

9/94

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES
*POUR L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN GENIE CIVIL*

THEME

**ETUDE & CONCEPTION D'UN BATIMENT
INDUSTRIEL EN CHARPENTE
METALLIQUE**

8 **PLANCHES**

Proposé par :

E. N. G. T. P.

Etudié par :

*DAMOUS Khaled
GOUFI Nourredine*

Dirigé par :

*Mr. A. FERCI
Mr. L. LEFKI*

PROMOTION : JUIN 1994

E.N.P. 10, avenue Hacén Badi, EL-HARRACH, ALGER.

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES
*POUR L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN GENIE CIVIL*

THEME

**ETUDE & CONCEPTION D'UN BATIMENT
INDUSTRIEL EN CHARPENTE
METALLIQUE**

Proposé par :

E. N. G. T. P.

Etudié par :

*DAMOUS Khaled
GOUFI Nourredine*

Dirigé par :

*Mr. A. FERCI
Mr. L. LEFKI*

PROMOTION : JUIN 1994

Dédicaces

A mes parents, A ma grand mère.

A mes frères et ma soeur.

A tous mes amis, en particulier :

Ben badeck - Kendjouh - Lachaa - Merouani - Daoudi -

Abchich - Hadji - Kadi - Toukal - Elshami - Sebai.

Je dédie ce travail

Khaled

A mes parents.

A mes frères et soeurs.

A tous mes amis.

Je dédie ce modeste travail.

Nourredine

Remerciements

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à notre promoteur M. LEFKI professeur à l'ENP pour son aide et ses appréciations.

Nous remercions également : M. BAGHIRI et M. BENYOUB pour leur aide et tous les membres du département Engineering.

Enfin, nous tenons à exprimer notre gratitude envers tous les enseignants qui ont contribué à notre formation et à l'élaboration de ce présent travail.

بسم الله الرحمن الرحيم

﴿ و أنزلنا الحديد فيه بأس شديد و منافع للناس ﴾

سورة الحديد.

الموضوع : دراسة وتصميم منشأة صناعية بالهياكل المعدنية.

ملخص :

- يتمحور موضوع مذكرتنا حول حساب أولي ومراجعة مقاومة و توازن منشأة صناعية للصيانة مكونة من :
- صفوف أوتاد توازنية و أروقة ذاتية التوازن للورش و ملحقاتها.
 - أروقة ذاتية التوازن للعمارة الإدارية.

Subject : Conception and study of maintenance work room.

Abstract :

The aim of present project is the calculation of resistant elements and verification of stability realized by :

- braced frames combined with moment resisting frames for the maintenance work room .
- moment resisting frames for the administratif building.

Sujet : Conception et étude d'un atelier de maintenance en charpente métallique.

Resumé :

L'objectif du présent projet est le dimensionnement des éléments résistants de l'ouvrage et la vérification de sa stabilité réalisée par :

- des poutres de stabilité et portiques autostables pour les ateliers.
- des portiques autostables pour le bâtiment administratif.

SOM A I R E

CHAPITRE I	:	INTRODUCTION.....	1
// II	:	ETUDE AU VENT.....	3
// III	:	PONTS ROULANTS.....	18
// IV	:	ETUDE DU PLANCHER.....	31
// V	:	PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....	44
		SECONDAIRES	
// VI	:	CALCUL ET VERIFICATION DES PORTIQUES.....	54
// VII	:	CONTREVENTEMENT EST STABILITE.....	76
// VIII	:	ANCRAGE DES POTEAUX.....	89
// IX	:	FONDATION.....	98
// X	:	ASSEMBLAGE.....	105
// XI	:	CONCLUSION.....	114
// XII	:	BIBLIOGRAPHIE.....	116

CHAPITRE I



INTRODUCTION

INTRODUCTION

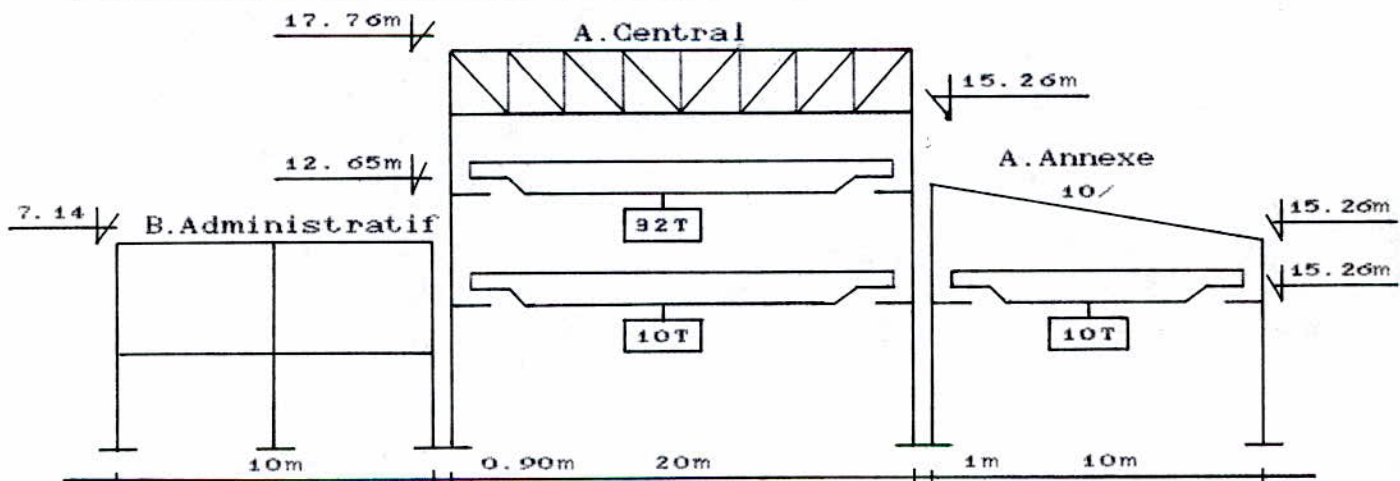
I.1 GENERALITES :

La construction métallique demeure très importante en Algérie. En effet, l'acier de charpente possède d'excellentes qualités pour la construction. Il est relativement léger et offre l'avantage d'être préfabriqué en usine et assemblé au chantier. C'est d'ailleurs pour ces deux principaux avantages que, souvent on choisira de construire la charpente de bâtiments, ponts, de silos et autres en acier.

I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le présent projet consiste à la conception et l'étude d'un bâtiment industriel à ossature métallique pour des ateliers de maintenance. L'édifice est constitué de trois blocs :

- * Atelier central de 20 m de travée, équipé de deux ponts roulants (la capacité de levage 32 t pour la pont supérieur et 10 t pour l'inférieur).
- * Atelier annexe de 10 m de travée équipé d'un pont roulant de 10 t.
- * Bâtiment administratif de type R + 1



L'ouvrage est implanté dans la région de HASSI-MESSAOUD, zone de nulle sismicité.

I.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES :

a°) Acier :

Nous utilisons de l'acier E24, dont la limite d'élasticité est de 2400 daN/cm^2 , son module d'élasticité est de $2.1 * 10^6 \text{ daN/cm}^2$.

Les différents profilés qu'on utilise pour la superstructure, sont des HEA, des IPE, des HEB et des cornières à ailes égales.

Pour les assemblages, nous employons des boulons à haute résistance (HR) du type HR 8.8 avec $\sigma_e = 6400 \text{ daN/cm}^2$.

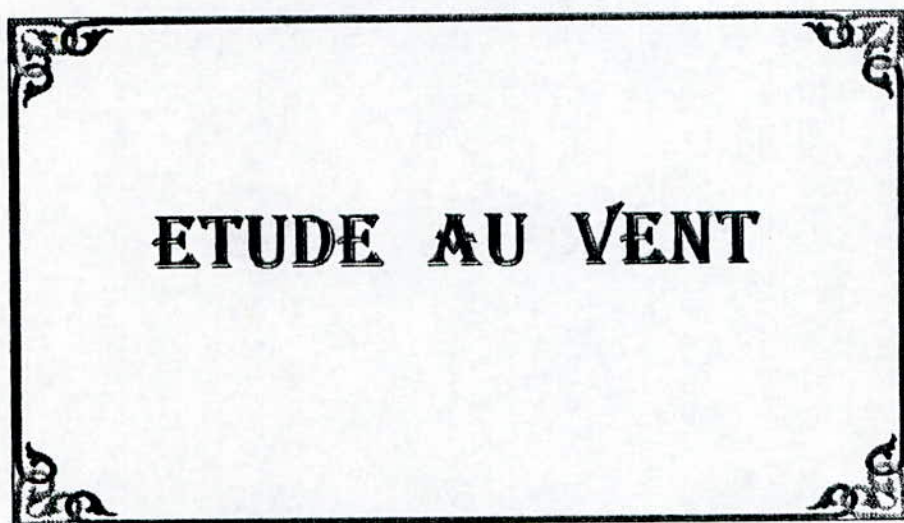
b°) Bardage et Couverture :

Les façades et la toiture seront habillées en panneaux sandwich (Poids surfacique : 13 daN/m^2).

c°) Béton :

- Béton dosé à 350 kg/m^3 .
- Ciment C.P.A 325.
- $\sigma'_{28} = 25 \text{ MPa}$

CHAPITRE II



ETUDE AU VENT

ETUDE AU VENT

Les charges du vent ont un effet très important sur les constructions métalliques.

De ce fait, l'étude et la vérification des conditions de résistance et de stabilité d'une construction sous ces surcharges est obligatoire. Il s'agit en effet de constructions légères pour lesquelles les effets du vent sont prédominants.

II.1 ACTION DU VENT :

La pression dynamique qui s'exerce sur les éléments constitutifs d'une construction (poteau, montants, lisses, ...) est donnée par :

$$Q_c = Q_b * K_m * K_H * \delta * \beta * C$$

ou :

$$\left[\begin{array}{l} Q_b : \text{pression dynamique de base} \\ Q_b = 50 \text{ daN/m}^2 \text{ (région II ZONE 2 RNVA 88)} \end{array} \right.$$

La pression dynamique extrême est donnée par :

$$Q_{be} = 1.75 * Q_c$$

* K_m : Coefficient traduisant l'effet de masque .

L'effet de masque est introduit quand un bâtiment est abrité par un autre ; toutefois, cet effet est rarement pris en compte surtout en cas de construction indépendantes .

$$K_m = 1$$

* K_s : Coefficient de site

Il s'agit d'un site normal donc $K_s = 1$ (NV 65 1.242)

* K_H : Coefficient traduisant l'effet de la hauteur de l'ouvrage .

$$K_H = 2.5 * \frac{H + 18}{H + 60} \text{ pour } 0 \leq H \leq 500 \text{ m}$$

* δ : Coefficient traduisant l'effet de dimensions de la surface frappée de l'element étudié . Il est donnée par "fig R-III NV 65"

* β : Coefficient de majoration dynamique .

$$\beta = \theta (1 + \zeta * \tau) : \text{cas de pression normal}$$

$$\beta = \theta (1 + \zeta * \tau) (0.5 + \frac{\theta}{2}) : \text{cas de pression extreme}$$

avec : $\beta \geq 1$

ε : Coefficient de réponse fonction de la periode d'oscillation T.

τ : Coefficient de pulsation .

REMARQUE :

L'introduction du coefficient de majoration dynamique permet de substituer au phénomène vibratoire du vent des actions statiques qui sont censées produire les même conséquences .

* C : Coefficient de pression donné par $C = C_e - C_i$, avec

C_e : action extérieure

C_i : action intérieure

II.2 ETUDE DU BATIMENT ADMINISTRATIF :

2.1 Caractéristique du bâtiment :

- longueur $a = 106.44$ m
- largeur $b = 10$ m
- hauteur $h = 7.64$ m
- toiture : terrasse inaccessible

$$K_H = 2.5 * \frac{7.64 + 18}{7.64 + 60} = 0.95$$

La periode d'oscillation du bâtiment est donnée par :

$$T = 0.1 \frac{h}{\sqrt{L}}$$

pour : $L = a = 106.44$ m \longrightarrow $T = 0$

$.07 \longrightarrow \varepsilon_a = 0.07$

$L = b = 10.00$ m \longrightarrow $T = 0.24 \longrightarrow \varepsilon_b = 0.3$

on prend $\zeta = 0.3$ (fig R-III 3 NV 65)

$$H = 7.24 < 10 \text{ m} \longrightarrow \tau = 0.36 \text{ (fig R-III 4 NV 65)}$$

On a une construction a usage de bureau ayant une hauteur $h < 10 \text{ m}$ donc $\theta = 0.7$

d'où le coefficient de majoration dynamique :

$\beta = 0.77$ cas de vent noraml et $\beta = 0.70$ pour le cas extreme on prend $\beta = 1$ finalement.

$$Q_c \text{ (normale)} = 47.50 * \delta * C \longrightarrow \text{daN/m}^2$$

2.2 Calcul de coefficient de pression C :

rapport de dimensions : $\lambda_a = \frac{h}{a} = 0.07$

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = 0.76$$

* vent \perp Sa (grande face)

$$\lambda_a < 0.5 \text{ et } \lambda_b = 0.76 \longrightarrow \gamma_0 = 1$$

* vent \perp Sb (petite face)

$$\lambda_b < 1 \text{ et } \lambda_a = 0.07 \longrightarrow \gamma_0 = 0.85$$

(fig R-III 5 NV 65)

a - action extérieure sur les parois :

* face au vent $C_e = 0.8$

* face sous vent $C_e = -(1.3 \gamma_0 - 0.8)$ dans ce cas on a :

- vent normal à Sa $\longrightarrow \gamma_0 = 1$ et $C_e = -0.5$

- vent normal à Sb $\longrightarrow \gamma_0 = 0.85$ et $C_e = -0.35$

b - Actions intérieures :

* Calcul des coefficients de permeabilite

$$\mu = \frac{\text{Surface ouverte de la paroi}}{\text{Surface totale de la paroi}}$$

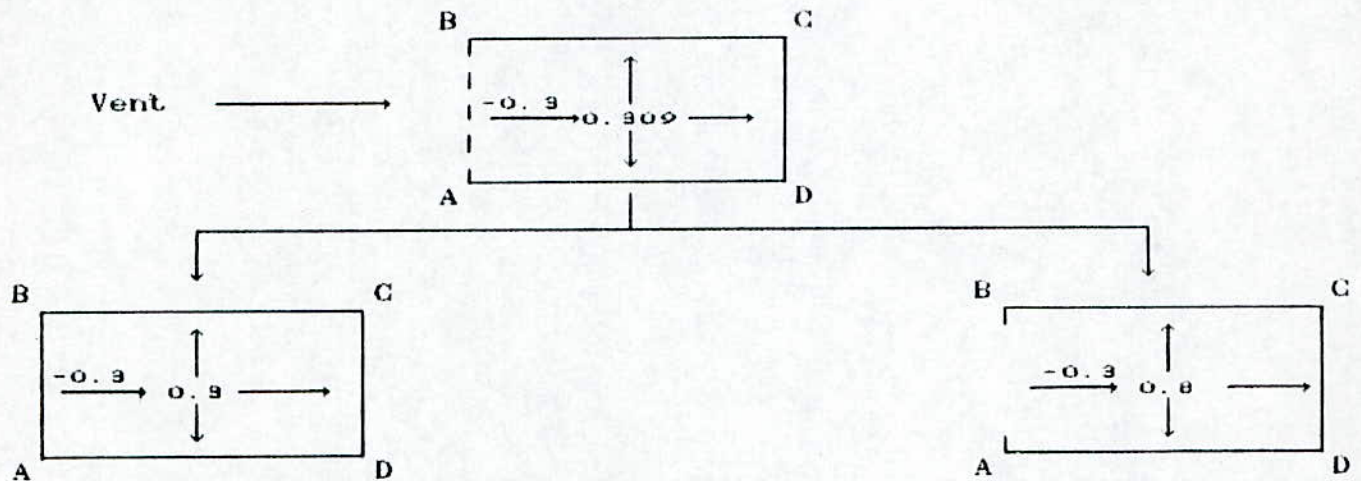
* facade principale : $\mu = \frac{87.5}{106.44 * 7.64} * 100 = 10.75$

L'autre facade étant masquée donc son coefficient $\mu < 5$

* facades latérales de gauche et de droite $\mu = 0$

Donc on a une construction a trois parois fermees et ayant une paroi partiellement ouverte, trois cas d'etude s'imposent :

1ere cas : paroi partiellement ouverte au vent $\gamma_0 = 1$



* Construction fermée : on applique

soit une surpression : $C_i = + 0.6 (1.8 - 1.3 \gamma_0)$

soit une dépression : $C_i = - 0.6 (1.3 \gamma_0 - 0.8)$

* Construction ouverte dont la paroi ouverte est au vent :

- parois fermées AD, BC, CD $\longrightarrow C_i = + 0.8$

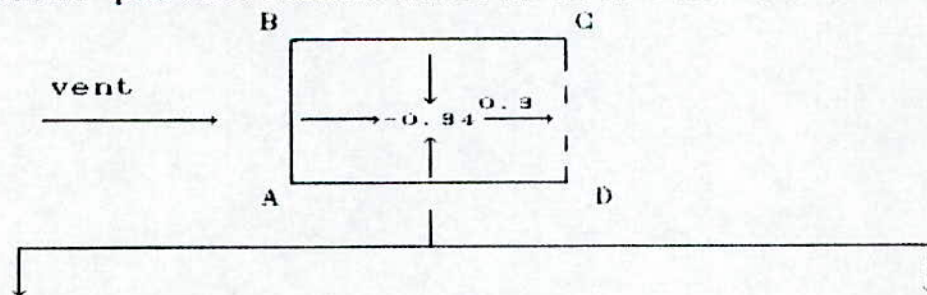
- paroi ouverte : AB $\longrightarrow C_i = - 0.6 (1.3 \gamma_0 - 0.8)$

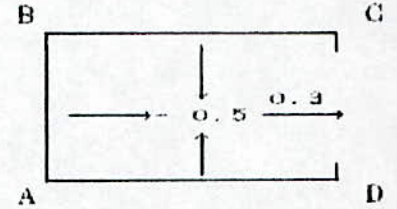
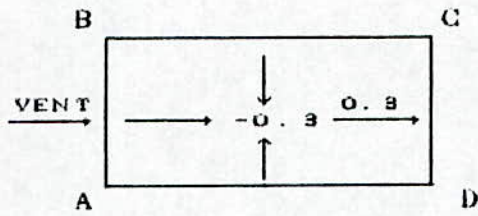
après interpolation on aura :

paroi AB $\longrightarrow C_i = - 0.3$

paroi BC, CD, DA $\longrightarrow C_i = 0.3 + (0.8 - 0.3) * \frac{10.75 - 5}{35 - 5} = 0.39$

2eme cas : paroi partiellement ouverte sous vent normal $\gamma_0 = 1$





* pour une construction ouverte dont la paroi ouverte est sous vent normal :

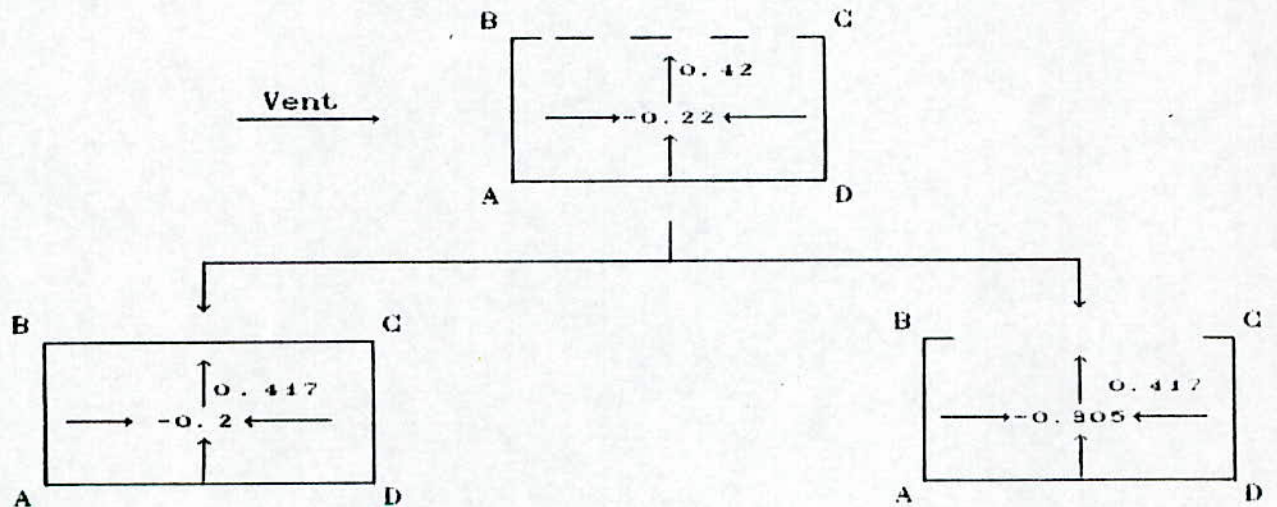
- paroi fermées BC, CD, DA $\longrightarrow C_i = - (1.3 \gamma_0 - 0.8)$
- paroi ouverte AB $\longrightarrow C_i = 0.6 (1.8 - 1.3 \gamma_0)$

L'interpolation donne :

paroi AB $\longrightarrow C_i = + 0.3$

paroi AC, CD, DA $\longrightarrow C_i = - 0.3 + (-0.5 + 0.3) * \frac{10.75 - 5}{35 - 5} = - 0.34$

3eme cas : paroi partie lement ouverte sous vent parallele $\gamma_0 = 0.85$



* pour une constructon ouverte dont la paroi ouverte est sous vent parallele .

- paroi fermées BC, CD, DA $\longrightarrow C_i = - (1.3 \gamma_0 - 0.8)$
- paroi ouverte AB $\longrightarrow C_i = 0.6 (1.8 - 1.3 \gamma_0)$

L'interpolation donne :

paroi AB \longrightarrow $C_i = 0.417$

parois BC, CD, DA \longrightarrow $C_i = -0.20 + (-0.305 + 0.20) * \frac{4.75 - 5}{35 - 5} = -0.22$

REMARQUE :

Pour le cas de depression de la construction la valeur de :
 $C_i = -0.183$ est ramenee a $C_i = -0.20$ (Art 2-2.14 NV 65)

3.3 Action globale :

	PAROIS				
	Coef	AB	BC	CD	DA
	C_e	0.80	-0.50	-0.50	-0.50
	C_i	-0.30	0.39	0.39	0.39
	C	1.10	-0.89	-0.89	-0.89
	C_e	-0.50	-0.50	-0.50	0.80
	C_i	0.42	-0.22	-0.22	-0.22
	C	-0.92	-0.28	-0.28	1.02
	C_e	-0.50	0.80	-0.50	-0.50
	C_i	0.42	-0.22	-0.22	-0.22
	C	-0.92	1.02	-0.28	-0.28

REMARQUE :

TAB II-1

Si: $|C| < 0.3$ on prend $|C| = 0.3$ (Art 2-153 NV 65)

finalement : les actions unitaire de calcul

- * paroi partiellement ouverte :

{	pression	$C = 1.10$
	suction	$C = -0.92$
- * paroi fermee : suction $C = -0.89$

11.3 ETUDE DE L'ATELIER CENTRAL :

3.1 Caractéristiques :

{	longueur	$a = 106.44 \text{ m}$
	largeur	$b = 20.00 \text{ m}$
	hauteur	$h = 17.76 \text{ m}$
	toiture : multiple (en scheds) de caractéristique	

$h_o = 2.5 \text{ m}$
 $l = 7.5 \text{ m}$

} $\alpha = 19^\circ$: Inclinaison des versants de toiture

$K_m = 1$, $K_s = 1$, $K_H = 1.15$

Calcul du coefficient de majoration dynamique β :

On a pour :

$L = a = 106.44 \text{ m}$	$T_a = 0.17 \text{ s}$	$\longrightarrow a = 0.17$	} on prend $\zeta = 0.6$
$L = b = 20 \text{ m}$	$T_b = 0.40 \text{ s}$	$\longrightarrow b = 0.6$	

* Coefficient de pulsation : $H = 17.76 \text{ m} \longrightarrow \tau = 0.35$ (R-III 4 NV 65)

On a une construction a usage autre qu'habitation et bureau donc $\theta = 1$ ainsi on obtient : $\beta = 1.20$ pour un vent normale ou extreme
 $Q_c = 69 * \delta * C \text{ daN/m}^2 \longrightarrow$ vent normal.

