Summary

The subject consists in study and calcul of the elements strengths of building administrative (R+4) with metallic ossature, counter-winded in the two directions by système of stability which supposed retaking all horizontal efforts (seisme).

The structure is supposed articulated in its butome.

## Résumé:

Le sujet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistant d'un bâtiment administratif (R+4) à ossature métallique contreventé dans les deux directions par des falés de stabilité qui sont supposés reprendre la totalité des efforts horizontaux (seisme)

La structure est supposé articulée à sa base.