3.2 Calcul de coefficient de pression C :

Rapport de dimenssions : $\lambda_a = 0.17$; $\lambda_b = 0.89$

* vent \perp S_a (grande face)

$\lambda_o = 0.5$ et $\lambda_b = 0.89 \longrightarrow \gamma_o = 1$

* vent \perp S_b (petite face)

$\lambda_b = 0.89$ 1 et $\lambda_a = 0.17 \longrightarrow \gamma_o = 0.85$

} (fig R-III 5 NV 65)

a - Action extérieure sur les parois verticales :

* face au vent $C_e = 0.8$

* face sous vent

- * vent normal à S_a $\longrightarrow C_e = - 0.50$
- * vent normal à S_b $\longrightarrow C_e = - 0.305$

b - Actions sur la toiture :

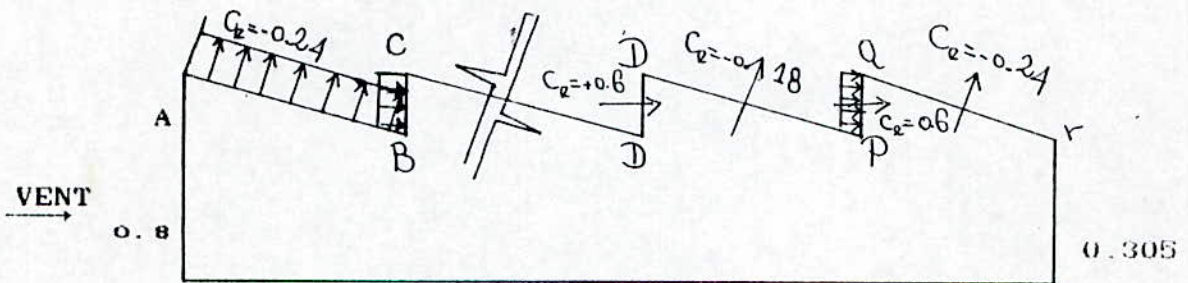
On a une toiture multiple ce qui donne :

b - 1 Vent normal aux génératrices ($V \perp S_b$) $\gamma_0 = 0.85$:

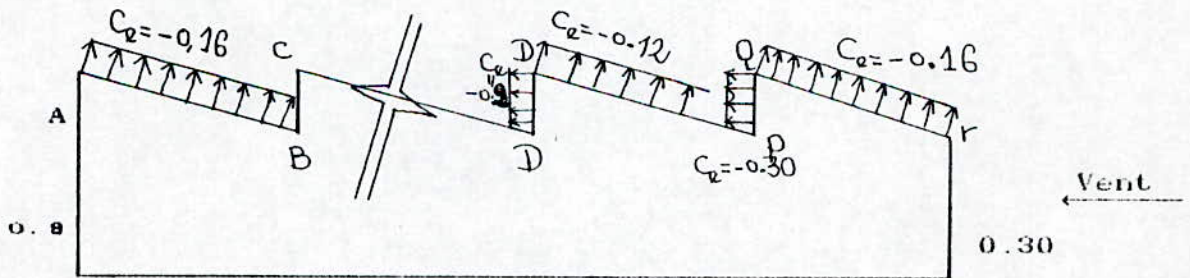
* Pour la première toiture au vent et la dernière versant sous vent. C_e correspond à celui d'une toiture unique.

pour les autres versants on réduit C_e de 25 %

1ere cas :

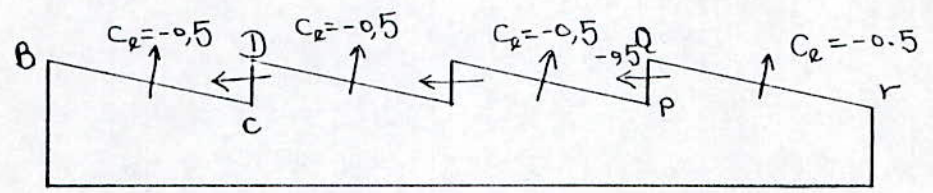


2eme cas :



b - 2 Vent parallèle aux génératrices ($V \perp Sa$, $\gamma' = 1$) :

La valeur de C_e correspondant à $\alpha = 0$ sur le diagramme de la fig R-III NV 65. est de -0.5



c - Actions intérieures :

- * Les façades principales sont masquées donc : $\mu \leq 5\%$
- * Les façades latérales gauche et droite :

$$\mu = \frac{24 * 100}{17.76 * 20} = 6.76\%$$

Donc il s'agit de construction à deux parois partiellement ouvertes , deux cas d'études s'imposent :

1er cas : paroi partiellement ouverte au vent : $\gamma_0 = 1$

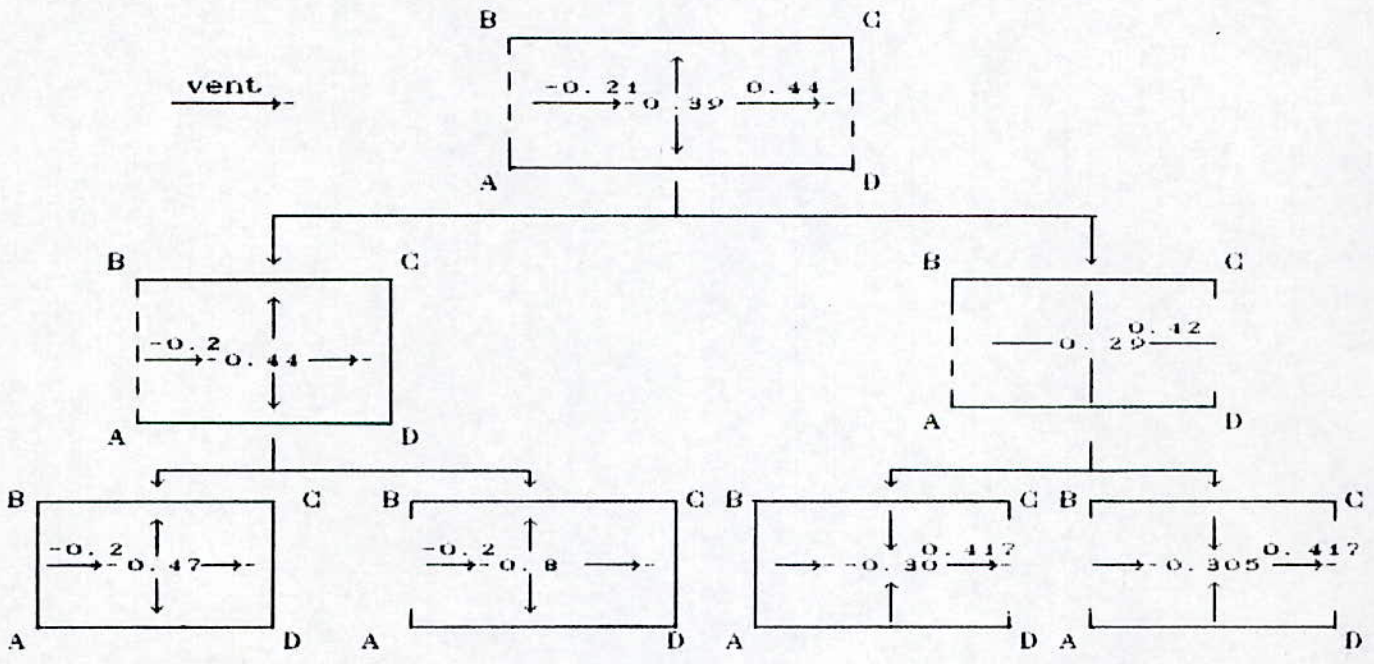


fig : "a"

fig : "b"

1ere INTERPOLATION :

Figure "a" : paroi AB \longrightarrow $C_i = 0.20$

parois BC,CD,DA \longrightarrow $C_i = 0.417 + (0.8 - 0.417) * \frac{6.76 - 5}{35 - 5} = 0.44$

Figure "b" : de la même façon on obtient :

parois AB,BG,DA \longrightarrow $C_i = -0.29$

paroi CD \longrightarrow $C_i = + 0.42$

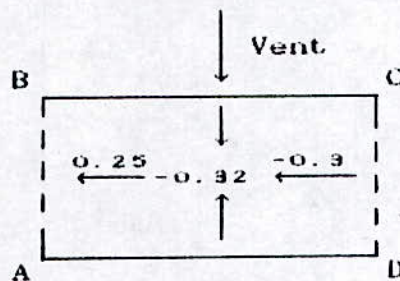
2eme INTERPOLATION :

paroi AB \longrightarrow $C_i = - 0.20 + (- 0.29 + 0.20) * \frac{6.76 - 5}{35 - 5} = - 0.21$

paroi CD \longrightarrow $C_i = 0.42 + (0.44 - 0.42) * \frac{35 - 6.76}{35 - 5} = 0.44$

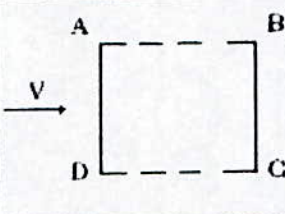
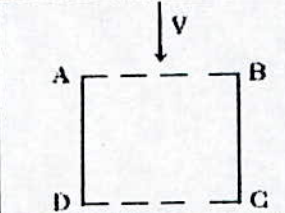
paroi BC et AD \longrightarrow $C_i = 0.44 + (-0.29 - 0.44) * \frac{6.76 - 5}{35 - 5} = 0.39$

2eme cas : parois partiellement ouvertes parallèle au vent :
de la même façon, apres interpolation on trouve :



Actions globale c :

TAB II-2

		parois				
		Coef	AB	BC	CD	DA
	Ce	-0.50	-0.50	-0.50	+ 0.80	
	Ci	+0.25	-0.32	-0.32	-0.32	
	C	-0.75	-0.18	-0.20	1.12	
	Ce	+0.80	-0.305	-0.305	-0.305	
	Ci	-0.21	0.39	0.44	0.39	
	C	1.01	-0.70	-0.75	-0.70	

Si $|C| < 0.3$ on prend $|C| = 0.3$ (Art. 2-153 NV 65)

Finalement : les actions globales unitaires à retenir pour les calculs.

* Pour les parois :

S_a (Facade) Succion c = - 0.70
 pression c = 1.12

S_b (pignon) Succion c = - 0.75
 pression c = 1.01

* pour la toiture

TAB II-3

	versant de toiture						
	coef	AB	BC	CD	DP	PQ	QT
Qr sous vent (vent normal aux generatrices)	C _e	-0.24	+0.60	-0.18	-0.18	0.60	-0.24
	C _i	0.44	-0.20	0.44	0.44	-0.20	0.44
	C	-0.68	0.80	-0.62	-0.62	+0.80	-0.68
Qr au vent	C _e	-0.16	-0.22	-0.12	-0.12	-0.30	-0.16
	C _i	-0.20	-0.44	-0.20	-0.20	0.44	-0.20
	C	+0.04	-0.66	+0.08	+0.08	-0.74	+0.04
Qr sous vent vent parallele aux generatrice	C _e	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
	C _i	-0.32	0.25	-0.32	-0.3	0.25	-0.32
	C	-0.18	-0.75	-0.18	-0.1	-0.75	-0.18

* Pour la toiture :

- versant vertical : pression C = 1.00
- succion C = - 0.75
- versant incliné : pression C = + 0.30
- succion C = - 0.68

II.4 ETUDE DE L'ATELIER ANNEXE :

4.1 Caracteristiques :

- longueur a = 106.44 m
- largeur b = 10.00 m
- hauteur h = 10.45 m

toiture unique a un versant plan ($\alpha \approx 6^\circ$)

$K_m = 1$, $K_s = 1$, $K_H = 1$

Calcul de β :

$\varepsilon_a = 0.1$, $\varepsilon_b = 0.5$, on prend $\varepsilon = 0.5$

* $H = 10.45$ m $\longrightarrow \tau = 0.36$ (fig : R III 4 NV 65)

* $\theta = 1$ construction à usage autre qu'habitation ou de bureau
donc $\beta = 1.18$ pour un vent normal ou extreme

$Q_c = 59.5 * \delta * C$ daN/m² \longrightarrow vent normal.

4.2 Calcul de coefficient de pression C :

Rapport de dimensions : $\lambda_a = 0.09$, $\lambda_b = 1.05$

* vent $\perp S_a$:

$\lambda_a < 0.5$ et $\lambda_b = 1.05$ $\longrightarrow \gamma_0 = 1.0$

* vent $\perp S_b$

$\lambda_b = 1$ et $(b/a) = 0.09$ $\longrightarrow \gamma_0 = 0.85$

(fig R III 5 NV 65)

a - Actions exterieures sur les parois verticales :

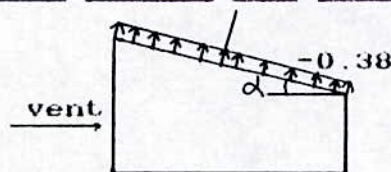
* Face au vent : $C_e = 0.8 \gamma_0$

* Face sous vent : vent $\perp S_a \longrightarrow C_e = - 0.50$

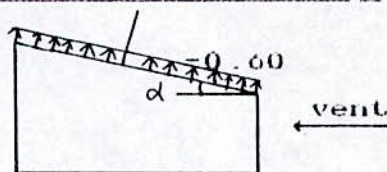
vent $\perp S_b \longrightarrow C_e = - 0.305$

b - Action sur la toiture :

a - vent normal aux generatrices ($V \perp S_a$, $\gamma_0 = 1.0$:



cas " b1 "
toiture sous vent



cas " b2 "
toiture au vent

b - 1 Vent parallèle aux génératrices ($V \perp S_b$, $\gamma_0 = 0.85$) :

C_e correspond a $\alpha = 0$ sur le diagramme de la fig R-111 o NV 65
 $C_e = -0.28$

c - Action interieure :

Calcul des coefficients de permeabilites :

* Facade principale : $\mu = \frac{87.5 * 100}{106.44 * 9.45} = 8.69$

* l'autre facade étant masquee donc $\mu \leq 5 \%$

* Les pignons : $\mu = 0$

donc on a une construction a trois parois fermees et une paroi partiellement ouverte ainsi trois cas d'etude s'imposent :

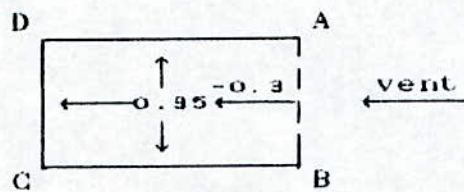
1er cas : paroi partiellement ouverte au vent $\gamma_0 = 1$

2eme cas : paroi partiellement ouverte sous vent normal

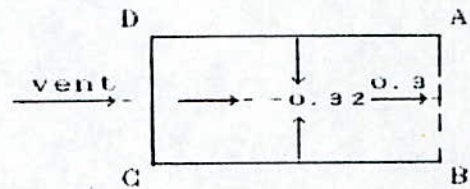
3eme cas : paroi partiellement ouverte sous vent parallèle

Les calculs sont menus de la même façon que pour le batiment administratif.

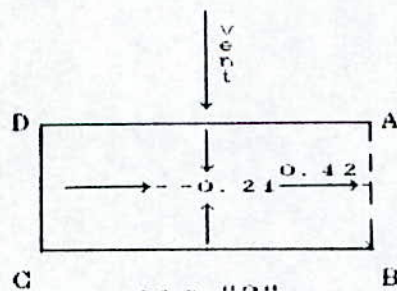
on trouve :



cas "1"



cas "2"



cas "3"

Finalement : les actions unitaires de calculs sont :

* Facade : comme les deux facades sont de permeabilite et hauteur defferentes on aura :

a) facade fermee : succion $C = - 0.85$

b) facade partiellement ouverte : pression $C = 1.10$
succion $C = - 0.80$

* Pignon : pression $C = 1.01$
succion $C = - 0.85$

* Toiture : pression $C = + 0.3$
succion $C = - 0.70$

De même que précédement pour $|C| < 0.3$ on prend : $|C| = 0.3$

II.5 CALCUL DE LA FORCE D'ENTRAÎNEMENT :

Pour un vent soufflant perpendiculairement au plan des joints et aux generatrices, la force d'entrainement la plus defavorable a prendre en compte sur chaque bloc est egale a celle determinee sur le bloc extreme au vent dans l'etude de la construction dans son ensemble, ainsi on obtient :

a - Pour l'atelier central :

* Vent frappe le versant vertical :

$$T = 0.1 * q * AB * l_p * 1.75 = 7245 \text{ daN} \quad (\text{Art 2-162 NV 65})$$

* Vent frappe le versant vertical incline :

$$T = 0.44 * q * AB * l_p * 1.75 = 2898 \text{ daN}$$

avec :

l_p : largeur du pignon qui est de 20 m.

AB : largeur de la toiture sans le premier et le dernier versant

b - Pour l'atelier annexe :

Dans ce cas , la force unitaire d'entrainement applicable a la surface de la toiture sur une distance de $(L - 4h)$ est donnee par :

$$0.010 * q \text{ daN/m}^2.$$

CHAPITRE III



PONTS ROULANTS

Pont roulant de 32 t (Bipoutres)

III.1 Caracteristiques :

N : Puissance du pont .

B : Poids du pont .

K : Poids du chariot .

R_{max} : Réaction verticale maximale statique (Pont immobile)

R_{1max} : Réaction verticale maximale dynamique (Pont en mouvement)

R_{2max} : Réaction horizontale longitudinale maximale (pont en freinage)

R_{3max} : Réaction horizontale transversale maximale

l : Portée du pont roulant .

e : Ecartement des galets de translation .

$R_{max} = 19136 \text{ daN}$, $K = 2900 \text{ daN}$.

$N = 32000 \text{ daN}$, $L = 19.50 \text{ m}$.

$B = 12100 \text{ daN}$, $e = 3.15 \text{ m}$.

III.1.1 Groupe du pont :

D'après l'état de charge et la condition d'utilisation fixes par l'utilisateur, le pont est classé en groupe III .

III.1.2 Evaluation des reactions des galets :

- Réaction verticale du galet:

$$R_{1max} = \varphi R_{max}$$

φ : Coefficient d'effets dynamiques

$\varphi = \varphi_1 = 1.25$ pour le calcul du chemin de roulement.

donc $R_{1max} = 23920 \text{ daN}$.

- Réaction horizontale transversale :

La position du milieu de la portée du pont correspondant aux réactions transversales maximales .

Formule approchée :

$$R_{\max, \min} = (0.024 (N+K+B_r) * \frac{1}{e} \pm 0.021 (N+K))$$

$$R_{\max} = 7680 \text{ daN} , R_{\min} = 6214 \text{ daN}$$

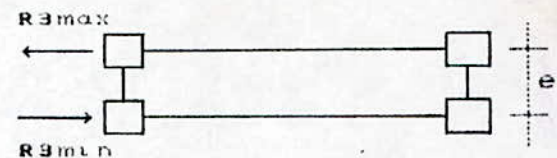
III.2 Détermination des efforts :

III.2.1 Sous les charges verticales :

Les deux galets exercent sur leur rail de roulement deux réactions horizontales transversales qui sont inégales et de sens contraires a cause des facteurs suivants :

- Déplacement du chariot sur le pont.

- Frottements inégaux des galets sur leurs rails.



1-1 Moment flechissant :

Sous l'effet des charges verticales la section dangereuse (s) n'est pas connue ; le theoreme de BARRE nous permet de la déterminer

La charge P_k sous laquelle se produira le moment flichissant maximum est habituellement celle qui satisfait l'inegalite :

$$\sum_{i=1}^{k-1} P_k \leq -\frac{R}{2} \leq \sum_{i=1}^k P_k \quad M_f^{\max} \quad \text{si } e = e_1$$

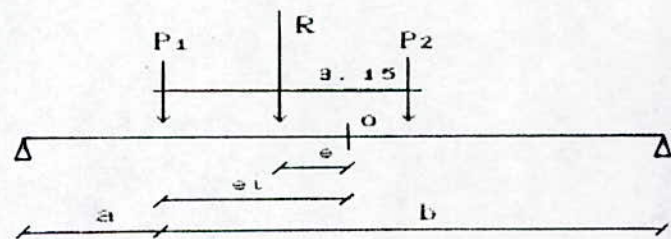
$$R = 2R_{1\max}$$

$$P_1 = P_2 = R_{1\max} = 23920 \text{ daN}$$

$$\text{Pour } P_i = P_1 ; k = 1$$

$$0 \leq P \leq P ; \text{ bon}$$

$$\text{Pour } P_i = P_2 ; k = 2$$



$P \leq P \leq 2P$; bon

$$\sum M/o = 0 \quad e_i + e = 1.575$$

mais $e = e_i$ donc $e = 0.7875$

$$y_1 = \frac{a * b}{l} = 1.7923$$

$$y_2 = \frac{b - 3.15}{b} * y_1 = 0.5480$$

$$M_{max}^V = R_{max} (y_1 + y_2)$$

$$M_{max}^V = 55.98 \text{ t.m}$$

1-2 Effort tranchant :

$$T_{max}^V = R_{max} (Z_1 + Z_2)$$

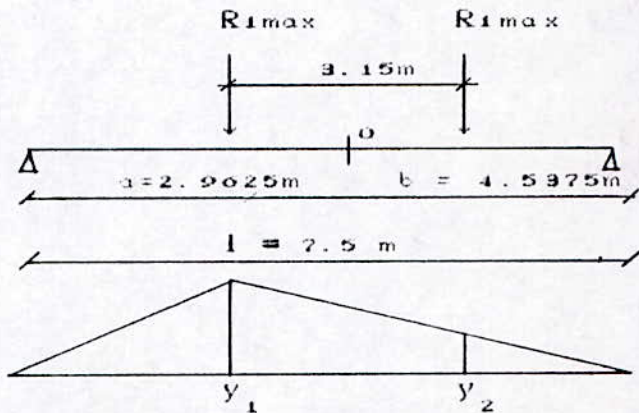
$$Z_1 = 1$$

$$Z_2 = \frac{l - 3.15}{l} * Z_1 = 0.58$$

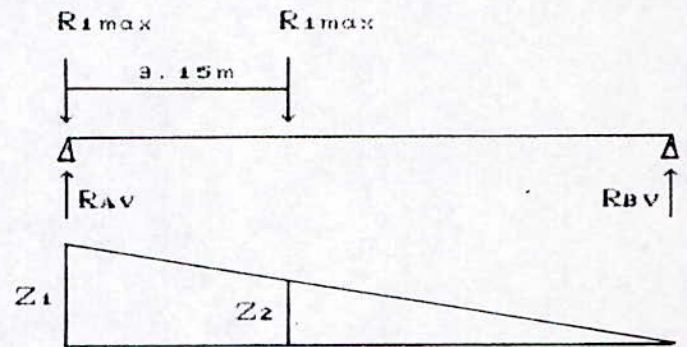
$$T_{max}^V = 37.79 \text{ t}$$

$$R_{AV} = 37793.6 \text{ daN.}$$

$$R_{BV} = 10046.4 \text{ daN.}$$



La ligne d'influence du moment flechissant.



Ligne d'influence de l'effort tranchant

III.2.2 Dimensionnement de la poutre de roulement :

Critère de déformabilité : (Annexe 13 CM 66) :

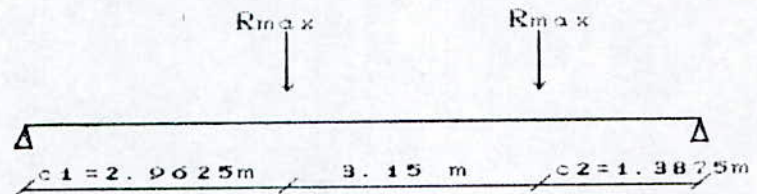
$$f = f_1 + f_2 = \frac{P * L^2 * C_1}{48 EI_x} \left(3 - 4 \frac{C_1^2}{L^2} \right) + \frac{P * l * C_2^2}{48 EI_x} \left(3 - 4 \frac{C_2^2}{l^2} \right) \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{750} = \frac{750}{750} = 1 \text{ cm}$$

$$d'ou I_x \geq \frac{P * l^2}{48 E * \bar{f}} \left[C_1 \left(3 - 4 \frac{C_1^2}{l^2} \right) + C_2 \left(3 - 4 \frac{C_2^2}{l^2} \right) \right]$$

$$I_x \geq \frac{19.136 * 10^3 (750)^2}{48 * 2.1 * 10^6 * 1} \left[296.25 \left(3 - 4 \left(\frac{2.9625}{7.50} \right)^2 \right) + 138.75 \left(3 - 4 \left(\frac{1.3875}{7.50} \right)^2 \right) \right]$$

$$I_x \geq 117583 \text{ cm}^2$$

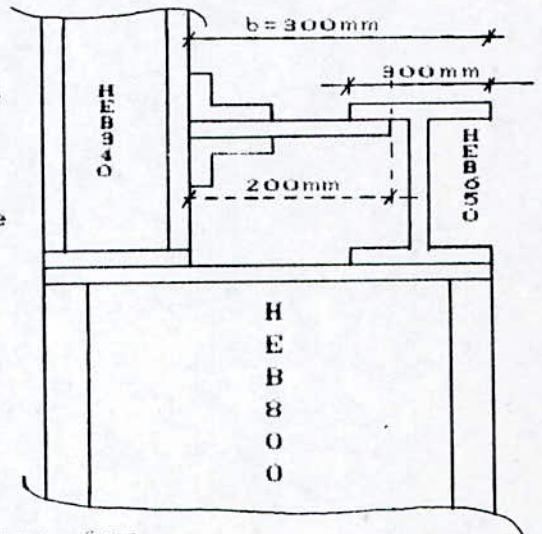


nous choisissons un **HEB 650** ($I_x = 210620 \text{ cm}^4$)

III.2.3 Poutre horizontale supérieure (Poutre de freinage) :

C'est une poutre horizontale, elle est constituée par deux membrures. la membrure intérieure (côté du pont) est constituée par la semelle supérieure de la poutre verticale sous rail.

Quant à la membrure extérieure elle est représentée par un profilé en 2L dos à dos (120 * 120 * 10).



un fer plat de 20 mm d'épaisseur forme son âme.

3 - 1 Verification des cornieres :

* Poids propre : 21.60 daN/ml .

* P. propre du fer plat $0.135 * 2 * 7850 = 21.195 \text{ daN/ml}$.

$$Q = \frac{4}{3} (21.60 + 21.195) = 57.06 \text{ daN/ml} .$$

$$M_{\max} = \frac{Q l^2}{8} = 401.20 \text{ daN.m}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{40120}{85.2} = 470 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$$

Critère de déformabilité $f = \frac{5 Q * l^4}{384 E I_x} \leq \bar{f} = \frac{L}{300} = 2.5 \text{ cm}$

$$Q = 21.60 + 21.195 = 42.795 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{5 * 0.42795 * (750)^4}{384 * 2.1 * 10^6 * 735} = 1.4 \text{ cm} < \bar{f}$$

3.2 Determination des efforts sous les charges horizontales transversales :

* La largeur du rail de roulement admissible : 50 à 80 mm .

* $R = 19.136 \text{ t}$ donc $H = 75 \text{ mm}$

(Tab III page 69 revue CM " N° 1 ; 1973)

$$H_{tmax} = R_{smax} = 7.680 \text{ t} , \quad H_{tmin} = R_{amin} = 6.214 \text{ t}$$

$$M_{tmax} = R_{imax} * e_o + H_{tmax} * H , \quad M_{tmin} = R_{imax} * e_o + H_{tmin} * H$$

H : hauteur du rail.

e_o : la moitié du quart de la largeur utile du rail .

$$e_o = \frac{1}{2} * \left(\frac{53}{4} \right) = 6.625 \text{ mm}$$

$$M_{tmax} = 23.92 * 0.006625 + 7.68 * 0.075 = 0.7344 \text{ t.m} , \quad M_{tmin} = 0.624 \text{ t.m}$$

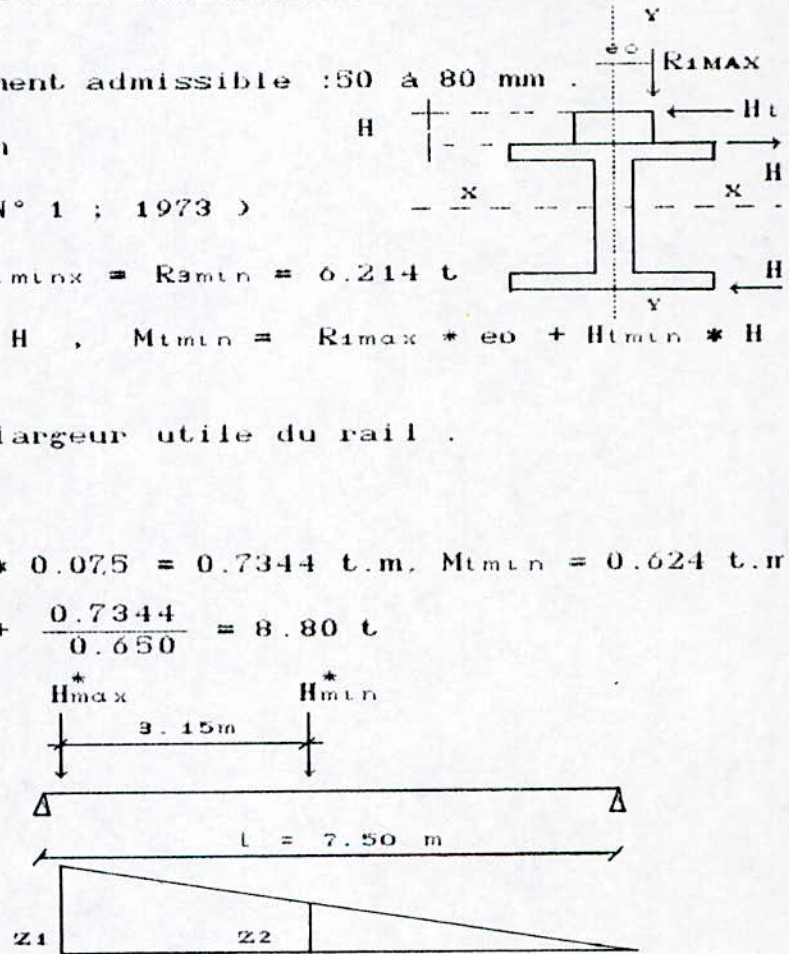
$$H_{tmax}^* = H_{tmax} + \frac{M_{tmax}}{h} = 7.68 + \frac{0.7344}{0.650} = 8.80 \text{ t}$$

$$M_{tmax}^H = H_{tmax}^* * h = 5.72 \text{ t.m} .$$

Calcul de T_{tmax}^H :

$$T_{tmax}^H = H_{tmax} * z_1 - H_{tmin} * z_2$$

$$T_{tmax}^H = 3.92 \text{ t}$$



3.3 Caractéristiques géométriques de la poutre de freinage :

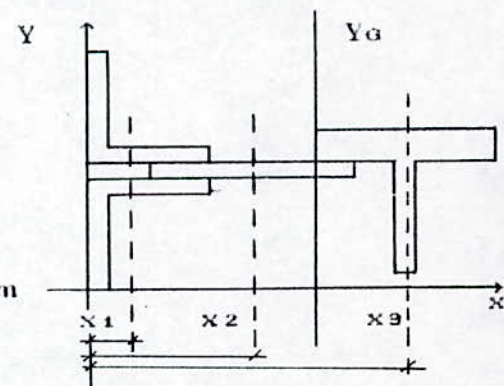
$$x_1 = 3.4 \text{ cm} ; \quad A_1 = 55.02 \text{ cm}^2$$

$$x_2 = 10 \text{ cm} ; \quad A_2 = 40 \text{ cm}^2$$

$$x_3 = 30 \text{ cm} , \quad A_3 = 131.4 \text{ cm}^2$$

$$x_G = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i} = 20 \text{ cm}$$

$$I_1/Y_G = I_1/Y_{G1} + A_1 (x_G - x_1)^2 = 15896.31 \text{ cm}^4$$



$$I_2/Y_0 = I_2/Y_{02} + A_2 (x_0 - x_2)^2 = 5333.33 \text{ cm}^4 .$$

$$I_3/Y_0 = I_3/Y_{03} + A_3 (x_0 - x_3)^2 = 20123.17 \text{ cm}^4 .$$

$$I_{y0} = 41352.81 \text{ cm}^4, V = 20 \text{ cm}, V = 25 \text{ cm}, W_{y0} = I_{y0}/V = 1654011 \text{ cm}^3$$

III.3 Calcul des contraintes et verifications :

III.3.1 contrainte principales :

1-1 contraintes dues au poids propre :

$$P.P = P.P.rail + P.P.profil, \quad P = 43.3 + 225 = 268.5 \text{ daN/ml}$$

$$M_p = \frac{P l^2}{8} = 1887.89 \text{ daN.m}, \quad T_p = \frac{P l}{2} = 1006.87 \text{ daN}$$

$$\text{- Contraintes : } \sigma_p = \frac{M_p}{W_x} = \frac{1887.89}{6480} = 29.13 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_p = \frac{T_p}{A_a} = \frac{1006.87}{94.08} = 10.70 \text{ daN/cm}^2$$

1.2 Contraintes dues aux charges verticales du pont :

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{55.98 * 10}{6480} = 863.88 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{s1} = \frac{T_{\max}^V}{A_a} = \frac{37.79 * 10^3}{94.08} = 401.67 \text{ daN/cm}^2$$

1.3 Contraintes dues aux charges horizontales transversales :

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{\max}^H}{W_{y0}} = \frac{5.72 * 10^5}{1654.11} = 345.80 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{s2} = \frac{T_{\max}^H * S_y}{b * I_{y0}}, \quad b = 2 \text{ cm}$$

S_y : moment statique de la section de la poutre horizontale située

droite de Y_0 ; $S_y = 3.1 * 25 * 12.5 = 968.75 \text{ cm}^3$

$$\tau_{s2} = \frac{3920 * 968.75}{3.1 * 41352.81} = 29.62 \text{ daN/cm}^2$$

1.4 Contraintes dues aux surcharges horizontales longitudinales :

$$\sigma_{s3} = \frac{R_{2\max}}{A_s + 15 e_a} = 32.71 \text{ daN/cm}^2$$

$\tau_s = 0$ (car σ_{s3} est une contrainte de compression simple)

III.3.2 Contraintes secondaires :

Dûs aux efforts de l'action locale des galets, qui se traduit par une compression verticale de l'âme, maximale au contact de la semelle supérieure.

$$\sigma_{cpr} = \frac{R}{l * t} \quad , \quad l = 2 h + 50$$

σ_{cpr} = contrainte maximale de pression locale.

l : longueur fictive de répartition de la pression

h : dénivellation entre le dessus du rail et le dessus de l'âme.

t : épaisseur de l'âme.

$$R = \frac{3}{2} * R_{max} \quad \sigma_{cpr} = \frac{1.5 * 23920}{1.6(50+2(3.1+7.5))} = 370.04 \text{ cm}^2$$

III.3.3 Verifications :

Deux vérifications sont à effectuer :

La première est une vérification classique de la résistance de tous les éléments du chemin de roulement aux efforts d'ensemble de flexion, de torsion et de cisaillement. Elle sera effectuée conformément aux prescriptions des règles CM 66.

La deuxième est une vérification complémentaire, spéciale à la fatigue du passage répété du pont roulant.

1 re Verifications :

- Pont en service normal :

* Contraintes normales :

$$- 1.3 \sigma_p + 1.5 \varphi \sigma_{s1} \leq \sigma_e$$

$$1.3 * 29.13 + 1.5 * 863.88 = 1333.68 \text{ daN/cm}^2 \leq \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

$$- 1.3 \sigma_p + 1.5 (\sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \sigma_{s3}) \leq \sigma_e$$

$$1.3 * 29.13 + 1.5 (691.10 + 345.80 + 32.71) = 1642.29 \text{ daN/cm}^2 \leq \sigma_e$$

* Contrainte tangentielle :

$$- 1.3 \tau_p + 1.5 \phi \tau_{s1} \leq 0.65 \sigma_e = 1560 \text{ daN/cm}^2$$

$$1.3 * 10.70 + 1.5 * 401.67 = 616.41 \text{ daN/cm}^2 \leq 0.65 \sigma_e$$

$$- 1.3 \tau_p + 1.5 (\tau_{s1} + \tau_{s2} + \tau_{s3}) \leq 0.65 \sigma_e$$

$$1.3 * 10.70 + 1.5 (321.33 + 29.62 + 0) = 540.33 \text{ daN/cm}^2 \leq 0.65 \sigma_e$$

- Pont hors service :

* Contraintes normales :

$$- 1.3 \sigma_p \leq \sigma_e \quad , \quad 1.3 * 29.13 \leq \sigma_e$$

$$- \sigma_p \leq \sigma_e \quad , \quad 29.13 \leq \sigma_e$$

* Contrainte tangentielle :

$$- 1.3 \tau_p \leq 0.65 \sigma_e \quad , \quad 1.3 * 10.70 \leq 0.65 \sigma_e$$

$$- \tau \leq 0.65 \sigma_e \quad , \quad 10.70 \leq 0.65 \sigma_e$$

* 2^{eme} Verification :

Deux vérifications essentielles sont effectuées :

$$1^\circ) \sigma_{cpr} = \sigma_y \leq \sigma_f \quad , \quad \sigma_y = 370.04 \text{ daN/cm}^2$$

σ_f est déterminée en fonction des paramètres μ, P, n (page 57 Revue CM N° 4 1970) , $\sigma_f = 1600 \text{ daN/cm}^2$ donc $\sigma_{cpr} \leq \sigma_f$

a) Contrainte normales :

$$\sigma_x = \sigma_p + \phi_f \sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \sigma_{s3} \leq \sigma_f$$

$$\phi_f = 1.15 \text{ (page 59 CM N° 4 ; 1970) .}$$

$$\sigma_x = 29.13 + 1.15 * 691.10 + 345.80 + 32.71 = 1202.40 \text{ daN/cm}^2 \leq \sigma_f$$

b) Contraintes tangentielle :

$$\tau = \tau_p + \phi_f \tau_{s1} + \tau_{s2} + \tau_{s3} \leq 0.65 \sigma_f$$

$$\tau = 10.70 + 1.15 * 321.33 + 29.62 = 409.84 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f \text{ (pour } \mu = -1 \text{)} = 1550 \text{ daN/cm}^2, \tau \leq 0.65 \sigma_f = 1007.5 \text{ daN/cm}^2$$

c) Contrainte equivalente : $\sigma_e \leq \sigma_f$ avec :

$$\sigma_e = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3 \tau^2}$$

$$\sigma_x = 1202.40 \text{ daN/cm}^2, \sigma_y = 370.04 \text{ daN/cm}^2, \tau = 409.84 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{d'où } \sigma_e = 1281.28 \text{ daN/cm}^2 \leq \sigma_f$$

III.3.4 Verification de la fleche :

= Fleche verticale :

f_1 : due au poids propre (unif . rep)

$$f_1 = \frac{5 q l^4}{384 EI_x} = \frac{5 * 268.5 * (7.50)^4 * 10^{-2}}{384 * 2.1 * 10^{10} * 210620} = 0.02 \text{ cm}$$

$$f_2 : \text{ due au pont roulant : } P = 19136 \text{ daN} ; \begin{cases} c_1 = 2.9625 \text{ m} \\ c_2 = 1.3875 \text{ m} \end{cases}$$

$$f_2 = \frac{p l^2}{48 EI_x} \left[c_1 \left(3 - 4 \frac{c_1^2}{l^2} \right) + c_2 \left(3 - 4 \frac{c_2^2}{l^2} \right) \right] = 0.55 \text{ cm}$$

$$f_v = f_1 + f_2 = 0.57 \text{ cm} \leq \overline{f_v} = \frac{l}{750} = 1 \text{ cm}$$

= Fleche horizontale : $c_1 = 0, c_2 = 3.15 \text{ m}$

$$f_H = \frac{H t^*}{48 EI_{yG}} \left[c_1 \left(3 - 4 \frac{c_1^2}{l^2} \right) + c_2 \left(3 - 4 \frac{c_2^2}{l^2} \right) \right] = 0.85 \text{ cm}$$

$$f_H = 0.85 \text{ cm} \leq \overline{f_H} = \frac{l}{750} = 1 \text{ cm}$$

III.3.5 Verification au voilement :

* - Voilement des semelles :

$$\text{On verifie : } \frac{b}{2 t} \leq 15 \sqrt{\frac{24}{\sigma_e}}$$

$$t = 3.1 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}, \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2, \frac{b}{2 t} = 4.83 \leq 15$$

* Voilement de l'âme : on vérifie :

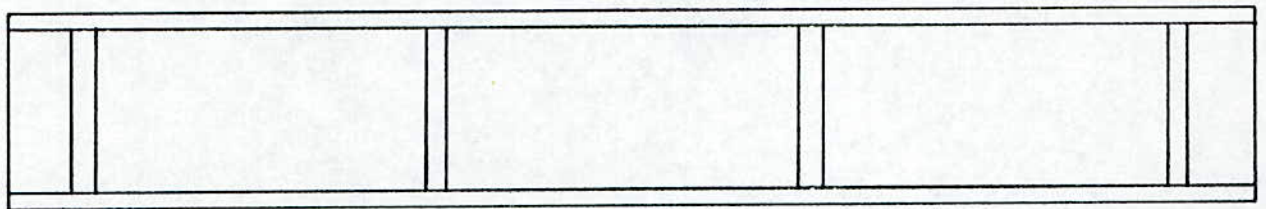
$$\left(\frac{\sigma}{7} \right)^2 + \tau^2 \leq 0.0015 \left(1000 \frac{ea}{ha} \right)^4 = 822.35$$

$$\sigma = \frac{(M_p + M_{s1})}{I_x} * (h/2 - e_s) = 8.34 \text{ daN/mm}^2$$

$$\tau = \frac{T_p + T_{G1}}{A_a} = 4.12 \text{ daN/mm}^2$$

$$\left(\frac{\sigma}{7} \right)^2 + \tau^2 = 18.39 \quad 822.35$$

- Donc , il n'y a pas risque de voilement , neanmoins on adoptera des raidisseurs aux appuis et en travée .



7.50m

- Pour éviter l'utilisation des raidisseurs longitudinaux ; on doit vérifier : $ea \geq 0.006 ha$, $ea = 16 \text{ mm} \geq 0.006 * 588 = 3.52 \text{ mm}$ donc les raidisseurs longitudinaux sont inutiles .

Remarque :

Le calcul de ce chapitre est effectuée conformément aux :
 " Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de ponts roulants " extraits de la revue " CONSTRUCTION METALLIQUE 1973 "

PONT ROULANT DE 10 t (Bipoutres)

PONT ROULANT DE 10 t (Monopoutres)

D) Caracteristiques :

Pont : portée 20 m

pont : portée 10 m

$R_{max} = 6465$ daN.

$R_{max} = 6357$ daN.

$N = 10000$ daN.

$N = 10000$ daN.

$B = 5950$ daN.

$B = 2570$ daN.

$K = 690$ daN.

$K = 1015$ daN.

$l = 18.80$ m.

$m = 9.00$ m.

$e = 3.10$ m.

$e = 1.60$ m.

Largeur du rail de roulement = 40 à 55 mm ; (35 à 50 mm)

groupe III

I.1 Evaluation des reactions des galets :

$R_{1max} = 8081.25$ daN

$R_{1max} = 7946.25$ daN

$R_{2max} = 1293$ daN

$R_{2max} = 1271.4$ da

$R_{3max} = 2646.41$ daN

$R_{3max} = 2065.29$ daN

$R_{amin} = 2197.4$ daN

$R_{amin} = 1602.66$ daN

II : Determination des efforts :

1. Sous charges verticales :

$M_{max}^V = 19072.91$ daN.m

$M_{max}^V = 23733.43$ daN.m

$T_{max}^V = 12822.25$ daN

$R_{AV} = 15617.03$ daN

$R_{Av} = 14104.47$ daN

$T_{max}^V = 14197.30$ daN

$R_{Bv} = 3674.27$ daN

$R_{Bv} = 1864.7$ daN

2 - Dimensionnement de la poutre de roulant

$I_x \geq 40124.24$ cm⁴

$I_x \geq 49122.83$ cm⁴

nous choisissons HEA 450

($I_x = 63722$ cm⁴)

3.2 DETERMINATION DES EFFORTS SOUS LES CHARGES HORIZONTALES TRANSVERSALES :

$R = 6.465$ t donc $H = 55$ mm

$R = 6.357$ t donc $H = 55$ mm

$H_t = 2646.41$ daN.

$H_t = 2065.29$ daN.

$eo = \frac{1}{2} * (\frac{37}{4})$

$eo = 4.625$ mm .

$$= 4.625 \text{ mm}$$

$$M_t = 0.18293 \text{ t.m}$$

$$H_t^* = 2.64641 + \frac{0.18293}{0.440}$$

$$= 3.062 \text{ t}$$

$$R_A = 3818.9 \text{ daN}$$

$$M_{\max}^H = 1.3473 \text{ t.m}$$

$$T_{\max}^H = 4.8586 \text{ t}$$

$$A_g = 82.8375 \text{ cm}^2$$

$$x_g = 17.27 \text{ cm}^2$$

$$I_{y_g} = 18144.2 \text{ cm}^4$$

$$I_{y_g} = 39373.84 \text{ cm}^4$$

$$v = 17.27 \text{ cm}$$

$$v = 27.73 \text{ cm}$$

$$W_{y_g} = 1419.9 \text{ cm}^3$$

$$M_t = 0.15034 \text{ t.m}$$

$$H_t^* = 2.4069 \text{ t}$$

$$R_A = 994.8 \text{ daN}$$

$$M_{\max}^H = 1.0590 \text{ t.m}$$

$$T_{\max}^H = 4.3003 \text{ t}$$

III calcul des contraintes et verifications :

$$P = 22.2 + 140 = 162.2 \text{ daN/ml}$$

$$M_p = 1140.46 \text{ daN.m}$$

$$T_p = 608.25 \text{ daN}$$

$$\sigma_p = 39.32 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_p = 13.29 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{s1} = 657.68 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{s1} = 280.16 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{s2} = 94.88 \text{ daN/cm}^2$$

$$S_y = 809.44 \text{ cm}^3$$

$$b = 2.1 + 2 = 4.1 \text{ cm}$$

$$\tau_{s2} = 24.36 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{s3} = 16.11 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{s3} = 0$$

$$\sigma_{cpr} = 161.66 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{s1} = 818.39 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{s1} = 310.18 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{s2} = 74.58 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{s2} = 21.56 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{s3} = 15.84 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{cpr} = 122.92 \text{ daN/ml}$$

3. Verifications :

Pont portée : 20m

- $1.3 \sigma_p + 1.5 \varphi \sigma_{s1} = 1037.6 \text{ daN/cm}^2 < \sigma$.
- $1.3 \sigma_p + 1.5 (\sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \sigma_{s3}) = 1006.8 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$.
- $1.3 \tau_p + 1.5 \varphi \tau_{s1} = 437.51 \text{ daN/cm}^2 < 0.65 \sigma_e$.
- $1.3 \tau_p + 1.5 (\tau_{s1} + \tau_{s2} + \tau_{s3}) = 423.84 \text{ daN/cm}^2 < 0.65 \sigma_e$.
- $1.3 \tau_p \leq \sigma_e$
- $\sigma_p \leq \sigma_e$
- $1.3 \tau_p \leq 0.65 \sigma_e$.
- $\tau_p \leq 0.65 \sigma_e$.

Pont portée : 10 m

- $1.3 \sigma_p + 1.5 \varphi \sigma_{s1} = 1278.70 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$.
- $1.3 \sigma_p + 1.5 (\sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \sigma_{s3}) = 1168.81 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$.
- $1.3 \tau_p + 1.5 \varphi \tau_{s1} = 482.54 \text{ daN/cm}^2 < 0.65 \sigma_e$.
- $1.3 \tau_p + 1.5 (\tau_{s1} + \tau_{s2} + \tau_{s3}) = 421.83 \text{ daN/cm}^2 < 0.65 \sigma_e$.
- $\sigma_y = 161.66 \text{ daN/cm}^2$ $\sigma_y = 122.92 \text{ daN/cm}^2$
- $\sigma_x = 684.85 \text{ daN/cm}^2 \leq \sigma_l$ $\sigma_x = 843.33 \text{ daN/cm}^2 \leq \sigma_l$
- $\tau = 295.39 \text{ daN/cm}^2 \leq 0.65 \sigma_l = 1007.5 \text{ daN/cm}^2$
- $\tau = 306.92 \text{ daN/cm}^2 \leq 0.65 \sigma_l$
- $\sigma_c = 803.86 \text{ daN/cm}^2 \leq \sigma_l$ $\sigma_c = 951.45 \text{ daN/cm}^2 \leq \sigma_l$

4. Verification de la fleche :

- | | |
|--|--|
| $f_1 = 0.03 \text{ cm}$ | $f_1 = 0.03 \text{ cm}$. |
| $f_2 = 0.61 \text{ cm}$ | $f_2 = 0.77 \text{ cm}$. |
| $f_v = 64 \text{ cm} < \overline{f}$ | $f_v = 0.8 \text{ cm} < \overline{f}$. |
| $f_H = 0.31 \text{ cm} < \overline{f}$ | $f_H = 0.15 \text{ cm} < \overline{f}$. |

5. Verification au voilement :

- $\frac{b}{2t} = 7.14 \leq 15$.
- $\sigma = 6.31 \text{ daN/mm}^2$ $\sigma = 7.76 \text{ daN/mm}^2$.
- $\tau = 2.93 \text{ daN/mm}^2$ $\tau = 3.23 \text{ daN/mm}^2$.
- $(\frac{\sigma}{\gamma})^2 + \tau^2 = 9.39 \leq 1045.56$ $(\frac{\sigma}{\gamma})^2 + \tau^2 = 11.69 \leq 1045.56$
- $e_a = 11.5 \text{ mm} \geq 0.006 * 398 = 2.388 \text{ mm}$.

CHAPITRE IV

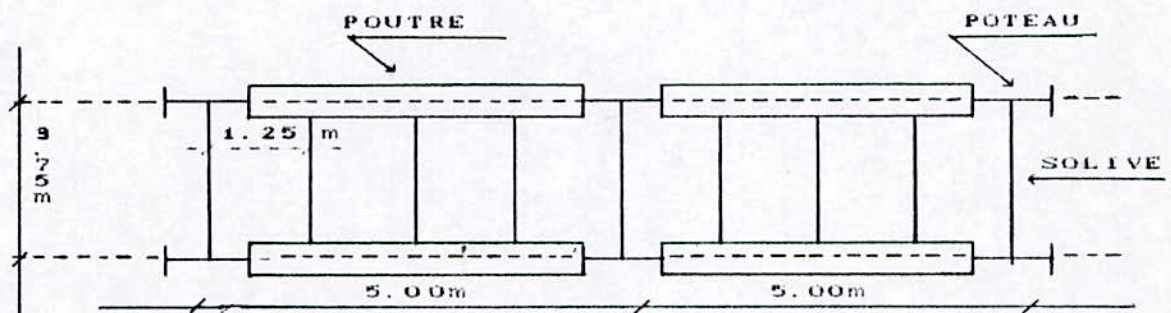


ETUDE DU PLANCHER

IV-1 PLANCHER COURANT :

L'ossature du plancher mixte à dalle collaborante est constituée par :

- * Des solives (poutrelles).
- * Une tôle nervurée (coffrage perdu).
- * Des connecteurs.
- * Une dalle en béton armé .



On admet que le béton et l'acier travaillent solidairement et qu'aucun glissement n'est possible, au droit de leur jonction. Cette jonction est assurée par des connecteurs, qui doivent équilibrer des efforts de glissements, tendant à séparer les deux matériaux. Ils sont généralement attachés par soudure à la membrure supérieure d'acier, et ancrés dans le béton. On distingue plusieurs type de connecteurs.

- Les connecteurs souples en profilés .
- Les connecteurs à boucle.
- Les connecteurs à goujons.
- Les connecteurs du type buté.

* EVALUATION DES CHARGES :

A) Plancher courant :

a - Charges permanentes :

- Carrelage (2cm)	40	daN/m ²
- Mortier de pose (1.5 cm)	35	daN/m ²
- Dalle (3 cm)	54	daN/m ²
- Dalle en béton arme (10 cm)	250	daN/m ²
- Tôle nervurée (TN 40)	10	daN/m ²
- Faux plafond	28	daN/m ²
- Cloisons	75	daN/m ²

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

b - Surcharge d'exploitation :

Batiment a usage de bureaux : (Art : 7.22 DTR BC 22)

$$Q = 250 \text{ daN/m}^2$$

IV.2 PLANCHER TERRASSE :

a) Charges permanentes :

- Protection gravillon (15/25 ; 5 cm)	80	daN/m ²
- Etanchéité multicouche	10	daN/m ²
- Forme de pente (1 %)	210	daN/m ²
- Isolation liege (4 cm)	10	daN/m ²
- Pure vapeur (Polyane) + Papier Grafl05		daN/m ²
- Dalle béton arme 10 cm	250	daN/m ²
- Tôle nervurée TN 40	10	daN/m ²
- Faux plafond	28	daN/m ²

$$C_p = 609 \text{ daN/m}^2$$

b) Charge d'exploitation : (Art : 7.21 DTR B.C.2.2)

$$Q = 100 \text{ daN/m}^2$$

c) Surcharges du sable : $S_n = 20 \text{ daN/m}^2$, $S_e = 20 * 1.25 = 25 \text{ daN/m}^2$.

IV.3 PREDIMENSIONNEMENT DE LA SOLIVE :

* Plancher terrasse : $\frac{4}{3} C_p + \frac{3}{2} Q = 1031 \text{ daN/m}^2$.
donc l'écartement entre les solives doit être égal à 1.20 m environ
(pour un IPE 160) soit $e = 5 \div 4 = 1.25 \text{ m}$.

* Plancher courant : $C_p = 492 * 1.25 + 15.8 = 630.8 \text{ daN/ml}$
 $q_1 = \frac{4}{3} C_p + \frac{3}{2} Q = 1309.8 \text{ daN/ml}$.

* Plancher terrasse : $C_p = 609 * 1.25 + 15.8 = 777.05 \text{ daN/ml}$
 $q_2 = \frac{4}{3} C_p + \frac{3}{2} (G + S) = 1261.06 \text{ daN/ml}$

finalement : $q = \text{Max} (q_1 , q_2) = 1310 \text{ daN/ml}$.

a°) Predimensionnement a la fleche :

$q = C_p + Q = 630.8 + 1.25 * 250 = 943.3 \text{ daN/ml}$.

* Poutre biencastree : $f = \frac{q l^4}{384 EI_x} \leq \bar{f} = \frac{l}{300}$

d'ou $I_x \geq \frac{300 * q * l^3}{384 E} = 185.06 \text{ m}^4$, soit un IPE 160 ($I_x = 869 \text{ cm}^4$)

Verifications : * $\sigma_f = \frac{q_1 * l^2}{12 W_x} = 1408.18 \text{ daN/cm}^2 \leq \sigma_e$

* $T = q \frac{l}{2} = 2455.87 \text{ daN}$.

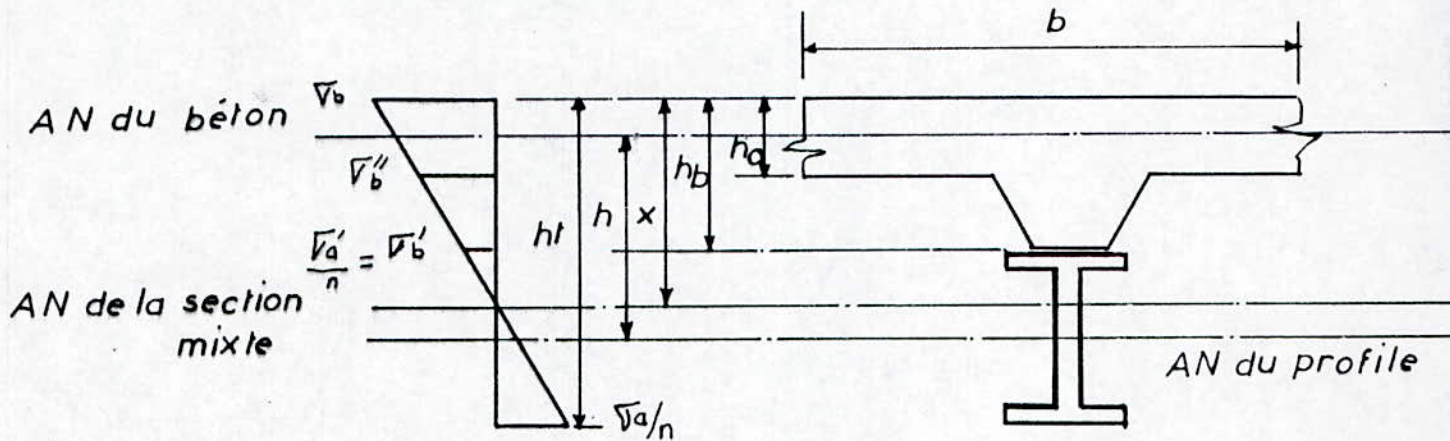
$\tau = \frac{T * S_x}{I_x * e_a} = 543.89 \text{ daN/cm}^2 \leq 0.65 \sigma_e = 1560 \text{ daN/cm}^2$.

* $f = \frac{q * l^4}{384 EI}$, $q = C_p + q = 943.3 \text{ daN/ml}$.

$f = 0.26 \text{ cm} < \bar{f} = 1.25 \text{ cm}$

* La semelle superieure comprimée est solidarisee par la dalle plancher ; il n'ya pas risque de deversement.

IV.4 CALCUL DU PLANCHER MIXTE :



$$h = \frac{ho^3}{2} + do \quad ; \quad Bo = B + nA \quad ; \quad B = b * ho \quad ; \quad Ib = \frac{b * ho^3}{12}$$

En fonction de la position de l'axe neutre de la section composite, deux cas se presentent :

1er cas : $\frac{B}{n A} \leq 2 \frac{h - ho}{ho} \rightarrow$ L'axe neutre passe au dessus de la dalle. alors : $x = \frac{ho}{2} + \frac{do * n * A}{Bo}$

2eme cas : $\frac{B}{n A} > 2 \frac{h - ho}{ho} \rightarrow$ l'axe neutre passe dans la dalle

$$\text{alors : } x = \frac{2 h}{1 + \sqrt{1 + \frac{2 b h}{n * A}}}$$

Application numerique :

$ho = 10 \text{ cm}$, $hp = 16 \text{ cm}$ (IPE 160)

hauteur de la nervure (TN 40) = 4 cm .

$$do = \frac{ho}{2} + 4 + \frac{hp}{2} = 17 \text{ cm} .$$

$$h = \frac{ho}{2} + d = 22 \text{ cm} .$$

A : l'aire du profile ; $A = 20.1 \text{ cm}^2$

b : largeur de la dalle collaborante .

$$b = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} - \frac{l'}{2} ; l' : \text{l'entraxe des solives} \\ - \frac{l}{10} ; l : \text{portée de la solive} \\ - \frac{3}{4} \text{ de la distance de l'appui le plus proche} \end{array} \right.$$

$$b = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 50 \text{ cm} \\ 37.5 \text{ cm} \\ 75 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{donc} \quad \begin{array}{l} b = 37.5 \text{ cm} \\ B = 375 \text{ cm}^2 \\ B_0 = 676.5 \text{ cm}^2 \end{array}$$

La largeur moyenne de la nervure du béton (renformis) : 8 cm

$$\frac{B}{n A} = 1.243 \quad 2 \frac{h - h_0}{h_0} = 2.4$$

donc l'axe neutre passe au dessous de la dalle .

$$x = 12.57 \text{ cm} > 10 \text{ cm}$$

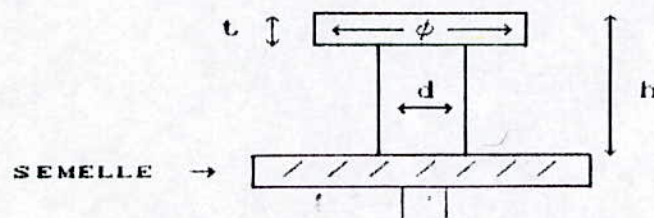
En outre , les connecteurs doivent s'opposer au soulèvement de la dalle et surtout résister à son glissement .

Comme il existe un renformis ; il est nécessaire de s'opposer également à une dissolidarisation du béton du renformis de celui de la dalle en utilisant des connecteurs assez hauts pour qu'ils soient correctement ancrés dans la dalle .

On utilisera des connecteurs du type goujons à tête cylindrique de capacité :

$$\bar{Q} = 42 * d * \sqrt{d * \sigma_j} \quad , \quad d \text{ [cm]}$$

$$Q \text{ [daN]} \quad ; \quad \sigma_j = \sigma_{2\theta} = 250 \text{ daN/cm}^2$$



Cette relation n'est valable que si :

- 1 cm < d < 3.2 cm
- 0.6 d < t < d
- 1.2 d ≤ φ ≤ 1.4 d
- h ≥ 4d

Soit un goujon d = 2.0 cm ; h = 8 cm
 t = 1.5 cm ; φ = 2.5 cm

$$\bar{Q} = 1878.29 \text{ daN}$$

*** ACTION DE L'EFFORT TRANCHANT :**

L'effort tranchant (T) provoque un effort de glissement (dalle-solive) par unité de longueur T₁.

$$T_1 = T * \frac{S}{I_0}$$

$S^* = \frac{d_0 * n * A * B}{B_0}$: Moment statique par rapport à l'axe neutre d'une partie de la section mixte située d'un côté de la ligne de contact (acier - béton).

$I_0 = I_b + n I_a + S^* d_0$: Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre de la section mixte.

I_a : Moment d'inertie du profilé .

$$I_b = \frac{b h^3}{12} = \frac{37.5 * 10^3}{12} = 3125 \text{ cm}^4$$

$$S^* = 17 * \frac{15 * 20.1 * 375}{676.5} = 2841.18 \text{ cm}$$

$$I_0 = 3125 + 15 * 869 + 2841.18 * 17 = 64460.16 \text{ cm}^4$$

Selon C.T.I.C.M art 2.413 on admet que : $T = q \frac{1}{2.4}$

avec $q = (G + 1.2 P) * b$.

$$T = \frac{297 * 3.75}{2.4} = 464.06 \text{ daN}$$

$$T_1 = \frac{T * S^*}{I_0} = \frac{464.06 * 2841.18}{64460.16} = 20.45 \text{ daN/cm}$$

effort revenant à un goujon : $Q = T_1 * t_c < \bar{Q}$

$$t_c < \frac{\bar{Q}}{T_1} = \frac{1878.29}{20.45} = 91.84 \text{ cm} , \text{ on prend } t_c = 80 \text{ cm}$$

t_c : espacement entre les goudjons .

\bar{t}_c : espacement maximum , $t_c = 10 h_o = 100 \text{ cm}$

$$t_c < \bar{t}_c$$

ansi, on effectue les verifications suivantes:

a - Verification au cisaillement

$$q = (G + 1.2 P) * l_x = (492 + 1.2 * 250) * 1 \text{ m} = 792 \text{ daN/ml} .$$

$$T = q \frac{l}{2} = 792 * \frac{3.75}{2} = 1485 \text{ daN} .$$

$$\tau = \frac{T}{A_a} = \frac{1485}{7.964} = 186.46 \text{ daN/cm}^2 < 0.65 \sigma_e = 1560 \text{ daN/cm}^2$$

b - Verification des contraintes dans la section mixte :

La dalle sera betonnee apres montage des poutre metalliques Donc avant le durcissement du beton le poids propre (acier et beton) est repris par la poutre metallique seule .

- Poids propre : $G = 492 * 1 = 492 \text{ daN/ml} .$

$$M_G = \frac{G l^2}{8} = 864.84 \text{ daN.m} .$$

- Surcharge : $Q = 250 * 1 = 250 \text{ daN/ml} .$

$$M_Q = \frac{Q l^2}{8} = 439.45 \text{ daN.m}$$

les recommandations du C.T.I.C.M preconisent de verifier :

1 - Contrainte de l'acier dans la semelle inferieure :

$$\sigma_a = \sigma_{ag} + \sigma_{aq}$$

$$\sigma_{ag} = \frac{M_G}{W_x} = \frac{86484}{109} = 793.43 \text{ daN/cm}^2 .$$

$$\sigma_{aq} = \frac{n M_Q (h_t - x)}{I_o} = 178.24 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_a = 793.43 + 1.2 * 178.24 = 1007.32 \text{ daN/cm}^2 < \frac{3}{4} \sigma_e = 1800 \text{ daN/cm}^2$$

(C.T.I.C.M. 1.31)

2 - Contrainte de l'acier dans la semelle superieure :

$$\sigma'_a = \sigma'_{ag} + 1.2 \sigma'_{aq} \quad ; \quad \sigma'_{ag} = \sigma_{ag}$$

$$\sigma'_{aq} = \frac{n M_a (x - h_b)}{I_o} = - 14.62 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 793.43 + 1.2 (- 14.62) = 775.88 \text{ daN/cm}^2 < \frac{7}{8} \sigma_e = 2100 \text{ daN/cm}^2$$

3 - Contrainte dans le beton

$$\sigma'_b = \frac{1.2 M_a x}{I_o} = 10.28 \text{ daN/cm}^2 < \frac{3}{4} \overline{\sigma'_b} = 112.5 \text{ daN/cm}^2$$

4 - Contraintes dues au retrait

L'effet du retrait du beton peut etre considere comme la superposition sur toute la longueur de la poutre :

- d'une traction $B.\rho.E_b$, appliquee au beton seul .
- d'une compression $B.\rho.E_b$, appliquee a la poutre composite .
- d'un moment fléchissant $S^* \rho E_b$ appliquee a la poutre composite .

Les valeurs des contraintes extremes sont :

$$\sigma_b = \rho * E_b \left[\frac{S^*}{I_o} \left(h + \frac{I_b + n I_a}{n A d_o} \right) - 1 \right] = 6.08 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_a = \rho * E_a \frac{S^*}{I_o} \left[h - h_b + \frac{I_b + n I_a}{n A * d_o} \right] = 412.29 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_a = - \rho E_a \frac{S^*}{I_o} \left[h_t - h - \frac{I_b + n I_a}{n A * d_o} \right] = - 179.46 \text{ daN/cm}^2$$

avec ρ (coefficient de retrait du beton) = $4 * 10^{-4}$ (raccourcissement unitaire).

5 - Contraintes totales dans la section mixte

$$\sigma_b = 40.28 + 6.08 = 46.36 \text{ daN/cm}^2 < \frac{3}{4} \overline{\sigma_b}$$

$$\sigma'_a = 412.29 + 775.88 = 1188.17 \text{ daN/cm}^2 < 2100 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_a = 1007.32 + 179.46 = 1185.78 \text{ daN/cm}^2 < \frac{3}{4} \sigma_e$$

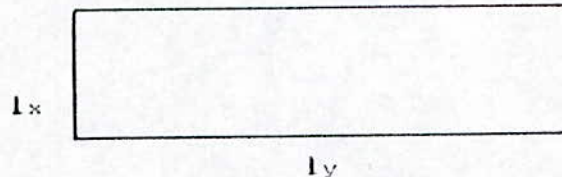
6 - Verification de la deformation due au retrait

$$f = \frac{\rho * S^* * l^2}{8 I_0} = 0.30 \text{ cm} < \frac{l}{300} = 1.25 \text{ cm}$$

IV.5 ETUDE DES PANNEAUX DALLES :

$$l_x = 1.25 \text{ m}$$

$$l_y = 3.75 \text{ m}$$



$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.33 < 0.4 \text{ donc la dalle travaille dans un seul sens (sens de petite portee)}$$

Nous ferraillerons les panneaux dalle en considerant les sollicitations les plus defavorables des deux types de planchers courant - terrasse), nous avons les hypotheses suivantes :

$$\text{soit : } Q_B = 250 \text{ daN/m}^2, G = 454 \text{ daN/m}^2$$

$$* Q_B \leq \text{Max} (2 * 454 ; 500 \text{ daN/m}^2)$$

* Elements flechis sans les charges , rapidement variables dans le temps et la position , la dalle travaille dans un seul sens .

* Conditions requises :

- Moment quadratique non variable .

$$- \text{Les portees successives : } 0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = 1 \leq 1.25$$

- La fissuration est consideree non prejudiciable , a la tenue du beton arme .

Les conditions d'application de la methode forfaitaire sont remplies , donc elle est applicable .

Nous effectuons le calcul des dalles d'apres les regles B.A.E.L 83.

$$q_u = 1.35 g + 1.5 q = \text{Max} [q_u(\text{plancher terrasse}), q_u(\text{plancher courant})]$$

$$q_u = \frac{l_y}{2} (1.35 * 454 + 1.5 * 250) = 1852.31 \text{ daN/m}$$

$$q_{ser} = (g + q) * \frac{l_y}{2} = 1320 \text{ daN/ml}$$

$$M_0 = q_u * \frac{l^2}{8} = 231.53 \text{ daN.m}$$

5.1 Evaluation des moments :

a°) Moments sur appuis :

* Les appuis de rive : $M_a^{rive} = 0$.

* Les appuis les plus proches des appuis de rive :

$$M_a^{P-P} = 0.50 M_0 = 115.76 \text{ daN.m} .$$

* Les appuis intermediaires : $M_a^{int} = 0.40 M_0 = 92.61 \text{ daN.m}$

b°) Moments en travée :

$$- M_t + \frac{M_v + M_e}{2} \geq M_{max} [1.05 * M_0 ; (1 + 0.3 \alpha) * M_0] \quad (I)$$

$$- M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} * M_0 \quad (II) \quad ; \text{ pour les travées intermediaires .}$$

$$- M_t \geq \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} * M_0 \quad (III) \quad ; \text{ pour les travées de rive .}$$

- M_e : moment à droite de la travée .

- M_v : moment à gauche de la travée .

$$- \alpha = \frac{Q_B}{Q_B + G} = 0.35 .$$

$$- 1 + 0.3 \alpha = 1.105 > 1.05 .$$

$$- (1 + 0.3 \alpha) / 2 = 0.5525 .$$

$$- (1.2 + 0.3 \alpha) / 2 = 0.6525 .$$

Travée de rive	travée intermediaire la plus sollicitée
I : $M_t \geq 197.76 \text{ daN.m}$	I : $M_t \geq 151.65 \text{ daN.m}$
II : $M_t \geq 151.07 \text{ daN.m}$	III : $M_t \geq 127.92 \text{ daN.m}$
$M_t = 200 \text{ daN.m}$	$M_t = 160 \text{ daN.m}$

5.2 Ferrailage :

a°) En travée de rive : $M_u = 200 \text{ daN.m}$

$$M_{ser} \geq M_t * \frac{q_{ser}}{q_u} = 140.92 \text{ daN.m} \text{ soit } M_{ser} = 142 \text{ daN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} \quad , \quad b = 1m \quad , \quad d = h_t - e .$$

$$e = \text{enrobage} , e = \frac{h_t}{10} = \frac{100}{10} = 10 \text{ mm} .$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} , \gamma_b = 1.5 \text{ donc } f_{bu} \approx 14.2 \text{ MPa et } \mu_{bu} = 0.017$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \gamma - 0.1776 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.40$$

$$\mu_{lu} = 0.302 > \mu_{bu} , \text{ donc } A_{sc} = 0 \text{ (aciers comprimés)}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 0.021$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.089 \text{ m} .$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot f_{bu}} , \quad f_{ce} = \frac{f_c}{\gamma_c}$$

$$f_c = 400 \text{ MPa} ; \gamma_c = 1.5 ; \quad f_{ce} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = 0.64 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

b°) En travée intermédiaire, : $M_u = 160 \text{ daN.m}$

$$M_{ser} \geq M \cdot \frac{q_{ser}}{q_u} = 108.07 \text{ daN.m} \text{ soit } M_{ser} = 115 \text{ daN.m} .$$

$$\mu_{bu} = 0.0136 ; \quad \mu_{lu} = 0.296 .$$

$$\alpha = 0.017 ; \quad z = 0.089 \text{ m}$$

$$A_s = 0.51 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

c°) Sur appui le plus sollicité : $M_u = 115.76 \text{ daN.m}$

$$M_{ser} \geq M_a^{PP} \frac{q_{ser}}{q_u} = 82.5 \text{ daN.m} \text{ soit } M_{ser} = 83 \text{ daN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.010 ; \quad \mu_{lu} = 0.296 ; \quad \alpha = 0.012$$

$$z = 0.089 \text{ m} , A_s = 0.37 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

d°) Armatures de répartition :

La section des armatures de répartition doit être , au moins égale au quart de la section des armatures principale (// aux petites portées) .

$$A_y = \frac{A_s}{4} :$$

$$A_y^l(\text{rive}) = 0.16 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

$$A_y^l(\text{inter}) = 0.12 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

$$A_y^b(\text{appui}) = 0.09 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

5.3 Verification au cisaillement :

$$T = q_u * \frac{l_x}{2} = 926.15 \text{ daN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{1.1 T}{b_0 * z}, \quad b_0 = 100, \quad z = \frac{7}{8} h_t = 8.75 \text{ cm}$$

$$\tau_{\max} = 11643.02 \text{ daN/m}^2, \quad \bar{\tau} = \text{Min} [0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \geq \tau_{\max} = 0.116 \text{ MPa}$$

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

* Espacement maximum des armatures :

$$S_{\max;x} \leq [3 h, 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$$

$$S_{\max;y} \leq [4 h, 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$$

* Choix des armatures :

D'après les résultats des sections d'acier et les espacements maximales qu'il ne faut pas dépasser, il est préférable de disposer :

- En travée : une nappe inférieure de treillis soudés type : Ts $\left| \begin{array}{l} 6-2 \\ 6-2 \end{array} \right.$

$$Ts \left| \begin{array}{l} 6-200 \\ 6-200 \end{array} \right. : \phi = 6 \text{ mm} ; S = 200 \text{ mm}, \quad A_{rs} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} > 0.64 \text{ cm}^2$$

dans les deux sens

- Sur les chapeaux : 4 barres de diamètre 6 mm espacées de 25
($A_s = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} > 0.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$ obtenu

5.4 Verification à l'E.L.S :

On doit vérifier à l'E.L.S que : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ (*)

* En travée de rive :

$$0.021 \leq \frac{0.40}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \quad (*) \text{ est vérifiée}$$

* En travée intermédiaire :

$$0.017 \leq \frac{0.39}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \quad (*) \text{ est vérifiée}$$

* Sur l'appui le plus sollicité :

$$0.012 \leq \frac{0.39}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 (*) \text{ est vérifiée .}$$

5.5 Vérification de la condition de non - fragilité :

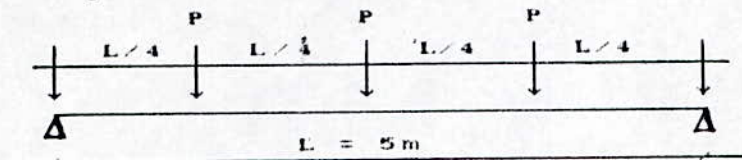
On doit vérifié que :

$$A_x \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} * b * d \quad , \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow f_{tj} = 2.10 \text{ MPa}$$

$$\text{soit } 1.41 \text{ cm}^2 \geq 0.23 * \frac{2.10}{400} * 100 * 9 = 0.51 \text{ cm}^2$$

IV.6 Predimensionnement de la poutres porteuse des solives :

On peut considérer ici comme uniformément réparties les series d'au moins trois charges concentrées égales, appliquées a la poutre a des intervalles réguliers selon le schema statique ci-dessous :



le prédimensionnement est basé sur le critère de déformabilité :

$$G = (15.8 / 3.75) * 3 + 492 = 504.64 \text{ daN/m}^2 .$$

$$q = G + Q = 2829.9 \text{ daN/ml.}$$

$$I_x \geq \frac{q * l^3 * 300}{384 E} = 1315.98 \text{ cm}^4 .$$

soit un IPE 270 ($I_x = 5790 \text{ cm}^4$)

$$q' = (\frac{4}{3} G + \frac{3}{4} Q) * 3.75 = 3929.45 \text{ daN/ml} .$$

$$\sigma_f = \frac{q' * l^2}{12 W_x} = 19.08 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

La poutre porteuse obtenue par prédimensionnement, doit être vérifiée par l'étude du portique transversal.

CHAPITRE V



**PREDIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS
SECONDAIRES**

V.1 LES PANNES :

1)° Generalites :

La couverture est portée par des pannes, on admet implicitement que, la couverture ainsi que la fixation de la panne sur les fermes empêche la rotation de cette dernière ; ce qui permet de simplifier le calcul en appliquant l'ensemble des efforts au centre d'inertie de la panne .

2)° Evaluation des charges :

a)° Charges permanentes :

* Atelier central :

- Espacement : 1.50 m
- Portée : 5.00 m
- Poids propre de la panne : 10.4 daN/ml
- Couverture : $1.50 * 13 = 19.5$ daN/ml

$$\alpha = 18.43^\circ \quad C_p = 29.9 \text{ daN/ml}$$

$$P_x = P \cos \alpha = 28.36 \text{ daN/ml} \quad , \quad P_y = P \sin \alpha = 9.45 \text{ daN/ml}$$

* Atelier annexe :

- Espacement : 2.50 m
- Portée : 7.50 m
- Poids propre : 15.8 daN/ml
- Couverture : 32.5 daN/ml

$$C_p = 48.3 \text{ daN/ml}$$

$$\alpha = 5.71^\circ \quad , \quad P_x = 48.06 \text{ daN/ml} \quad , \quad P_y = 4.80 \text{ daN/ml}$$

b)° Sable :

$$S = 20 \text{ daN/m}^2 \quad , \quad S = 20 * 1.5 = 30 \text{ daN/ml}$$

* Atelier central :

$$P_x = 28.46 \text{ daN/ml}$$

$$P_y = 9.48 \text{ daN/ml}$$

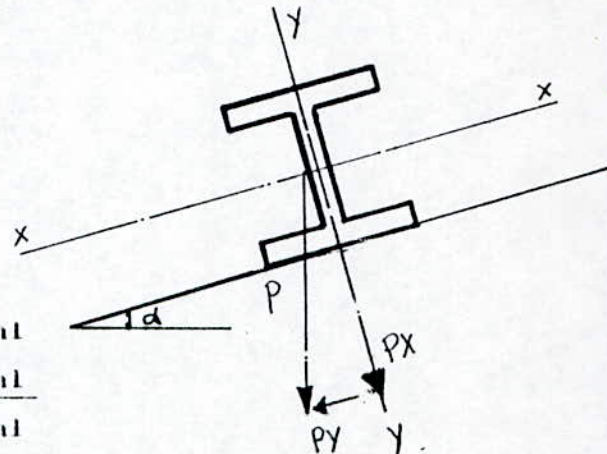
* Atelier annexe :

$$P_x = 29.85 \text{ daN/ml}$$

$$P_y = 2.98 \text{ daN/ml}$$

c)° Vent :

Deux cas se presentent: pression (V^+), soulevement (V^-)



* Atelier central: $\delta = 0.87$

$$C_{\max}^- = -0.68 ; V_n^- = -69 * 0.87 * 0.68 * 1.5 = -61.23 \text{ daN/ml.}$$

$$C_{\max}^+ = +0.30 ; V_n^+ = 69 * 0.87 * 0.30 * 1.5 = 27.01 \text{ daN/ml.}$$

La combinaison la plus défavorable : $V_e - C_p$ donne :

$$P_x = 135.5 \text{ daN/ml} , P_y = 9.45 \text{ daN/ml}$$

* Atelier annexe : $\delta = 0.845$

$$C_{\max}^- = -0.70 \quad V_n^- = -87.98 \text{ daN/ml.}$$

$$C_{\max}^+ = 0.30 , V_n^+ = 377 \text{ daN/ml.}$$

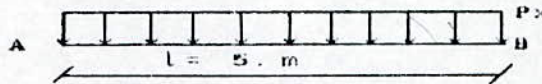
$$V_e - C_p \text{ donne : } P_x = 202.02 \text{ daN/ml} , P_y = 4.80 \text{ daN/ml.}$$

5)° Verification des contraintes de flexion :

* Atelier central :

Soit un IPE 120 ($W_x = 53 \text{ cm}^3$)

Suivant XX :



$$\sigma_x = \frac{135.5 * (5)^2}{8 * 53} = 7.99 \text{ daN/mm}^2.$$

$$\text{Suivant yy : } \sigma_y = \frac{9.45 * (5)^2}{8 * 8.65} = 3.41 \text{ daN/mm}^2.$$

$$\text{le cumul des contraintes : } \sigma = \sigma_x + \sigma_y = 11.4 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$$

* Atelier annexe :

soit un IPE 180 ($W_x = 146 \text{ cm}^3$)

$$\sigma_{ix} = \frac{202.02 * (7.5)^2}{8 * 146} = 8.72 \text{ daN/mm}^2.$$

$$\sigma_{iy} = \frac{4.80 * (7.5)^2}{8 * 22.2} = 1.52 \text{ daN/mm}^2.$$

$$\text{le cumul des contraintes : } \sigma = \sigma_x + \sigma_y = 11.24 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$$

6)° Verification de la fleche : $\overline{f} = \frac{1}{200} = 2.5 \text{ cm}$

* Atelier central :

$$f_x = \frac{5 * P_x * l^4}{384 E I}$$

$$P_x = V_n - C_p = 89.59 \text{ daN/ml}, \quad f_x = 1.09 \text{ cm} < \overline{f} = 2.5 \text{ cm}$$

$$P_y = C_p + S = 18.93 \text{ daN/ml} \quad , \quad f_y = 2.64 \text{ cm} > \bar{f}$$

donc les liens de pannes seront prévus en rond ϕ 12 , ce qui donne :

$$f_y = \frac{5 P_y (l/2)^4}{384 E I_y} = 0.16 \text{ cm} < \bar{f}$$

* Atelier annexe :

$$\bar{f} = \frac{7.50}{200} = 3.75 \text{ cm} .$$

$$P_x = V_n - C_p = 136.04 \text{ daN/ml} ; \quad f_x = 2.02 \text{ cm} < \bar{f}$$

$$P_y = C_p + S = 7.78 \text{ daN/ml} ; \quad f_y = 1.50 \text{ cm} < \bar{f}$$

* On prévoit des liens de pannes en rond ϕ 12 afin de diminuer la flèche et la longueur de flambement .

7)° Verification au deversement :

* Atelier central:

Le déplacement lateral de la membrure supérieure de la panne est empêché du fait qu'elle est maintenue à la couverture par des fixations.

Les efforts de soulèvement dues au vent entraînent des efforts de compression dans la membrure inférieure , il en résulte un risque de flambement lateral qu'il est nécessaire de vérifier :

$$K_d * \sigma \leq \sigma_e$$

K_d : coefficient de déversement

A partir de la formule approchée, ce deversement n'est vérifié qu'à partir d'un IPE 140 au lieu d'un IPE 120 .

$$\text{Pour cela : } D = 1.9619 \quad , \quad C = 1.132 \quad , \quad B = 0.8146 \quad , \quad K_d = 1.44$$

$$K_d * \sigma = 11.50 \leq \sigma_e$$

* Atelier annexe :

La formule approchée donne : $L_f = 375 \text{ cm}$, $D = 2.0699$, $C = 1.32$
 $B = 0.8233$, $K_d = 1.90$

$$K_d * \sigma_{fx} = 18.46 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$$

V. II LES LISSES DE BARDAGE :

1)° Generalites :

Les revêtements des parois verticales sont généralement portés par une ossature métalliques comportant des lisses et des potelets ou montants qui résistent aux efforts horizontaux dus au vent, pour cette raison ils sont généralement destinés à résister à une flexion horizontale.

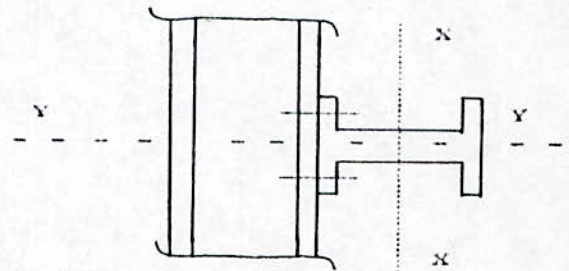
2)° Calcul des lisses de bardage des long-pans :

* Atelier central :

- Espacement 1.90 m .
- Portée 7.50 m .

a)° Charges permanentes :

- Poids propre 15.8 daN/ml .
 - Poids du bardage $13 * 1.90 = 24.7$ daN/ml .
 - Poids lienes $3 * 1.90 = 5.7$ daN/ml .
- $$C_p = 43.75 \text{ daN/ml .}$$



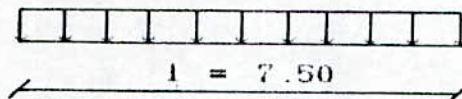
b)° Vent : pression du vent normal $\delta = 0.845$, $c = 1.01$

$$q_n = 69 * \delta * (C_e - C_i) * 1.90 = 111.88 \text{ daN/ml .}$$

$$q_e = 1.75 q_n = 195,8 \text{ daN/ml}$$

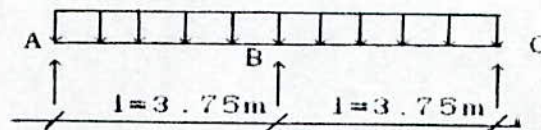
* Contrainte de flexion : Soit un IPE 160 ($W_x = 109 \text{ cm}^2$)

Suivant xx :



$$\sigma_x = \frac{195,8 * (7.5)^2}{8 * 109} = 12.63 \text{ daN/mm}^2$$

Suivant yy :



$$\sigma_y = \frac{43.75 * (3.75)^2}{8 * 16.7} = 4.60 \text{ daN/mm}^2$$

Le cumul des contraintes : $\sigma = \sigma_x + \sigma_y = 17.23 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$

* Verification des fleches : $\bar{f} = \frac{750}{200} = 3.75 \text{ cm}$

$$f_x = \frac{5 * 111.88 * (7.5)^4}{384 * 210 * 869} = 2.4 \text{ cm} < \bar{f}$$

$$f_y = \frac{5 * 43.75 * (3.75)^4}{384 * 210 * 68.3} = 0.7 \text{ cm} < \bar{f}$$

* Verification au deversement :

Le déversement n'est vérifié qu'à partir d'un IPE 180 puisque pour un IPE 160 on a :

$$D = 2.3287, C = 1.132, B = 0.8563 \quad \sigma_d = 7.37 \text{ daN/mm}^2, K_d = 1.93$$
$$K_d * \sigma = 24.37 \text{ daN/mm}^2 > \sigma_e$$

alors on opte pour IPE = 180

3°) Calcul des lisses de bardage des pignons :

- Espacement moyen $\frac{2.10 + 2.20}{2} = 2.15 \text{ m}$

- Portée 5.00 m

* Vent normal : $(C_e - C_i)_{\max} = 1.01, \delta = 0.87$

$$q_n = 69 * 0.87 * 1.01 * 2.15 = 130.35 \text{ daN/ml}$$

$$q_e = 1.75 q_n = 228.12 \text{ daN/ml}$$

* Charges permanentes :

- P.P des lisses 18.8 daN/ml

- P.P d'un bardage $13 * 2.15 = 27.95 \text{ daN/ml}$

$$C_p = 46.75 \text{ daN/ml}$$

* Contraintes :

$$\sigma_x = \frac{228.12 * (5)^2}{8 * 146} = 4.88 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_y = \frac{46.75 * (5)^2}{8 * 22.2} = 6.58 \text{ daN/mm}^2$$

le cumul des contraintes : $\sigma = \sigma_x + \sigma_y = 11.46 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$

* Verification des fleches : $\bar{f} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$

$$f_x = \frac{5 * 130.35 * (5)^4}{384 * 210 * 1317} = 0.3 \text{ cm} < \bar{f}$$

$$f_y = \frac{5 * 46.75 * (5)^4}{384 * 210 * 101} = 1.8 \text{ cm} < \overline{f}$$

* Verification au deversement :

pour un IPE 180 , D = 2.2800 , C = 1.132 , B = 0.8380 , Kd = 2.916

$$Kd * \sigma_i = 14.23 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e .$$

* Atelier annexe :

La portée des lisses reste la même que celles de l'atelier central mais la pression du vent diminue . donc les lisses de l'annexe sont moins sollicitées .

Par souci de standardisation ; on opte alors pour un IPE 180.

V.III LES POTELETS DU PIGNON :

* Atelier central :

Les potelets sont sollicités en flexion composée sous l'effet du poids propre à la base et surcharges du vent le long de sa hauteur. On fait un choix HEA 260 $l_0 = 15.26 \text{ m}$ équidistant de 5 m ;

* Estimation des charges :

- Poids propre du potelet $15.26 * 68.2 = 1040.73 \text{ daN}$

- Poids propre des lisses $18.8 * 5 * 7 \text{ (lisses)} = 658 \text{ daN}$

- Poids propre du bardage $15.26 * 5 * 13 = 991.9 \text{ daN}$
 $C_p = 2690.63 \text{ daN}$

* Vent: $\delta = 0.81$, $(C_e - C_i) = 1.01$

$V_n = 69 * \delta * (C_e - C_i) * 5m$

$V_n = 282.24 \text{ daN/ml}$; $V_e = 493.92 \text{ daN/ml}$.

* Calcul des contraintes :

Compression : $\sigma = \frac{C_p}{A} = \frac{2690.63}{0.868} = 0.30 \text{ daN/mm}^2$

Flexion : $\sigma_i = \frac{V_e^+ * l^2}{8 * w_x} = 17.19 \text{ daN/mm}^2$.

- Longueur de flambement :

i - Dans le plan ZGY : $l = l_0$

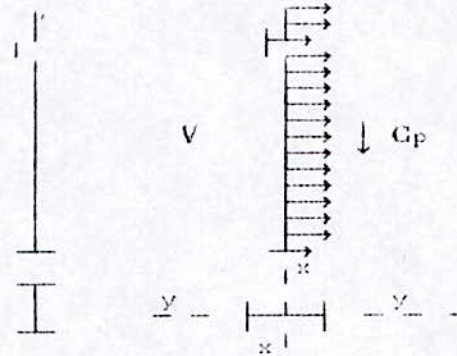
$$\lambda_x = \frac{l_0}{r_x} = 138.72$$

ii - Dans le plan ZGX : $l = 0.7l_0$

$$\lambda_y = \frac{0.7l_0}{r_y} = 164.33$$

$$\lambda = \lambda_{\max} = \lambda_y \quad ; \quad K = 4.346$$

$$\frac{9}{8} (K * \sigma + \sigma_{fx}) = 20.80 \quad \text{daN/mm}^2 \leq \sigma_e$$



* Verification au cisaillement :

$$\tau_{\max} = \frac{T^{\max} * S_x}{e a * I_x} \quad , \quad T_{\max} = \frac{V_e * l_0}{2}$$

$$\tau_{\max} = \frac{3768.60 * 433.4}{0.75 * 10455} = 208.3 \text{ daN/cm}^2 \leq 0.65 \sigma_e = 1560 \text{ daN/cm}^2$$

* Atelier annexe :

On soit un IPE 270 , $l_0 = 9.95 \text{ m}$

Poids propre du potelet 359.19 daN

Poids propre des lisses $18.8 * 5 * 5$ (lisses) = 470 daN

Poids propre du bardage $9.95 * 5 * 13 = \frac{646.75 \text{ daN}}{C_p = 1475.94 \text{ daN}}$

* Vent: $\delta = 0.83$, $C = 1.01$

$$V_n = 59.5 * \delta * C * 5 \text{ m}$$

$$V_n = 271.61 \text{ daN/ml} \quad , \quad V_e = 475.33 \text{ daN/ml}$$

* Calcul des contraintes :

$$\text{Compression} : \sigma = \frac{C_p}{A} = 0.32 \text{ daN/mm}^2$$

$$\text{Flexion} : \sigma_f = \frac{V_e * l}{8 * w_x} = 13.71 \text{ daN/mm}^2$$

- Longueur de flambement :

i - Dans le plan ZGY : $l = l_0$

- Longueur de flambement :

i - Dans le plan ZGY : $l = l_0$

$$\lambda_x = \frac{l_0}{r_x} = 88.83$$

ii - Dans le plan ZGX : $l = 0.7l_0$

$$\lambda_y = \frac{0.7l_0}{r_y} = 230.62$$

$$\lambda = \lambda_{\max} = \lambda_y \quad ; \quad K = 8.26$$

$$\frac{9}{8} (K * \sigma + \sigma_{ix}) = 18.39 \quad \text{daN/mm}^2 \leq \sigma_e$$

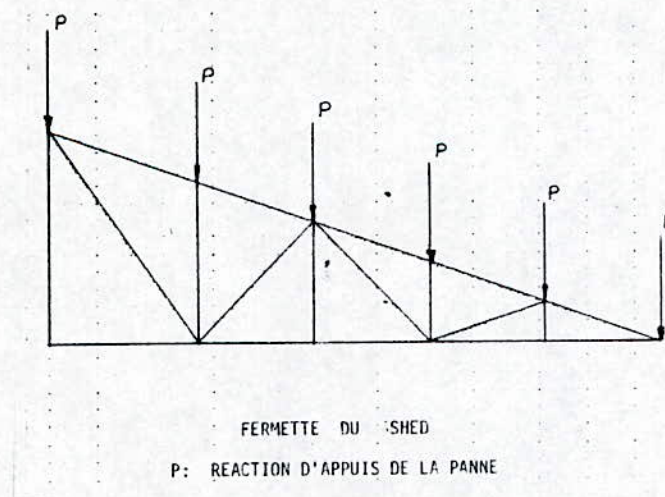
* Verification au cisaillement :

$$T_{\max} = \frac{T^{\max} * S_x}{e_a * I_x} \quad , \quad T_{\max} = 2364.76 \text{ daN}$$

$$T_{\max} = \frac{2364.76 * 358.34}{0.75 * 7763} = 145.4 \text{ daN/cm}^2 \leq 0.65 \sigma_e = 1560 \text{ daN/cm}^2.$$

V. IV LES FERMETTES :

Les fermettes ont pour role de maintenir les portiques (ferme-poteau) dans leurs plans verticaux, elles s'opposent au déversement de la ferme et constituent les supports sur les quels les pannes sont appuyées.



V.4.1 Fermette intermediaire :

Soit une corniere en L 50.50.5

P = 679.14 daN

* Verification a la compression :

- La membrure la plus comprimée : l'élément 6

$\sigma = 12.24 \text{ daN/mm}^2$; $l_0 = 1.50 \text{ m}$; $r = r_x = r_y = 1.52 \text{ cm}$

i - Dans le plan de la fermette : $l_f = 0.9 l_0 = 135 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{l_f}{r} = 88.81 ; K = 1.625 ; K * \sigma = 19.89 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e.$$

ii - Dans le plan \perp au plan de la fermette : $l_f = l_0$

$$\lambda = 98.68 ; K = 1.855 ; K * \sigma = 22.7 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e.$$

- La diagonale la plus comprimée : l'élément 14

$\sigma = 3.55 \text{ daN/mm}^2$; $l_0 = 1.49 \text{ m}$.

i - Dans le plan de la fermette : $l_f = 0.8 l_0$

$$\lambda = 78.42 ; K = 1.426 ; K * \sigma = 5.06 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e.$$

ii - Dans le plan \perp au plan de la fermette : $l_f = l_0$

$$\lambda = 98.02 ; K = 1.852 ; K * \sigma = 6.57 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e.$$

* Verification a la traction : l'élément 7 : $\sigma_{max} = 6.72 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma$

V.4.2 Fermette de rive :

Soit une corniere L 40.40.4

P = 339.57 daN

* Verification a la compression :

- La membrure la plus comprimée : l'élément 6 :

$\sigma = 9.13 \text{ daN/mm}^2$; $l_0 = 150 \text{ cm}$; $r = r_x = r_y = 1.22 \text{ cm}$

i - Dans le plan de la fermette :

$$\lambda = 0.9 l_0 ; K = 2.198 ; K * \sigma = 20.07 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$$

ii - Dans le plan \perp au plan de la fermette :

$$\lambda = l_0 ; K = 2.603 ; K * \sigma = 23.76 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e.$$

- La diagonale la plus comprimée : L'élément 14
 $\sigma = 2.68 \text{ daN/mm}^2$; $l_0 = 149 \text{ cm}$.

i- Dans le plan de la fermette :

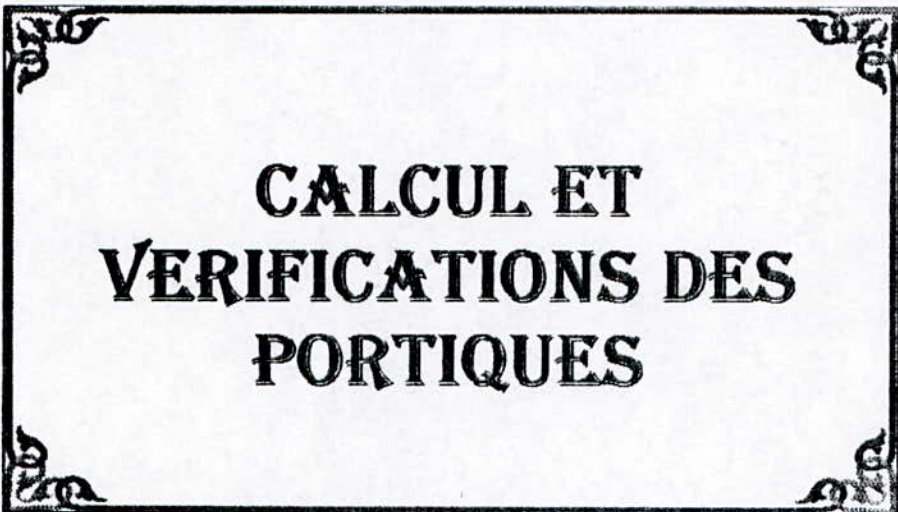
$$\lambda = 0.8 l_0 ; K = 2.473 ; K * \sigma = 6.62 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e.$$

ii- Dans le plan \perp au plan de la fermette :

$$\lambda = l_0 ; K = 2.574 ; K * \sigma = 6.89 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e.$$

* Verification a la traction : $\sigma_{\max} = 4.80 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e.$

CHAPITRE VI



CALCUL ET VERIFICATIONS DES PORTIQUES

CALCUL ET VERIFICATION DES PORTIQUES

VI.1 ATELIER CENTRAL :

V.1.2 GENERALITES :

Le portique transversal est constitué par un ensemble de ferme-poteau ; on considère notre ferme composée en treillis en N, le poteau est à inertie variable encastree en pied et en tete (c'est le cas le plus répondeu pour le bâtiment a une seul travée ; il sera dimensionné en fonction du déplacement).

On transforme les charges réparties sur la toiture en charges concentrées aux noeuds de la ferme.

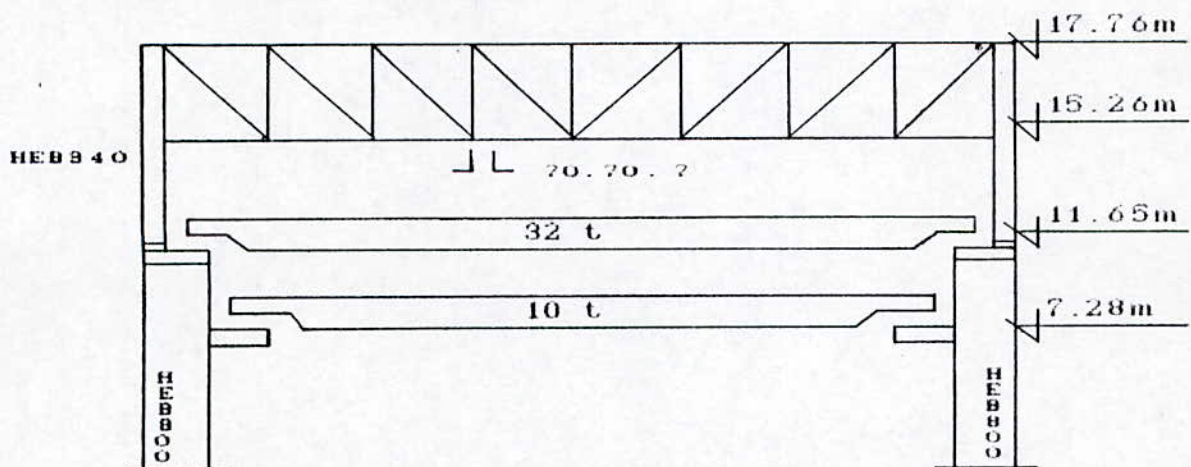
La détermination des efforts au niveau de chaque élément du portique a été faite par ordinateur sur passage d'un programme "ROBOT"

Pour notre structure, deux types de portiques sont a étudier :

- * portique intermediaire : en ensemble ferme-poteau.
- * portique de rive a chaque joint de dilatation dont la traverse est a ame plein.

VI.1.2 PORTIQUE INTERMEDIAIRE :

VI.1.2.1 Epure de la structure :



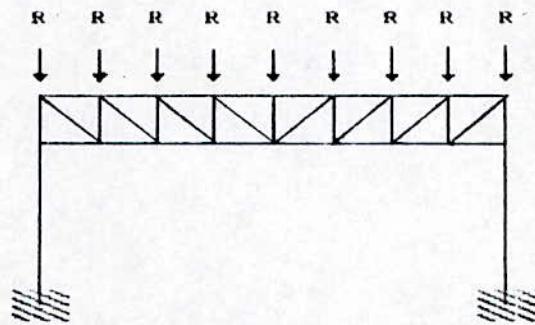
VI.1.2 Différents cas de charges :

- Charges permanentes G :

- * Fermette de rive 68.88 daN.
- * Fermette intermediaire 107.62 daN.
- * Couverture 102.7 daN/ml.
- * Pannes 64.5 daN/ml.
- * Contreventement (toiture) 45.36 daN/ml.
- * Poutre en treillis 87.42 daN/ml.

$R = 857.57 \text{ daN}$

$R = 818.83 \text{ daN}$

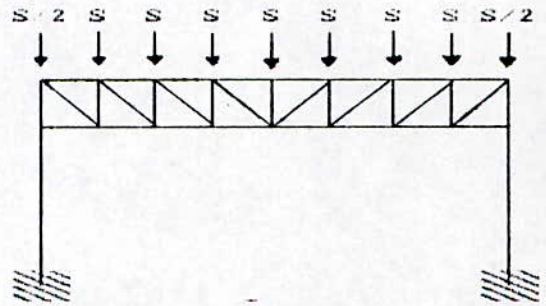


- Surcharge du sable S : $S = 20 \text{ daN/m}^2$

i - sable normal : $S_n = (20 * 7.90) + 8 = 19.75 \text{ daN}$

ii - sable extrême :

$S_e = \frac{5}{3} S_n = 32.91 \text{ daN}$



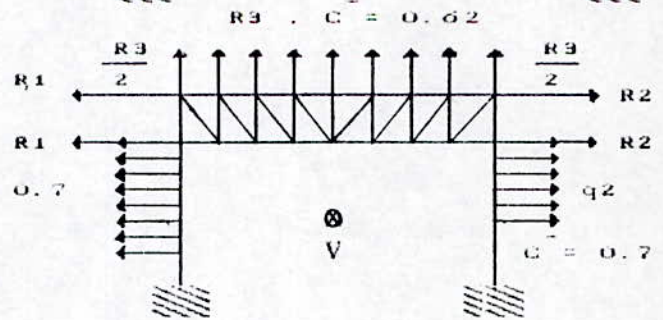
- Surcharge du vent :

* Vent normal :

* Vent sur pignons V_{n1} :

$q = 69 * \delta * C \text{ daN/m}^2$

$q_1, C = 0.7$



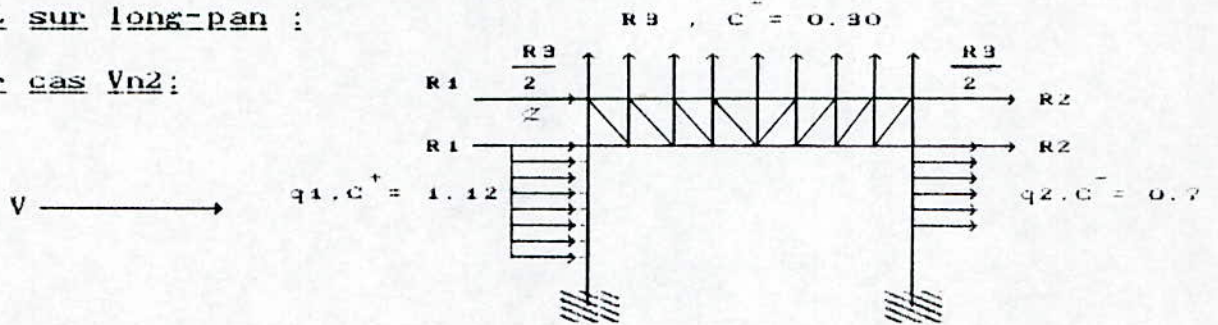
$$q_1 = 69 * 0.83 * 0.70 * 7.5 = 300.66 \text{ daN/ml}$$

$$q_2 = 69 * 0.845 * 0.70 * 7.5 = 305.73 \text{ daN/ml}$$

$$R_1 = 375.82 \text{ daN} \quad , \quad R_2 = 382.16 \text{ daN} \quad , \quad R_3 = 663.25 \text{ daN}$$

* Vent sur long-pan :

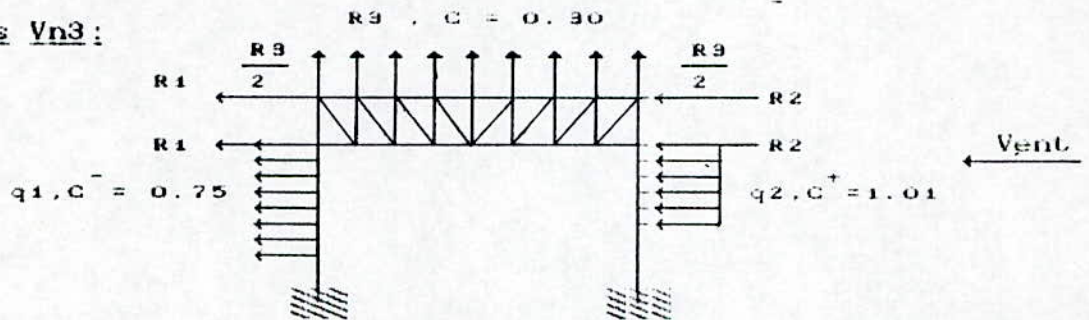
= 1er cas Vn2:



$$q_1 = 481.05 \text{ daN/ml} \quad ; \quad q_2 = 130.03 \text{ daN/ml}$$

$$R_1 = 601.3 \text{ daN} \quad ; \quad R_2 = 163.78 \text{ daN} \quad ; \quad R_3 = 306.4 \text{ daN}$$

= 2eme cas Vn3:



$$q_1 = 322.12 \text{ daN/ml} \quad ; \quad q_2 = 441.12 \text{ daN/ml}$$

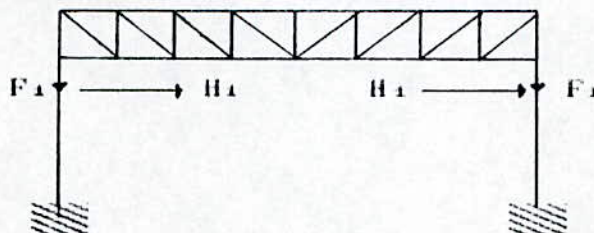
$$R_1 = 601.3 \text{ daN} \quad ; \quad R_2 = 163.78 \text{ daN} \quad ; \quad R_3 = 306.4 \text{ daN}$$

- Surcharges d'exploitation (Ponts roulants)

* 1er cas P1: Pont supérieur en service (32t)

$$F_1 = 41572.96 \text{ daN}$$

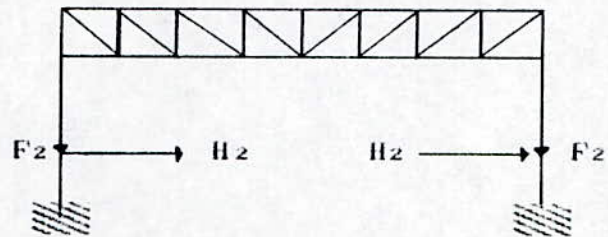
$$H_1 = 2317.65 \text{ daN}$$



* 2^{ème} cas P₂: Pont inférieur en service (10L)

$$F_2 = 1410647 \text{ daN}$$

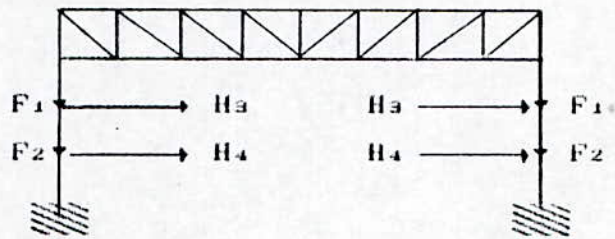
$$H_2 = 780 \text{ daN}$$



* 3^{ème} cas P₃: les deux pont en service :

$$H_3 = 2317.65 \text{ daN}$$

$$H_4 = 637 \text{ daN}$$



* 4^{ème} cas P₄ : Idem que 1^{er} cas ; avec H₁ de signe opposé .

* 5^{ème} cas P₅ : Idem que 3^{ème} cas ; avec H₃ et H₄ de signes opposés.

F_i, H_i représentent les réactions d'appuis verticales et horizontales des poutres de roulement .

- Surcharge due aux effets de dilatation thermique T :

Les variations de température provoquent un état de contrainte axiale (type traction pour $\Delta t < 0$ et de type compression pour $\Delta t > 0$)

La déformation longitudinale est donnée par :

$$\Delta L = L * \Delta t * \alpha$$

α : coefficient de dilatation linéaire de l'acier

$$\alpha = 11 * 10^{-6}$$

L : longueur efficace de dilatation

Calcul de Δt :

Δt : variation maximale de la température

Température ambiante 20°C

Température maximale 50°C

Température minimale -10°C

Dans un tel système on recherche l'inconnue hyperstatique résultant des effets de dilatations thermiques .

En calculant le déplacement horizontal δ à l'épaule du portique (ou de la stabilité verticale) sous l'effet d'une charge unitaire H^* . Le raccourcissement de la traverse (ou sablière) s'exprime par :

$$\Delta_L = \frac{H^* \cdot L}{E \cdot A}$$

A : l'aire de la traverse (ou sablière).

L'équation de comptabilité des déformations portique -traverse (ou palée verticale -sablière) donne :

$$\Delta_L - \frac{L}{E \cdot A} \cdot H = \delta \cdot H^* \quad \text{alors :} \quad H = \frac{\Delta_L}{\delta + \frac{L}{E \cdot A}}$$

Application : $A = A_s + A_t + A_a$

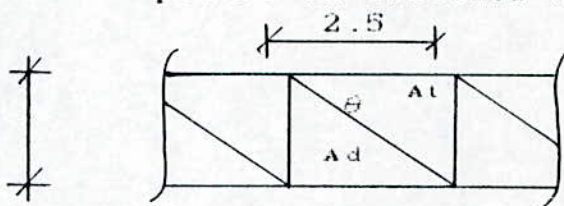
A_s : l'aire de la membrure supérieure de la ferme.

A_t : l'aire de la membrure inférieure de la ferme.

A_a : l'aire de l'ame équivalente de la poutre en treillis (ferme)

$$A_a = \frac{2.6 \cdot A \cdot \cotg \theta}{\frac{A_d}{A_t} + \frac{1}{\sin^2 \theta}}$$

2.5m



A_d ; A_t : l'aire de la diagonale (traverse)

soit une \perp 70 * 70 * 7

$A_s = A_t = A_d = 18.80 \text{ cm}^2$, $\theta = 45^\circ$, $A_a = 12.34 \text{ cm}^2$, $A = 49.94 \text{ cm}^2$.

$\Delta_L = 2000 \cdot 11 \cdot 10^{-6} \cdot 30 = 0.66 \text{ mm}$

$\delta = 0.5333 \text{ cm}$ (fichier A.CENTRAL III) , $H^* = 1194.8 \text{ daN}$.

VI.1.2.3 Combinaisons défavorables :

i - Pour le déplacement horizontal des poteaux :

$$\delta_2 \text{ et } \delta_{27} \leq \frac{H}{300} = \frac{728.9}{300} = 2.42 \text{ cm et } 5 \text{ cm}$$

$$\delta_5 \text{ et } \delta_{24} \leq \frac{H}{300} = \frac{1230.9}{300} = 4.10 \text{ cm et } 5 \text{ cm}$$

$$\delta_7 \text{ et } \delta_{23} \leq \frac{H}{300} = \frac{1776}{300} = 5.92 \text{ cm}$$

Combinaisons : DEF1 : $\frac{S_n}{2} + T + V_{n2} + P_1$ DEF4 : $\frac{S_n}{2} + T + V_{n3} + P_5$
 DEF2 : $\frac{S_n}{2} + T + V_{n2} + P_3$ DEF5 : $\frac{S_n}{2} + T + V_{n1} + P_1$
 DEF3 : $\frac{S_n}{2} + T + V_{n3} + P_4$ DEF6 : $\frac{S_n}{2} + T + V_{n1} + P_5$

La combinaison "DEF 4" est la plus défavorable.

δ (cm)	1.72	3.89	5.05	4.94	4.20	1.86
noeud	2	5	7	23	24	27

(fichier A.CENTRAL V)

ii - Pour le déplacement vertical de la ferme :

Sous les combinaisons : flèche 1 : $G + S_n + V_{n2} + P_1 + T$
 flèche 2 : $G + S_n + V_{n2} + P_3 + T$
 flèche 3 : G

la 2^{ème} combinaison donne la flèche maximale au milieu de la ferme.

$$f = 0.7465 \text{ cm} \leq \frac{L}{300} = 0.66 \text{ cm} \quad (\text{fichier A.CENTRAL I})$$

iii - Pour la résistance :

Pour la vérification de la résistance , on adopte les formules enveloppes données en annexe 11.230 des regles CM 66.

$$\text{Comb 1 : } \frac{3}{2} (P_5 + \frac{S_n}{2} + V_{n3}) + \frac{4}{3} (T + G)$$

$$\text{Comb 3 : } \frac{3}{2} (P_4 + \frac{S_n}{2} + V_{n3}) + \frac{4}{3} T - G$$

$$\text{Comb 3 : } \frac{3}{2} (P_5 + \frac{S_n}{2} + V_{n3}) + \frac{4}{3} T - G$$

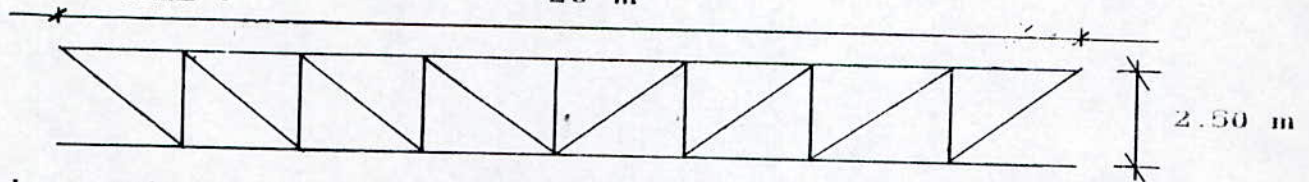
$$\text{Comb 4 : } P_1 + \frac{S_e}{2} + V_{e3} + T + G$$

$$\text{Comb 5 : } P_1 + \frac{S_e}{2} + V_{e3} + T - G$$

$$\text{Comb 6 : } P_5 + \frac{S_e}{2} + V_{e3} + T - G$$

VI.1.2.4 Verification de la resistance des elements :

* La ferme : 20 m



- La membrure la plus comprimée : l'element 10

Comb 2 : $N = 13126.542 \text{ daN}$, $l_0 = 250 \text{ cm}$ (fichier A.CENTRAL VI)

$l =$ longueur du flambement .

$$l = \begin{cases} 0.9 l_0 & \text{: dans le plan de la ferme.} \\ l_0 & \text{: dans le plan } \perp \text{ a la ferme .} \end{cases}$$

soit une $\text{L} 70 * 70 * 7$ $A = 18.80 \text{ cm}^2$, $r_x = 2.12 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{l_0}{r_x} = 117.92 \quad ; \quad K = 2.43$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = 6.98 \text{ daN/mm}^2 \quad , \quad K \sigma = 16.96 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$$

- le montant ou la diagonale le plus comprimé : l'element 38

Comb 2 : $N = 9620.702 \text{ daN}$; $l_0 = 3.53 \text{ m}$

$$l = \begin{cases} 0.8 l_0 & \text{dans le plan de la ferme} \\ l_0 & \text{dans le plan } \perp \text{ a la ferme} \end{cases}$$

soit une $\text{L} 70 * 70 * 7$

$$\lambda = \frac{l_0}{r_x} = 166.5 \quad ; \quad K = 4.455 \quad , \quad \sigma = \frac{N}{A} = 5.11 \text{ daN/mm}^2$$

$$K * \sigma = 22.76 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$$

* Poteau HEB 800 (Trançon inferieur) :

Aucune poutres n'aboutie au noeud B, qui subit un déplacement transversal ; important . ce qui permet de prendre la longueur de flambement $l = 0.7 l_0$, $l = 11.65 \text{ m}$

Comb 1 : $M_x = 102060.133 \text{ daN.m}$

$N = 88422.438 \text{ daN}$

(fichier A.CENTRAL VI)

$T = 9800.004 \text{ daN}$

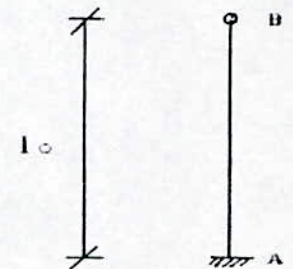
Le poteau est sollicité en flexion composée, alors on doit le vérifier d'après la formule enveloppe suivante qui nous place en sécurité :

$$\frac{9}{8} (K * \sigma + K_d * \sigma_{fx}) \leq \sigma_e$$

σ : Contrainte pondérée de compression simple.

K_d : Coefficient de déversement.

σ_{fx} : Contrainte pondérée maximale de flexion.



$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = 11.36 \text{ daN/mm}^2, \quad K_d = 1$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = 2.64 \text{ daN/mm}^2$$

$$\lambda = \frac{l}{r_y} = 122.26, \quad K = 2.662$$

$$\frac{9}{8} (K \sigma + K_d * \sigma_{fx}) = 20.68 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$$

Verification au cisaillement :

$$\tau_{max} = \frac{T * S}{I * e} \leq \bar{\tau} = 0.65 \sigma_e = 15.6 \text{ daN/mm}^2$$

$$S_x = 5110 \text{ cm}^3, \quad \tau_{max} = 0.79 \text{ daN/mm}^2 \leq \bar{\tau}$$

Verification au voilement :

i - voilement de la semelle :

$$\frac{b}{2t} = \frac{30}{2 * 3.3} = 4.54 \leq 15 \sqrt{\frac{24}{\sigma_e}} = 15 \text{ vérifiée.}$$

ii - Voilement de l'âme :

$$\left(\frac{\sigma}{7}\right)^2 + \tau^2 = 3.25 \leq 0.015 \left(1000 \frac{e_a}{h}\right)^4 = 4846.8 \text{ vérifiée.}$$

* Poteau HEB 340 (Trançon supérieure) :

On peut assimiler la liaison, trançon supérieure-ferme à un encastrement partiel assuré par l'attache des deux membrures, supérieure et inférieure de la ferme.

la ferme du portique est remplacée par une poutre à âme plein, le moment d'inertie de cette poutre équivalente est égale à :

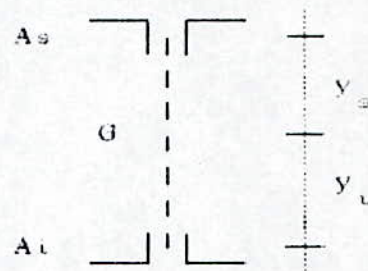
$$I_p = K * (A_s * y_s^2 + A_i * y_i^2)$$

K : Coefficient qui tient compte de la pente de la toiture et des déformations des teillis

K = 0.9 pour la pente nulle .

$$y_u = y_s = 125 \text{ cm} , A_i = A_s = 18.8 \text{ cm}^2 .$$

$$I_p = 528750 \text{ cm}^2$$



$l_0 = 3.61 \text{ m}$ [distance entre la base et la membrure inférieure de la ferme]

Calcul du coefficient d'encastrement au noeud C :

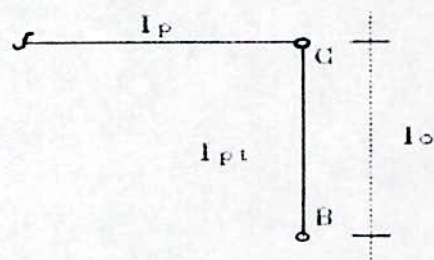
I_{pt} : l'inertie du poteau

$$K_c = \frac{K_p}{K_p + K_{pt}}$$

K_p ; K_{pt} : rigidité de la poutre (poteau)

$$K_p = \frac{I_p}{l} = 264.375 , K = 101.54$$

$$K_c = 0.72$$



On considère que le tronçon, supérieure est encastrement au sommet du poteau inférieur par un assemblage soudé et raidi.

$$K_B = 1$$

$$\frac{l}{l_0} = \sqrt{\frac{4+3.5R_c}{1+6.5R_c}} = 1.07 \quad \left[\text{(Art 5.134 CM 66)} \right]$$

l : longueur de flambement

$$l = 3.85 \text{ m}$$

$$M_c = 15578.359 \text{ daN m}$$

$$\text{Comb 1 : } M_B = 4054.785 \text{ daN m}$$

$$\text{Comb 2 : } N = 8131.317 \text{ daN} \quad (\text{fichier A.CENTRAL VI})$$

$$\text{Comb 3 : } T = 6906.142 \text{ daN}$$

$$\sigma_d = 32.87 \text{ daN/mm}^2$$

$\sigma_d > \sigma_e$ donc pas de risque de déversement dans la phase élastique.

$$- \sigma_{fx} = \frac{M_c}{W_x} = 7.21 \text{ daN/mm}^2 , K_d = 1$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = 0.47 \text{ daN/mm}^2.$$

$$\lambda = \frac{l}{r_y} = 51.12, K = 1.124$$

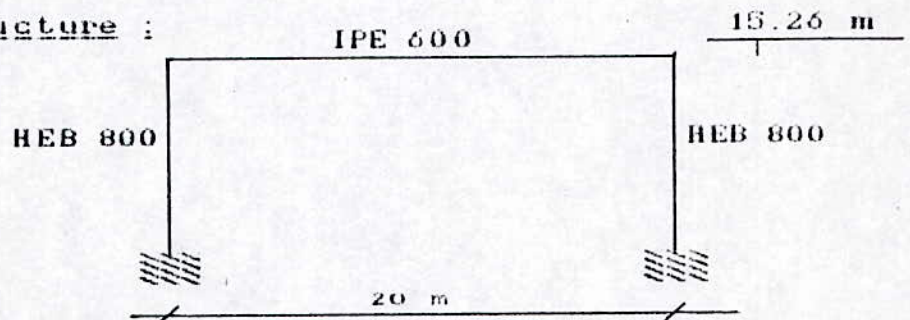
$$\frac{9}{8} (K * \sigma + K_d * \sigma_{fk}) = 7.73 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e.$$

- Verification au cisaillement :

$$S_x = 2732.316 \text{ cm}^2, \tau_{\max} = \frac{T * S_x}{I_x * e_a} = 4.28 \text{ daN/mm}^2 \leq \tau = 15.6 \text{ daN/mm}^2$$

VI.1.3 PORTIQUE DE RIVE :

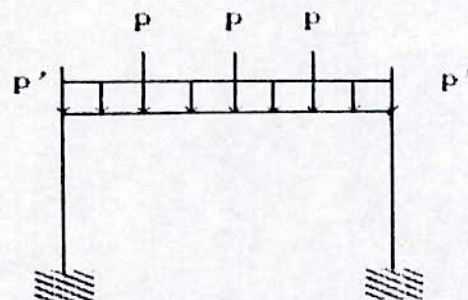
VI.1.3.1 Epure de la structure :



VI.1.3.2 Différents cas de charges :

- Charges permanentes G :

- * Fermette de rive : $P' = 66.88 \div 2 = 34.4 \text{ daN}$
- * Fermette intermédiaire : $P = 107.62 \div 2 = 53.81 \text{ daN}$
- * Couverture : $102.7 \div 2 = 53.35 \text{ daN/ml}$
- * Pannes : $12.9 * 2 = 25.8 \text{ daN/ml}$
- * Contreventement de la toiture : 25.89 daN/ml



$$q = 227.04 \text{ daN/ml}$$

- Surcharge du sable : $S_n = 79 \text{ daN/ml}$, $S_s = 131.66 \text{ daN/ml}$

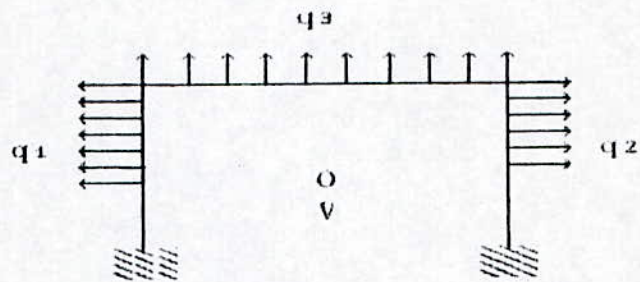
- Surcharge du vent :

* Vent sur pignon Vn1 :

$$q_{1n} = 300.66 \text{ daN/ml}$$

$$q_{2n} = 305.02 \text{ daN/ml}$$

$$q_{3n} = 253.3 \text{ daN/ml}$$



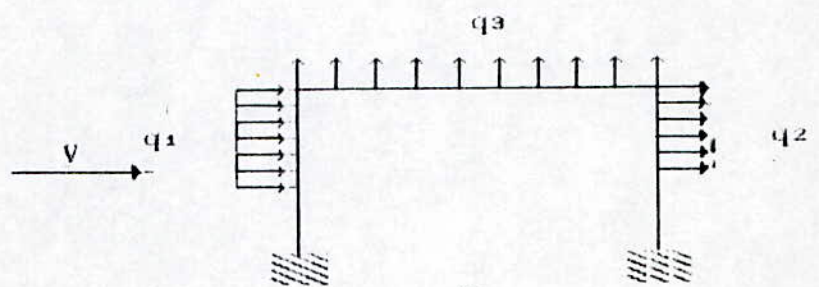
* Vent sur long-pan :

1er cas Vn2 :

$$q_{1n} = 481.05 \text{ daN/ml}$$

$$q_{2n} = 131.03 \text{ daN/ml}$$

$$q_{3n} = 122.56 \text{ daN/ml}$$

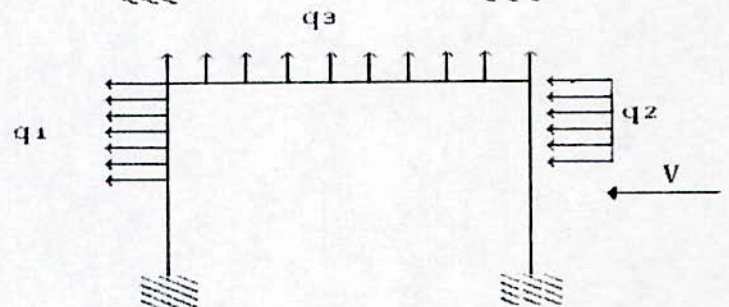


= 2eme cas Vn3 :

$$q_{1n} = 322.13 \text{ daN/ml}$$

$$q_{2n} = 441.13 \text{ daN/ml}$$

$$q_{3n} = 122.56 \text{ daN/ml}$$



- Surcharge d'exploitation :

Idem que le portique intermediaire.

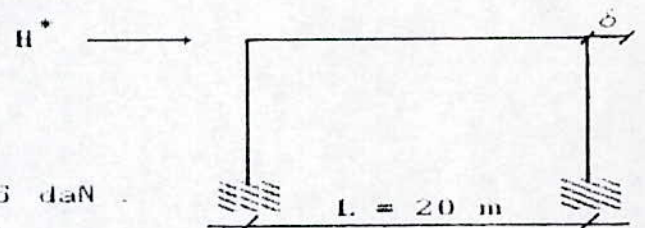
- Surcharge due aux effets de dilatation thermique T :

Sous $H^* = 1000 \text{ daN}$; le déplacement du noeud 13

$$\delta = 0.5155 \text{ cm (fichier Rive 11)}$$

$$\Delta L = L * \alpha * \Delta = 0.66 \text{ mm}$$

$$A = 156 \text{ cm}^2 ; H^* = \frac{\Delta L}{\delta + \frac{L}{E A}} = 1265 \text{ daN}$$



III.1.3.3 Combinaisons défavorables :

i - Pour le déplacement horizontal des poteaux :

$$\delta_2 \text{ et } \delta_{18} \leq \frac{H}{300} = 2.42 \text{ cm .}$$

$$\delta_5 \text{ et } \delta_{15} \leq \frac{H}{300} = 4.10 \text{ cm et } 5 \text{ cm .}$$

$$\delta_7 \text{ et } \delta_{13} \leq \frac{H}{300} = 5.92 \text{ cm.}$$

Combinaisons : DEF 1 : $\frac{S_n}{2} + T + V_{n3} + P_4$

DEF 2 : $\frac{S_n}{2} + T + V_{n3} + P_5$

la combinaison DEF 2 est la plus défavorable, elle donne :

b(cm)	1.81	4.01	5.23	5.23	4.08	1.85
Noeud 1	2	5	7	13	15	18

(fichier RIVE V)

ii - Pour le déplacement vertical de la traverse :

flèche 1 : $G + S_n + V_{n3} + P_4 + T$

flèche 2 : $G + S_n + V_{n3} + P_5 + T$

Sous la combinaison "flèche 2", la flèche au milieu de la traverse est maximale .

$$f = 0.9119 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{l}{300} = 6 \text{ cm}$$

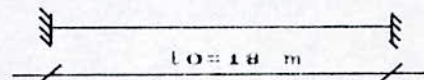
iii - Pour la résistante :

Comb 1 : $-\frac{3}{2} (P_5 + \frac{S_n}{2} + V_{n3}) + \frac{4}{3} (T + G)$

Comb 2 : $-\frac{3}{2} (P_5 + \frac{S_n}{2} + V_{n3}) + \frac{4}{3} T - G$

VI.1.3.4 Verification fr la resistance de la traverse :

Soit un IPE 600



Comb 2 : $M = 30201.807 \text{ daN.m.}$

$N = 17452.734 \text{ daN}$

$T = 6455.097 \text{ daN}$

(fichier Rive VI)

Avec La formule enveloppe de l'article 3.732 des regles CM 66 en verifier la resistance de la traverse .

$$\frac{9}{8} (K * \sigma + K_d * \sigma_{fx}) \leq \sigma_e$$

$$- \sigma_{fx} = \frac{M_e}{W_x} = 9.83 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_d = 5.55 \text{ daN/mm}^2, K_d = 1.452$$

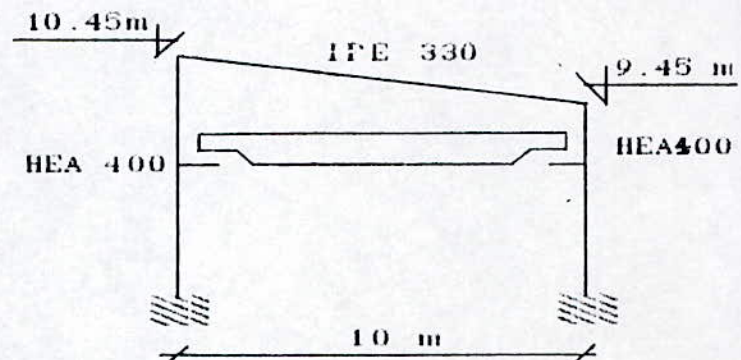
$$- \sigma = \frac{N}{A} = 1.11 \text{ daN/mm}^2$$

$$\lambda = \frac{l}{r_x} = 193.13 ; K = 5.877$$

$$\frac{9}{8} (K * \sigma + K_d * \sigma_{fx}) = 23.39 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$$

VI.2 ATELIER ANNEXE :

VI.2.1 Epure de la structure :



VI.2.2 Différents cas de charges :

- Charges permanentes : G

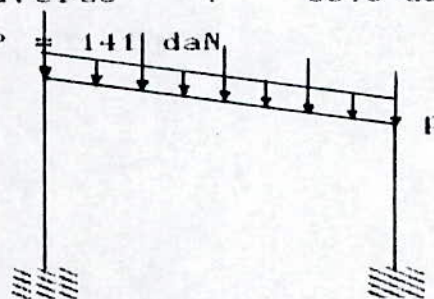
* Couverture : 97.5 daN/ml

* Contreventement de la toiture : 6.76 daN/ml

* Poids propre de la traverse : 66.3 daN/ml

* Pannes (IPE 180) : P = 141 daN

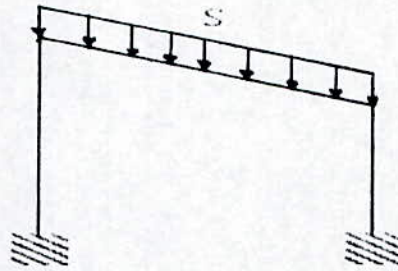
$$q = 170.56 \text{ daN/ml}$$



- Surcharge du sable : 20 daN/m^2

$$S_n = 20 * 7.5 = 150 \text{ daN/ml}$$

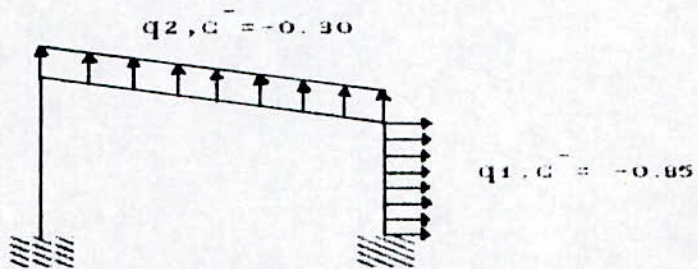
$$S_e = \frac{5}{3} S_n = 250 \text{ daN/ml}$$



- Surcharge du vent :

- Vent normal :

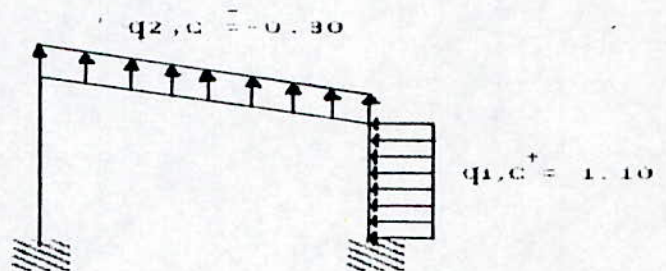
- Vent sur pignon Vn1



$$q_1 = 59.5 * 0.83 * 0.85 * 7.5 = 314.82 \text{ daN/ml}$$

$$q_2 = 59.5 * 0.825 * 0.30 * 7.5 = 110.44 \text{ daN/ml}$$

- Vent sur long-pan Vn2 :

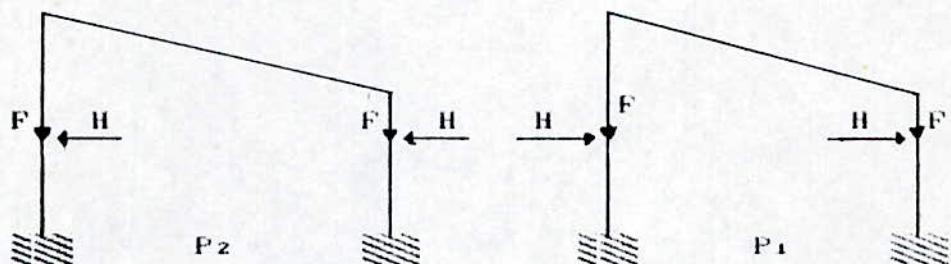


$$q_1 = 407.41 \text{ daN/ml}$$

$$q_2 = 110.44 \text{ daN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation (Pont roulant):

$$F = 15617.03 \text{ daN} , H = 461.4 \text{ daN}$$



- Surcharge due aux effets de dilatation thermique T :

Sous $H^* = 1000 \text{ daN}$ ($H_x^* = 995.03 \text{ daN}$)

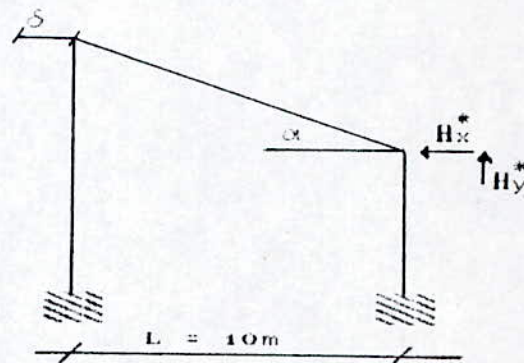
; $H_y^* = 99.49 \text{ daN}$), le déplacement

du noeud δ : δ égal :

$$\delta_x = 0.9304 \text{ cm}$$

$$\delta_y = 0.001 \text{ cm}$$

(fichier annexe II)



$$\Delta L = L * \alpha * \Delta t = 0.33 \text{ mm}$$

$$A = 72.2 \text{ cm}^2 ; H^* = \frac{\Delta}{\delta_x + \frac{L}{EA}} = 352.2 \text{ daN}$$

VI.2.3 Combinaisons defavorables :

i) Pour le déplacement horizontal des poteaux :

$$\text{DEF 1 : } -\frac{S_n}{2} + T + V_{n1} + P_1$$

$$\text{DEF 2 : } -\frac{S_n}{2} + T + V_{n2} + P_2$$

$$\delta_1 \text{ et } \delta_7 \leq \frac{H}{300} = 2.42 \text{ cm et } 5 \text{ cm}$$

$$\delta_1 \text{ et } \delta_2 \leq \frac{H}{300} = 3.15 \text{ cm}$$

la combinaison "DEF 2" donne :

δ (cm)	1	7	2	6
Noeud	1.57	1.95	2.35	2.35

(fichier ANNEXE V)

ii - Pour le déplacement vertical de la traverse :

Sous la combinaison "G+ S + V + P + T" la fleche au milieu de la traverse est maximale.

$$f = 0.5190 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{l}{300} = 3.35 \text{ cm} \quad (\text{fichier annexe III})$$

ii- Pour la résistance :

$$\text{Comb 1 : } \frac{3}{2} (P_1 + \frac{S_n}{2} + V_{n1}) + \frac{4}{3} (T + G)$$

$$\text{Comb 2 : } \frac{3}{2} (P_2 + \frac{S_n}{2} + V_{n2}) + \frac{4}{3} (T + G)$$

$$\text{Comb 3 : } \frac{3}{2} P_2 + \frac{S_n}{2} + V_{n2} + \frac{4}{3} T - G$$

$$\text{Comb 4 : } P_1 + \frac{S_e}{2} + V_{e2} + T + G$$

$$\text{Comb 5 : } P_2 + \frac{S_e}{2} + V_{e2} + T + G$$

$$\text{Comb 6 : } P_2 + \frac{S_e}{2} + V_{e2} + T - G$$

V.2.4 Verification de la resistance des elements :

- Poteau : Soit un HEA 400

Le poteau est sollicite en flexion composee

Noeuds A : encastrement parfait au sol.

Noeuds B : encastrement partiel.

K_A , K_B : coefficient d'encastrement au noeuds A et B.

R : rigidite d'une poutre ou d'un poteau

$K_A = 1$ (encastrement parfait)

$$K_B = \frac{R_{IPE 180} + R_{IPE 330}}{R_{IPE 180} + R_{IPE 330} + R_{HEA 400}}$$

$$R_{POUTRE} = \frac{I}{l} \quad , \quad R_{POTEAU} = \frac{I}{h}$$

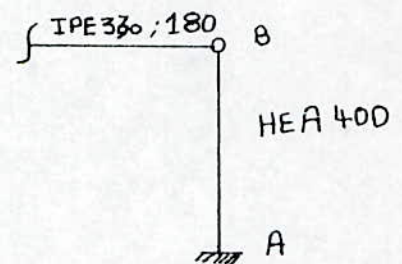
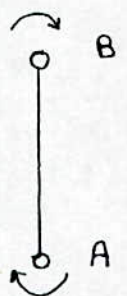
$$R_{IPE 180} = 2.63 \quad , \quad R_{IPE 330} = 11.71 \quad , \quad R_{HEA 400} = 47.$$

$$K_B = 0.23$$

$$K_B = \frac{R_{IPE 180} + R_{IPE 330}}{R_{IPE 180} + R_{IPE 330} + R_{HEA 400}}$$

$$R_{POUTRE} = \frac{I}{l} \quad , \quad R_{POTEAU} = \frac{I}{h}$$

$$R_{IPE 180} = 2.63 \quad , \quad R_{IPE 330} = 11.71 \quad , \quad R_{HEA 400} = 47.69 \quad , \quad K_B = 0.23$$



l : longueur de flambement

$$\frac{l}{l_0} = \sqrt{\frac{4 + 3.5 R_B}{1 + 6.5 R_B}} = 1.38 \quad (\text{Art 5.134 CM66}) ; l = 13.11 \text{ m}$$

Comb 6 : $M_A = 25287.205 \text{ daN.m}$

$M_B = 8518.843 \text{ daN.m}$

Comb 2 : $N = 25735.793 \text{ daN}$

(fichier annexe VI)

Comb 1 : $T = 7041.607$

- $\sigma_{fx} = \frac{M_A}{W_x} = 10.94 \text{ daN/mm}^2$

$\sigma_d = 12.09 \text{ daN/mm}^2$, $K_d = 1$

- $\sigma = \frac{N}{A} = 1.618 \text{ daN/mm}^2$

$\lambda = \frac{l}{r_y} = 178.66$, $K = 5.07$

$\frac{9}{8} (K * \sigma + K_d * \sigma_{fx}) = 21.53 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$

- verification au cisaillement :

$\tau_{max} = \frac{T * S_x}{I_x * e_a} \leq \bar{\tau} = 0.65 \sigma_e = 15.6 \text{ daN/mm}^2$

$S_x = 1227.718 \text{ cm}^2$, $\tau = 1.74 \text{ daN/mm}^2 \leq \bar{\tau}$

- Traverse : soit un IPE 330

$M_e = 9011.141 \text{ daN.m}$

Comb 6 : $M_v = 5916,158 \text{ daN}$

Comb 5 : $N = 1805.093 \text{ daN}$

Comb 6 : $T = 2738.922 \text{ daN}$

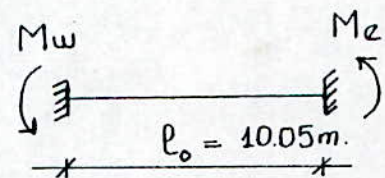
- $\sigma_{fx} = \frac{M_e}{W_x} = 12.63 \text{ daN/mm}^2$

$\sigma_d = 12.09 \text{ daN/mm}^2$, $K_d = 1.20$

- $\sigma = \frac{N}{A} = 0.288 \text{ daN/mm}^2$

$\lambda = \frac{l}{r_y} = 141.54$; $K = 3.316$

$\frac{9}{8} (K * \sigma + K_d * \sigma_{fx}) = 18.12 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$



- Verification au cisaillement :

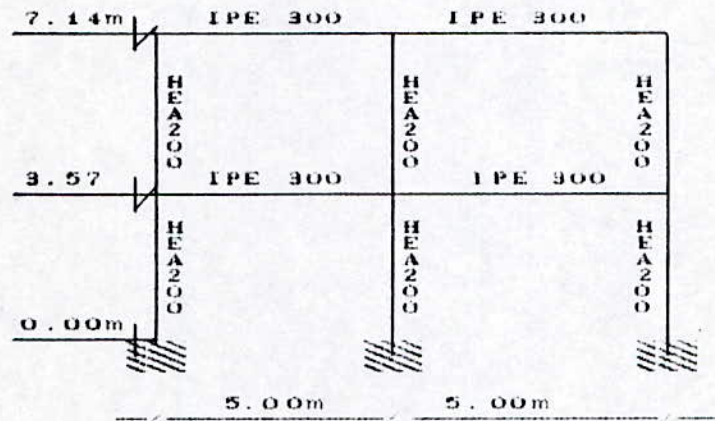
$$\tau_{max} = \frac{T * S_x}{I_x * e_a} \leq \overline{\tau} = 0.65 \sigma_e = 15.6 \text{ daN/mm}^2$$

$$S_x = 381.37 \text{ cm}^3, \quad \tau_{max} = 1.18 \text{ daN/mm}^2 \leq \overline{\tau}$$

VI.3 BATIMENT ADMINISTRATIF :

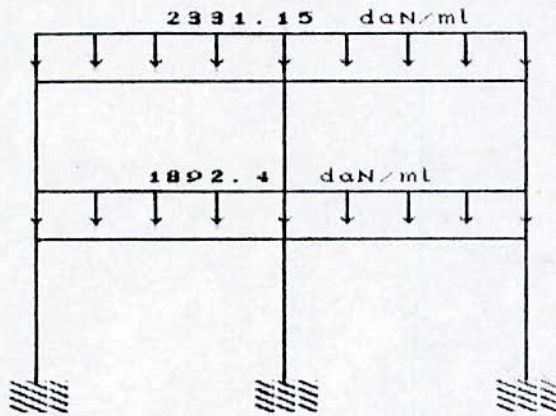
C'est un batiment à usage de bureaux constitué de deux niveaux, a terrasse inaccessibile.

VI.3.1 Epure de la structure :

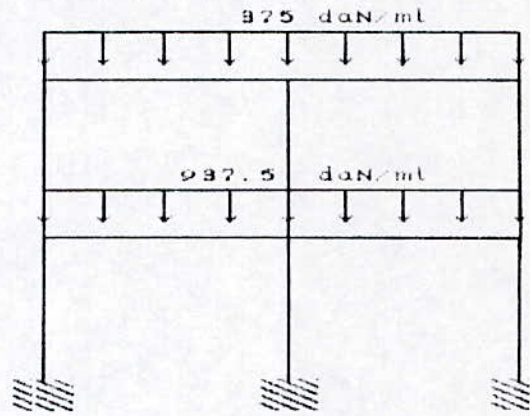


VI.3.2 Différents cas de charges :

- Charge permanente : G



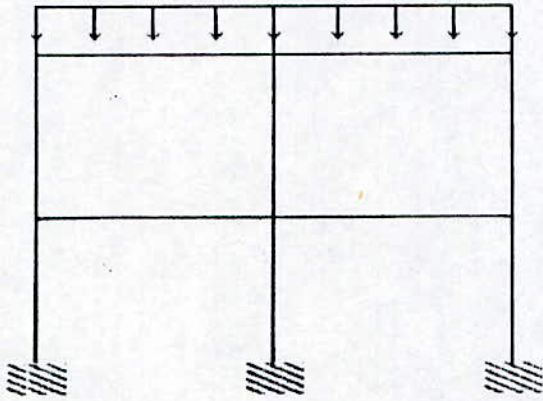
- Surcharge d'exploitation : Q



- Surcharge du sable :

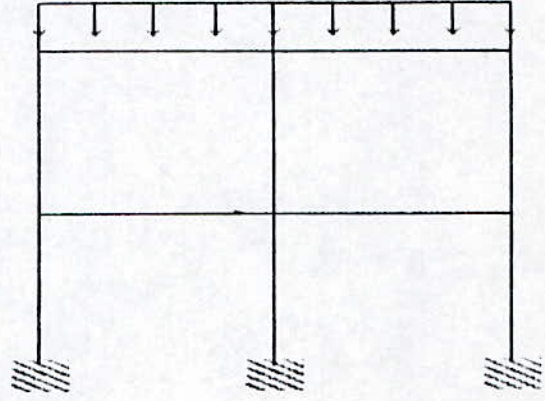
* sable normal : S_n

75 daN/ml



* sable extrême : S_e

125 daN/ml



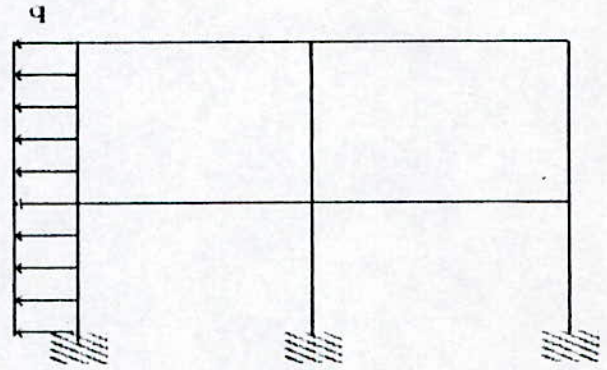
- Surcharge du vent :

* Vent sur pignon :

$$q_{np} = 47 * 0.845 * 0.92 * 3.75$$

$$= 137.01 \text{ daN/ml}$$

5

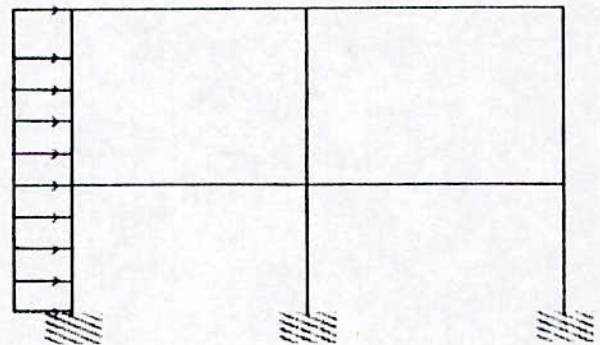


* Vent sur long-pan :

$$q_{pl} = 47 * 0.845 * 1.10 * 3.75$$

$$= 163.82 \text{ daN/ml}$$

q



- Surcharge due aux effets de dilatation thermique T :

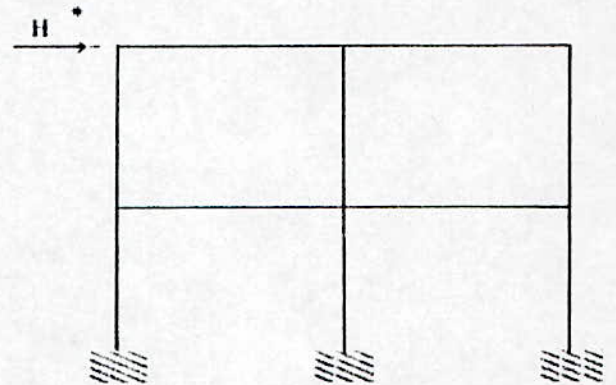
Sous $H^* = 1000 \text{ daN}$; le déplacement du noeud 7, $\delta = 0.5425 \text{ cm}$

(fichier administratif II)

$$\Delta L = L * \alpha * \Delta = 00.33 \text{ mm.}$$

$$A = 53.8 \text{ cm}^2$$

$$H^* = \frac{\Delta L}{\delta + \frac{L}{E A}} = 598.5 \text{ daN}$$



VI.3.3 Combinaisons défavorables :

i) Pour le déplacement :

$$G + Q + V + T$$

- Déplacement transversal :

$$\delta_1 = 0.3054 \text{ cm} \leq \frac{H_1}{200} = 3.57 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 0.1920 \text{ cm} \leq \frac{H_2}{200} = 1.785 \text{ cm}$$

$$\frac{\delta_1 - \delta_2}{H_2 - H_1} = 3.17 * 10^{-4} \text{ cm} \leq \frac{H_2 - H_1}{350} = 1.02 \text{ cm}$$

- Déplacement vertical :

la flèche au noeud 6 est maximale

$$f = 0.5570 \text{ cm} \leq \frac{1}{360} = 1.38 \text{ cm} \quad (\text{fichier ADMINISTRATIF III})$$

ii) Pour la résistance :

$$\text{Comb 1} : \frac{4}{3} (G + T) + \frac{3}{2} V_n$$

$$\text{Comb 2} : \frac{4}{3} (G + T) + \frac{17}{12} (S_n + Q)$$

$$\text{Comb 3} : \frac{4}{3} (G + T) + \frac{17}{12} (V_n + Q)$$

$$\text{Comb 4} : G + T + V_e + Q + \frac{S_e}{2}$$

$$\text{Comb 5} : G + T + S_e + Q$$

VI.3.4 VERIFICATION DE LA RESISTANCE DES ELEMENTS :

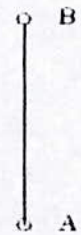
* Poteau : Le poteau 6 est le plus sollicité .
soit un HEA 200

Comb 3 $M_B = 4468.735 \text{ daN.m}$

$M_A = 3758.201 \text{ daN.m}$

Comb 2 $N = 5358.201 \text{ daN}$

Comb 3 $T = 2237.201 \text{ daN}$



(fichier administratif V)

- Longueur de flambement :

$$\frac{l}{l_0} = \sqrt{\frac{1.6 + 2.4(K_A + K_B) + 1.1 K_A K_B}{K_A + K_B + 5.5 K_A * K_B}} \quad (\text{Art 5.134 CM 66})$$

$$K = \frac{R_{IPE 300}}{R_{IPE 300} + 2 R_{HEA 200}} \quad , \quad R_{POUTRE} = \frac{I}{l}$$

$$K_B = \frac{R_{IPE 300}}{R_{IPE 300} + R_{HEA 200}} \quad , \quad R_{POTEAU} = \frac{I}{H}$$

$R_{IPE 300} = 16.71$; $R_{HEA 200} = 10.34$

$K_A = 0.44$; $K_B = 0.61$; $\frac{l}{l_0} = 1.316$; $l = 4.7 \text{ m}$

- $\sigma_F = \frac{M_B}{W_x} = 11.48 \text{ daN/mm}^2$

$\sigma_d = 13.43 \text{ daN/mm}^2$, $K_d = 1$

- $\sigma = \frac{N}{A} = 1.55 \text{ daN/mm}^2$

$\lambda = \frac{l}{r_{min}} = \frac{470}{4.98} = 94.37$, $K = 1.751$

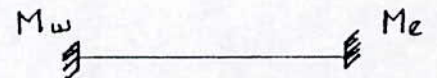
$$\frac{9}{8} (K * \sigma + K_d * \sigma_f) = 15.96 \text{ daN/m}^2 \leq \sigma_e$$

- Verification au cisaillement : $S = 203.4 \text{ cm}^3$

$$\tau = \frac{T * S_x}{I_x * a} = 1.89 \text{ daN/mm}^2 \leq \bar{\tau} = 0.6 \sigma_e = 15.6 \text{ daN/mm}^2$$

* Traverse : la poutre (élément 7 et 8) est la plus sollicitée :

Soit un IPE 300 . (fichier administratif V)



Comb 3 : $M_e = 9484.113 \text{ daN.m}$, Comb 2 : $N = 1338.459 \text{ daN}$
 $M_v = 5137.558 \text{ daN.m}$, Comb 3 : $T = 10229.029 \text{ daN}$

$$- \sigma_{fx} = \frac{M_e}{W_x} = 17.02 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_d = 8.61 \text{ daN/mm}^2 , K_d = 1$$

$$- \sigma = \frac{N}{A} = 0.25 \text{ daN/mm}^2$$

$$\lambda = \frac{1}{r_{\min}} = \frac{250}{3.35} = 74.62 , K = 1.366$$

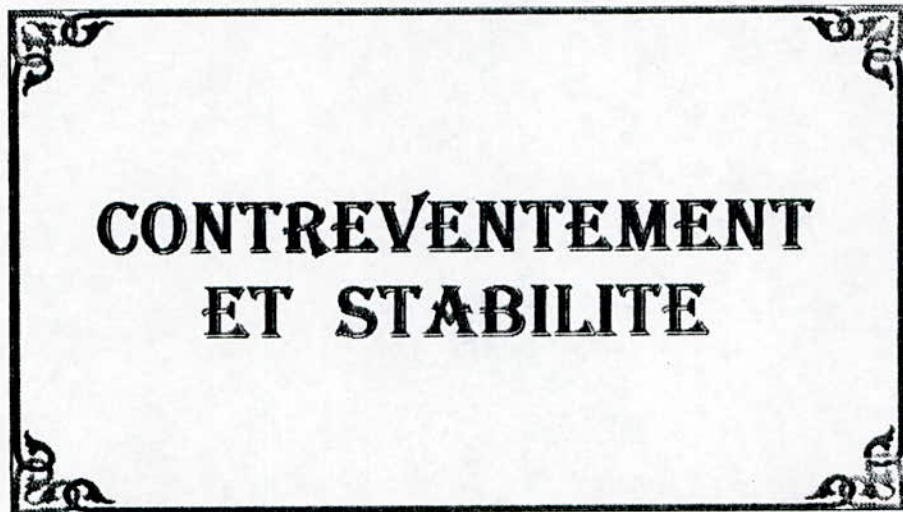
$$\frac{9}{8} (K * \sigma + K_d * \sigma_{fx}) = 19.53 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$$

- Verification au cisaillement :

$$\tau_{\max} = \frac{T * S_x}{I_x * a} \leq \overline{\tau} = 0.65 \sigma_e = 15.6 \text{ daN/mm}^2$$

$$S_x = 301.05 \text{ cm}^3 , \tau_{\max} = 5.19 \text{ daN/mm}^2 \leq \overline{\tau}$$

CHAPITRE VII



**CONTREVENTEMENT
ET STABILITE**

CONTREVENTEMENT ET STABILITE

VII.1 Generalités :

Les contreventements sont conçus pour reprendre les efforts du vent dans la structure et les descendre au sol. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants, et en façades.

La stabilité est obtenue au moyen de :

- Croix de Saint Andre avec stabilités à diagonales en K pour l'atelier central.
- Stabilités à diagonales en K pour l'atelier annexe.
- Portique ou cadre pour le bâtiment administratif.

Ces éléments transmettent au sol les efforts horizontaux appliqués :

- Aux poutres au vent des pignons.
- Aux chemins de roulement des ponts roulants.
- Aux stabilités ou portiques administratifs.

VII.2 Hypothèses :

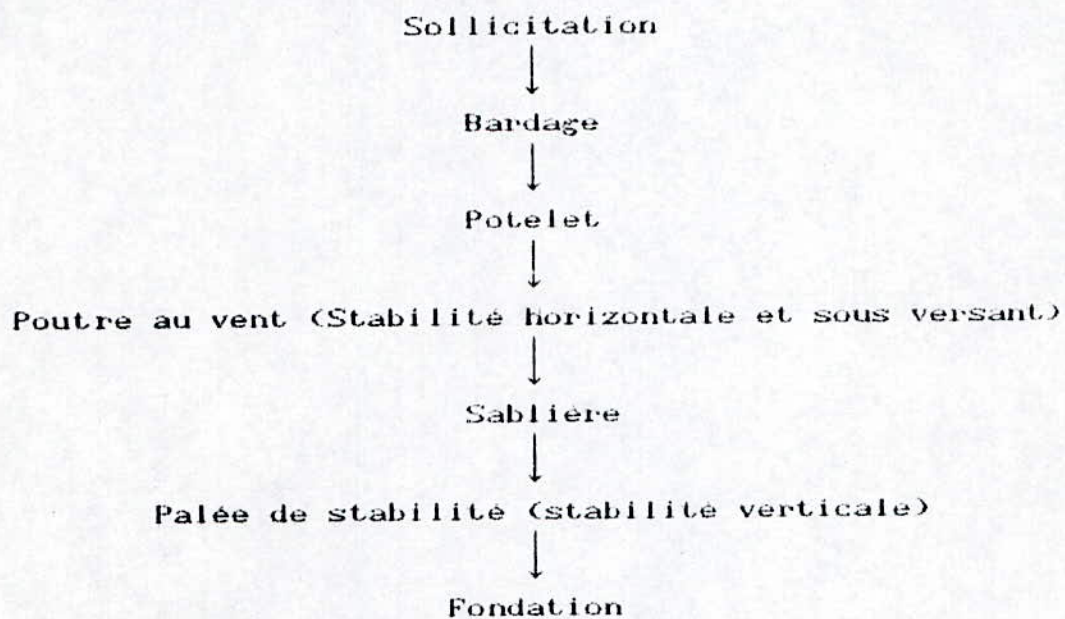
- a - Les plans moyens de la stabilité verticale et de chemin de roulement sont confondus.
- b - Le plan moyen de la stabilité verticale contient les axes géométriques des poteaux principaux.

Dans l'hypothèse (a), la transmission au sol de l'effort de freinage longitudinal est direct. Les vibrations apportées par le pont roulant, et transmises à la structure principal sont atténuées.

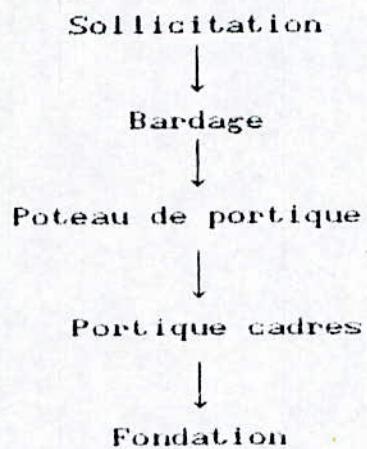
Dans l'hypothèse (b), la transmission au sol de l'effort de freinage longitudinal s'effectue par la poutre horizontale supérieure du chemin de roulement et par le portique de la stabilité.

VII.3 Cheminement des efforts :

a°) Vent sur pignon :



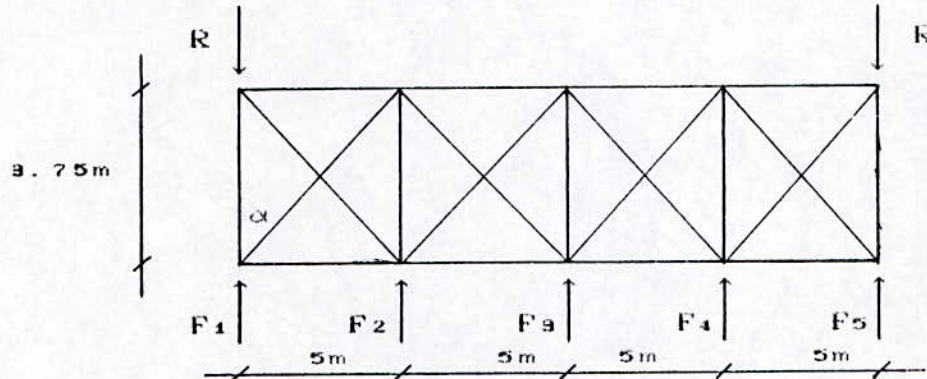
b°) Vent sur long-pan :



VII.4 .Calcul des contreventements :

4.1 Evaluation des efforts transmis aux contreventements :

a°) Poutre au vent horizontale de l'atelier central :



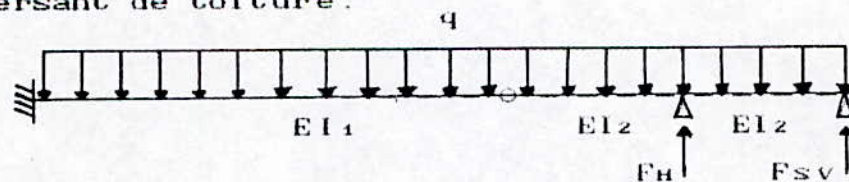
F_i étant l'effort résultant de la pression du vent sur la surface en pignon revenant à l'élément considéré.

Les éléments 2,3,4 étant également espacés et bi-appuyés on aura :
 $F_2 = F_3 = F_4 = F'$, de son côté F' est la résultante des efforts émanés par le potelet (de 15.26m) et la poutre à treillis en N .

$$F' = 1.75 Q * C_p * (\delta_p * S_p + \delta_N * S_N)$$

$$F' = 1.75 * 69 * 1.01 * (0.81 * \frac{5 * 15.26}{2} + 0.87 * \frac{5 * 2.50}{2}) = 4431.81 \text{ daN}$$

Les poteaux de rive (continus et a inertie variable) transmettent l'effort F_H à la poutre au vent horizontale et F_{sv} à la poutre au vent sous versant de toiture.



$$q = 1.75 * 69 * 1.01 * 0.80 * 2.50 = 243.92 \text{ daN/ml}$$

$$F_H = 2631.99 \text{ daN}$$

donc $R = F_R + \frac{3}{2} F' = 9279.71 \text{ daN}$

l'effort de traction maximal dans les barres (Methode de cremona)

$$F_d = \frac{R - F_R}{\cos \alpha} = \frac{3 F'}{2 \cos \alpha} = \frac{3 * 4431.81}{2 * 0.6} = 11079.53 \text{ daN}$$

$$\cos \alpha = \frac{3.75}{\sqrt{25^2 + 3.75^2}} = 0.6$$

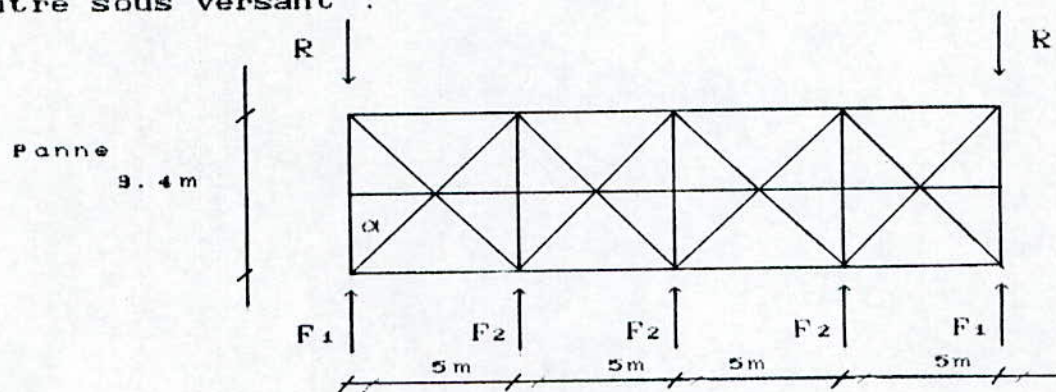
soit une cornière L 60 * 60 * 6 assemblée avec un boulon $\phi 12$ au croisement des diagonales

$$\sigma = \frac{F_d}{A_{nette}} = \frac{11079.53}{688 - 12} = 16.39 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

* Verification de l'elancement:

$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{625}{1.83} = 341.53 < \lambda_{lim} = 350$$

b) Poutre sous versant :



Dans ce cas F_1 est la superposition de la pression du vent sur la surface du pignon n'interessant pas la poutre au vent horizontale et de l'effort d'entrainement des sheds.

Remarque :

Pour les sheds intermediaires, il s'agira uniquement de force d'entrainement.

* Pour le premier versant :

$$F_1 = F_{sv} + \frac{F_e}{8} = 1140.83 + \frac{7245}{8} = 2046.45 \text{ daN}$$

$$F_2 = F_{sv} + \frac{F_e}{4} = 663.14 + \frac{7245}{8} = 2474.39 \text{ daN}$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos \alpha} = \frac{3711.58}{0.56} = 6600.60 \text{ daN}$$

Projection dans le plan du contreventement

$$F_d = F_d \cos \theta$$

$$= 6600.6 \cos 18.43 = 6261.88 \text{ daN}$$

On choisit des cornières L 40 * 40 * 5

$$\sigma = \frac{F_d}{A_{nette}} = \frac{6251.88}{377-12} = 17.16 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_{e.}$$

vérification de l'élanement

$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{604.64}{1.2} * 0.5 = 251.92 < \lambda_{lim} = 350$$

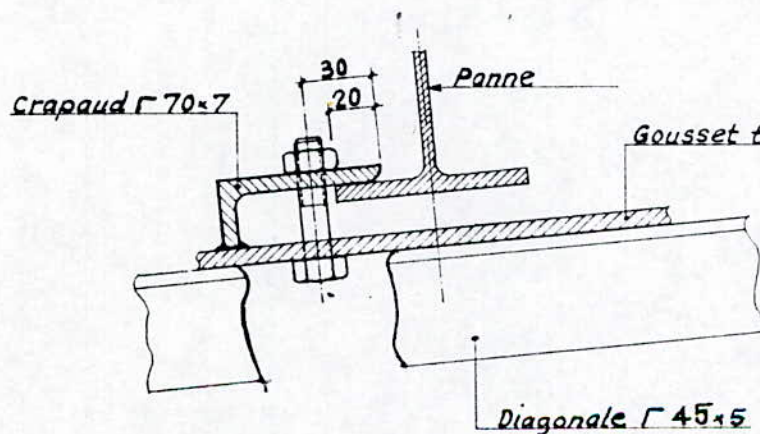
les diagonales seront crapaudées au niveau de la panne (voir détail)

REMARQUE :

Pour les versants intermédiaires (sous l'effet d'entraînement) on choisit les mêmes profils du fait qu'on a des efforts comparables à ceux du premier versant et que la vérification de l'élanement est déterminante .

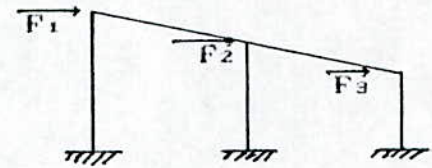
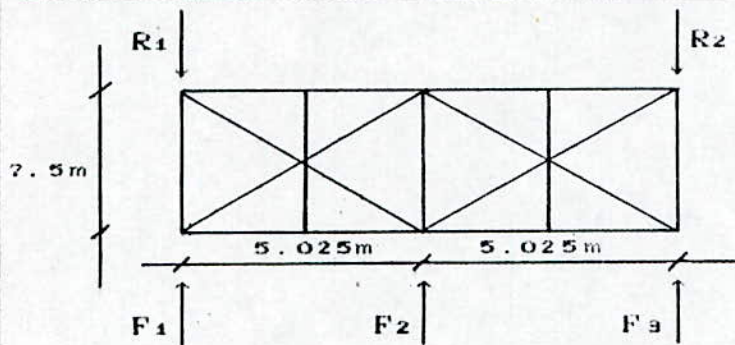
4.1.2 Vérification des membrures et montants des poutres de contreventement :

La vérification des membrures inférieure et supérieure des fermettes constituant les montants des poutres au vent se fera ultérieurement (étude des fermettes)



Détail
Crapaud

4.1.3 Evaluation des efforts des poutres au vent de l'atelier annexe:



$$\left. \begin{array}{l} F_1 = 1126.56 \text{ daN} \\ F_2 = 2171.29 \text{ daN} \\ F_3 = 1057.21 \text{ daN} \end{array} \right\} \begin{array}{l} R_1 = 2212.21 \text{ daN} \\ R_2 = 2142.85 \text{ daN} \end{array}$$

on obtient donc :

$$F_{d1} = 1223,45 \text{ daN} \qquad F_{d2} = 1390.14 \text{ daN}$$

On choisit des cornieres 45 * 45 * 5

$$\sigma = \frac{1390.14}{427 - 12} = 3.35 \text{ daN/mm}^2$$

* vérification de l'elancement

$$\lambda = \frac{902.7}{1.36} * 0.5 = 331.9 < \lambda_{lim} = 350$$

Remarque :

On adopte les mêmes profils pour toutes les poutres de contreventement, en effet, sous l'action de la force d'entrainement due au vent on a :

$$F_e = 0.01 * Q_e * S = 0.01 * 1.75 * 59.5 * (10.05 * 37.5) = 392.42 \text{ daN}$$

$$F_{1e} = F_{3e} = \frac{F_e}{4} \qquad F_{2e} = \frac{F_e}{2}$$

$$F_d = \frac{R - F_{12}}{\cos \alpha} = \frac{392.42}{4 * 0.56} = 176.25 \text{ daN}$$

$$\sigma = \frac{F_d}{A} = 0.42 \text{ daN/mm}^2.$$

4.1.4 Vérification des membrures et montants de la poutres au vent :

a) Pannes montants de la poutre au vent :

Elles sont sollicitées à la flexion déviée comme les pannes courantes, ainsi qu'à la compression (sous F). On doit donc vérifier que :

$$\frac{9}{8} (K \sigma + K_d \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) \leq \sigma_e$$

Effort de compression maximal donne :

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{2171.29}{2390} = 0.908 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_{fx} = 8.72 \text{ daN/mm}^2$$

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{750}{4.89} = 153.37$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{750}{302} * 0.5 = 124.17 \text{ (avec une lierne à mi-portée)}$$

donc $K = 3.89$

$$\text{soit : } \frac{9}{8} (3.829 * 0.908 + 1.9 * 8.72 + 1.52) = 21.56 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

Le profilé HEA 120 est admis.

VII.5 Dimensionnement des stabilités verticales :

5.1 - Atelier central :

* Epure de la stabilité :

$$H_1 = \frac{4}{3} H^* + \frac{3}{2} R$$

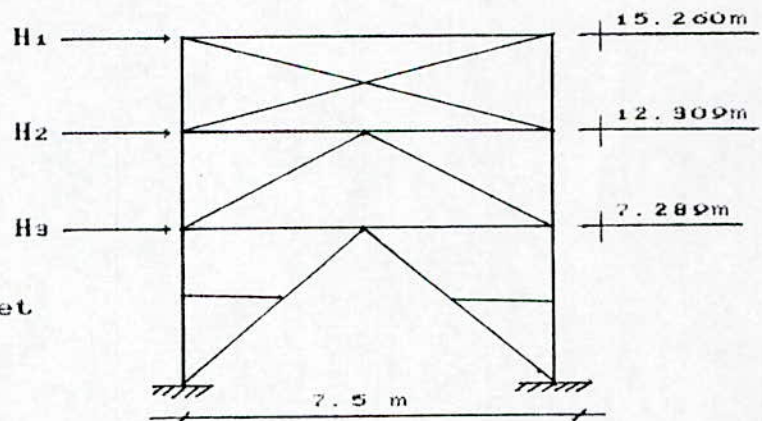
R : réaction d'appui de la poutre au vent (horizontale, et sous versant)

$$R = 9279.71 \text{ daN}$$

H^* : force résultant des effets de la dilatation thermique.

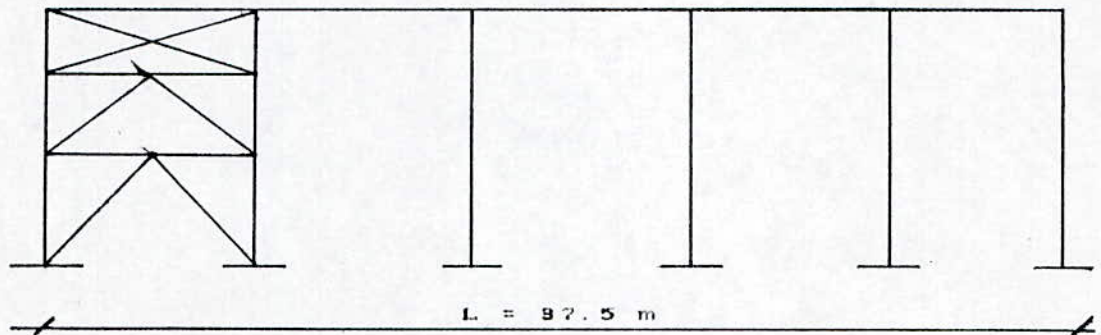
H_2, H_3 : réactions longitudinales dues au freinage des ponts roulants

$$H_2 = 7654.4 \text{ daN} ; H_3 = 2586 \text{ daN}$$



i - Calcul de l'effort H^* :

Sous une charge unitaire $H^* = 1000 \text{ daN}$, le déplacement du noeud 13
(fichier A .CENTRAL VII)



$$\delta = 0.420 \text{ cm}$$

$$\Delta L = L * \alpha * \Delta t = 1.237 \text{ mm}$$

$$A = 31.4 \text{ cm}^2$$

$$H^* = \frac{\Delta L}{\delta + \frac{L}{E A}} = 2594 \text{ daN}$$

donc $H_1 = 13616.03 \text{ daN}$

L'effort dû à l'effet thermique étant important, on tiendra compte dans le dimensionnement des stabili

1. Vérification des diagonales :

a) - Pour les diagonals d_1 , d_2 , d_3 et d_4

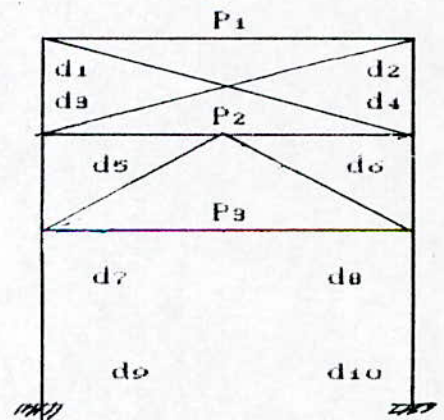
on choisit une $\text{L } 80 * 80 * 8$ avec un gousset d'épaisseur 8 mm .

$$A_b = 24.54 \text{ cm}^2 ; I_o = 4.03 \text{ cm}$$

$$A_n = 21.02 \text{ cm}^2 ; r_x = 2.43 \text{ cm}$$

d_4 : la diagonale la plus sollicitée .

$$N = \frac{+}{-} 9511.91 \text{ daN.} \quad (\text{fichier A.GENTRAL VIII})$$



* Vérification de la compression :

$$\sigma_c = \frac{N}{A_b} = 3.87 \text{ daN/mm}^2.$$

$$\lambda = \frac{l_0}{r_x} = 165.84 ; K = 4.42 .$$

$$K \sigma = 17.11 < \sigma_e .$$

* Vérification de la traction :

$$\sigma_t = \frac{N}{A_n} = 4.52 \text{ daN/mm}^2 .$$

b) Pour les diagonales $d_5, d_6, d_7, d_8, d_9, d_{10}$
on utilise un \perp 100 * 100 * 10 avec un gousset de 8 mm .

$$A_b = 38.3 \text{ cm} , l_0 = 4.09 \text{ cm} .$$

$$A_n = 33.5 \text{ cm} , r_x = 3.04 \text{ cm} .$$

d_{10} : la diagonale la plus sollicitée

$$N = + 26021.846 \text{ daN} .$$

* Vérification de la compression :

$$\sigma = \frac{N}{A_b} = 6.79 \text{ daN/mm}^2 .$$

$$\lambda = \frac{l_0}{r_x} = 134.53 ; K = 3.033$$

$$K \sigma = 20.59 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

* Pour la traction $\sigma = \frac{N}{A_n} = 7.77 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$

2) Calcul des poutres horizontales : $P_1, P_2, P_3,$

$$M_e = 509.506 \text{ daN.m}$$

$$M_v = 438.891 \text{ daN.m}$$

$$N = 12846.802$$

(fichier A.CENTRAL VIII)

soit un HEA 140

* compression $\sigma = \frac{N}{A} = 4.09 \text{ daN/mm}^2 .$

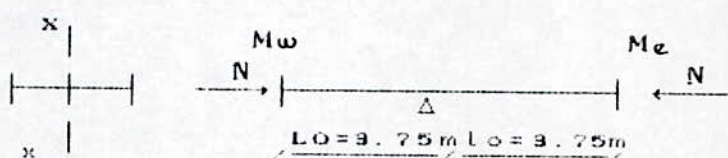
* flexion : on a

Dans le plan ZGY : $l = 0.5 (2 l_0) = 3.75 \text{ m}$

$$\lambda_x = \frac{l_0}{r_x} = \frac{3.75}{5.73} = 65.44$$

Dans le plan ZGX : $l = 0.7 l_0 = 2.625 \text{ m} .$

$$\lambda_y = \frac{0.7 l_0}{r_y} = \frac{262.5}{3.52} = 1.365$$



$$\lambda = \lambda_{\max} = 74.57 \quad ; \quad K = 1.365$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_e}{W_y} = \frac{509.506}{W_y} = 9.09 \text{ daN/mm}^2$$

Calcul vis à vis du déversement :

$$\sigma_d = 36.22 \text{ daN/mm}^2$$

$\sigma_d > \sigma_e$ donc pas de risque de déversement à la phase élastique .

$$\frac{9}{8} (K \sigma + \sigma_{fy}) = 16.50 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

Vérification de la déformation :

$$\delta_{x\max} = 0.97 \text{ cm} < \overline{\delta_x} = \frac{H}{300} = 5.08 \text{ cm}$$

(fichier A .CENTRAL IX)

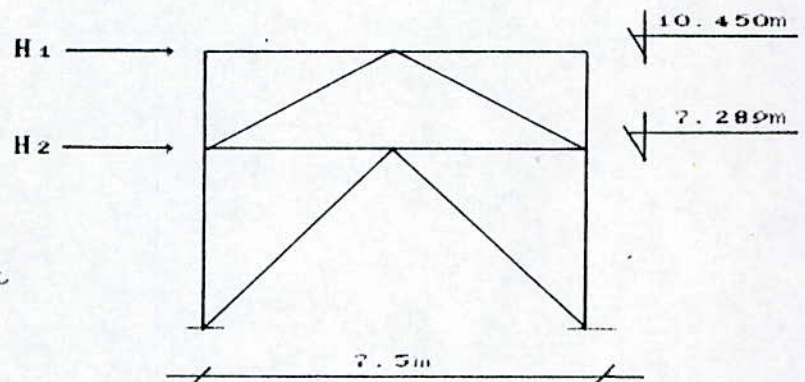
VII.5.2 ATELIER ANNEXE :

* Epure de la stabilité :

$$H_1 = \frac{4}{3} H^* + \frac{3}{2} R$$

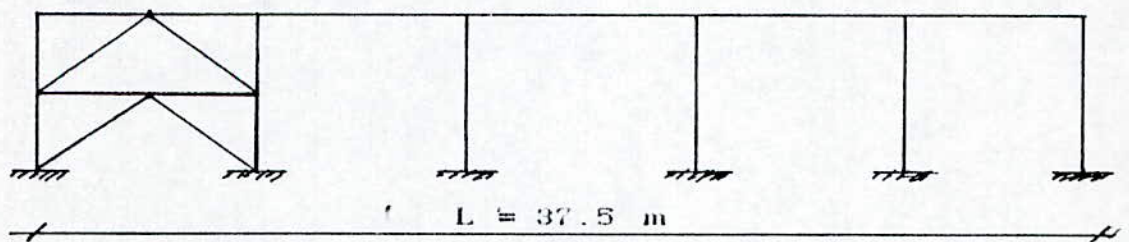
H_2 : réaction longitudinale
dûe au freinage du pont
roulant

$$H_2 = 1271.4 \text{ daN}$$



1 - Calcul de l'effort H^* :

Sous une charge unitaire $H^* = 1000 \text{ daN}$, le déplacement du noeud δ
(fichier ANNEXE VIII)



$$\delta = 0.38 \text{ mm}$$

$$\Delta L = L * \alpha * \Delta t = 1.237 \text{ mm}$$

$$A = 18.8 \text{ cm}^2$$

$$H^* = \frac{\Delta L}{\delta + \frac{L}{EA}} = 444.4 \text{ daN}$$

R : réaction d'appui de la poutre au vent

R : 2212.20 daN

donc $H_1 = 3910.84 \text{ daN}$

1) Vérification des diagonales :

la diagonale la plus sollicitée:

D₄ (élément 12)

soit une $\text{L } 70 * 70 * 7$ avec un gousset de 8 m

Abrute = 18.8 cm^2

Anette = 16.14 cm^2

l₀ = 4.09 m

N = $\pm 7233.136 \text{ daN}$ (fichier Annexe IX)

* Vérification de la compression :

$$\sigma_e = \frac{N}{A_b} = 3.84 \text{ daN/mm}^2$$

$$\lambda = \frac{l_0}{r_{\min}} = \frac{4.09}{2.12} = 193.32 \quad K = 5.889$$

$$K * \sigma = 22.65 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

* Vérification de la traction :

$$\sigma_t = \frac{N}{A_n} = 4.48 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

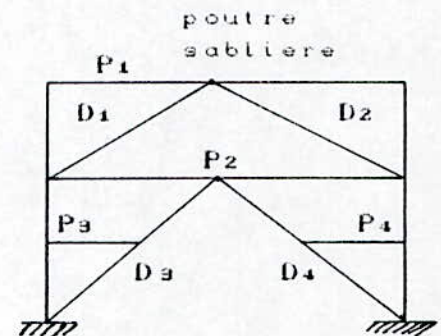
2) Calcul des poutres horizontales P₁, P₂ :

Les moments d'appuis étant négligeables on choisit une $\text{L } 70 * 70 * 7$ et on vérifie $K * \sigma < \sigma_e$

$$N = 5303.969 \text{ daN} \quad \text{donc} \quad \sigma = \frac{N}{A_b} = 2.82 \text{ daN/mm}^2$$

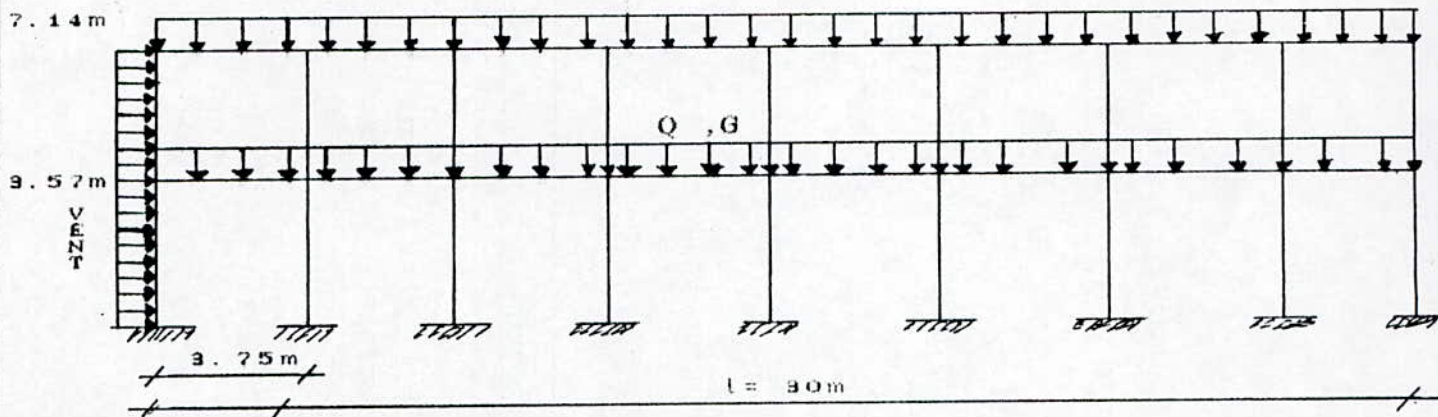
$$\lambda = \frac{l}{r_x} = 176.88 \quad ; \quad K = 4.984$$

$$K * \sigma = 14.05 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$



VII.5.3 Batiment administratif :

* Epure du portique longitudinal :



1) Chargement du portique :

- Charge permanente G : $G = 24.60 \text{ daN/ml}$
- Surcharge d'exploitation Q : $Q = 1250 \text{ daN/ml}$
- Surcharge du vent : le vent exerce une pression uniforme sur le pignon $q = 47 * \delta * G \text{ daN/m}^2$
 $C^+ = 1.02 * \delta (7.14 \text{ m}) = 0.845$ d'où $q = 183.25 \text{ daN/ml}$
- Surcharge due aux efforts de dilatation thermique T :

Sous une charge unitaire $H = 1000 \text{ daN}$, le déplacement d'un noeud 3, $\delta = 2.275 \text{ mm}$ (fichier ADMINISTRATIF VI)

La section de la poutre longitudinale : $A = 45.9 \text{ cm}^2$

$$\Delta L = L * \alpha * \Delta t = 0.99 \text{ mm}$$

$$H^* = \frac{\Delta L}{\delta + \frac{L}{EA}} = 3.828 \text{ daN}$$

2) Calcul de la poutre longitudinale :

Soit un IPE 200

sous la combinaison : $-\frac{4}{3} (G + T) + \frac{17}{12} (Q + V)$

$M_v = 2011.511 \text{ daN m}$

$M_e = 1453.689 \text{ daN}$

$N = 822.654 \text{ daN}$

$T = 924.053 \text{ daN}$

(fichier ADMINISTRATIF VII)



* On verifie la piece a la flexion composee, a cet effet on a :

- $\sigma_i = \frac{M_v}{\omega_v} = 10.36 \text{ daN}$

$C = 1.132, D = 0.77 ; K_d = 1.55$

$$- \sigma_c = \frac{N}{A} = 0.28 \text{ daN/mm}^2, \quad l = 187.5$$

$$\lambda = \frac{l}{r_y} = 83.7, \quad K = 1.521$$

$$\frac{9}{8} (K * \sigma + K_d * \sigma_{ix}) = 18.54 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

Vérification au cisaillement :

$$S = 100.67 \text{ cm}, \quad \tau = \frac{T * S_x}{I * e} = 0.85 \text{ daN/mm}^2 < \bar{\tau} = 15.6 \text{ daN/mm}^2$$

3) Vérification du déversement des poteaux HEA 200 :

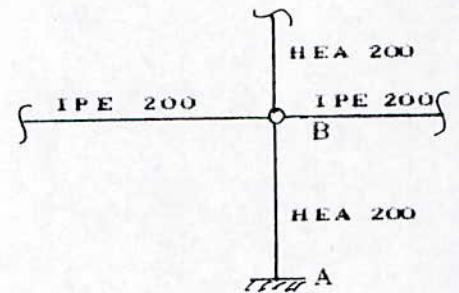
La longueur de flambement est donnée par :

$$K_A = 1$$

$$K_B = \frac{2 R_{IPE} + R_{HEA}}{2 (R_{IPE} + R_{HEA})} = 0.66$$

$$\frac{l}{l_0} = \sqrt{\frac{4 + 3.5 K_B}{1 + 6.5 K_B}}, \quad \text{donc } \frac{l}{l_0} = 1.087$$

$$l_0 = 3.57 \text{ m} \longrightarrow l = 3.88 \text{ m}$$



$$\sigma_d = 40000 \frac{I_x}{I_y} * \frac{h^2}{l_2} * (D - 1) * B * C$$

$$J = 18.64 \text{ cm}^4, \quad D = 1.38, \quad \frac{M_2}{M_1} = 0.63, \quad C = 1.222$$

$\sigma_d = 123.08 \text{ daN/mm}^2 > \sigma_e$ donc on a pas risque de déversement à la phase élastique .

on vérifié le poteau à la flexion composée :

$$\frac{9}{8} (K * \sigma + \sigma_{iy}) \leq \sigma_e$$

$$M_y = 1722.58 \text{ daN.m}$$

$$\sigma_{iy} = \frac{M_y}{W_y} = 12.85 \text{ daN/mm}^2$$

$$N = 18957.9 \text{ daN}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = 3.52 \text{ daN/mm}^2$$

$$\lambda = \frac{l}{r_y} = 77.91; \quad K = 1.521$$

$$(K * \sigma + \sigma_{iy}) = 20.47 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

* vérification du déplacement :

$$\delta_{x\max} = 0.2501 \text{ cm} < \bar{\delta} = \frac{H}{350} = 2.04 \text{ cm}$$

(fichier Administratif VIII)

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = 0.28 \text{ daN/mm}^2 \quad , \quad l = 187.5$$

$$\lambda = \frac{l}{r_y} = 83.7 \quad , \quad K = 1.521$$

$$\frac{9}{8} (K * \sigma + K_d * \sigma_{fx}) = 18.54 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_c$$

Verification au cisaillement :

$$S = 100.67 \text{ cm}, \quad \tau = \frac{T * S_x}{I * e} = 0.85 \text{ daN/mm}^2 < \bar{\tau} = 15.6 \text{ daN/mm}^2$$

3) Verification du deversement des poteaux HEA 200 :

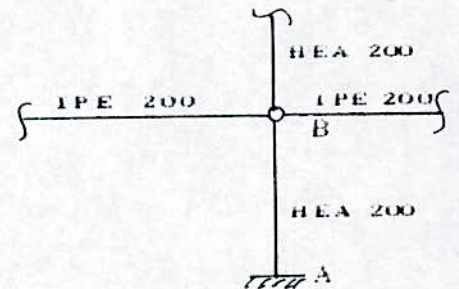
La longueur de flambement est donnee par :

$$K_A = 1$$

$$K_B = \frac{2 R_{IPE} + R_{HEA}}{2 (R_{IPE} + R_{HEA})} = 0.66$$

$$\frac{l}{l_0} = \sqrt{\frac{4 + 3.5 K_B}{1 + 6.5 K_B}} \quad , \quad \text{donc} \quad \frac{l}{l_0} = 1.087$$

$$l_0 = 3.57 \text{ m} \longrightarrow l = 3.88 \text{ m}$$



$$\sigma_d = 40000 \frac{I_x}{I_y} * \frac{h^2}{l^2} * (D - 1) * B * C$$

$$J = 18.64 \text{ cm}^4 \quad , \quad D = 1.38 \quad , \quad \frac{M_2}{M_1} = 0.63 \quad , \quad C = 1.222$$

$\sigma_d = 123.08 \text{ daN/mm}^2 > \sigma_c$ donc on a pas risque de deversement a la phase elastique .

on verifie le poteau a la flexion composee :

$$\frac{9}{8} (K * \sigma + \sigma_{iy}) \leq \sigma_c$$

$$M_y = 1722.58 \text{ daN.m}$$

$$\sigma_{iy} = \frac{M_y}{W_y} = 12.85 \text{ daN/mm}^2$$

$$N = 18957.9 \text{ daN}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = 3.52 \text{ daN/mm}^2$$

$$\lambda = \frac{l}{r_y} = 77.91 \quad ; \quad K = 1.521$$

$$(K * \sigma + \sigma_{iy}) = 20.47 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_c$$

* verification du deplacement :

$$\delta_{\text{max}} = 0.2501 \text{ cm} < \bar{\delta} = \frac{H}{350} = 2.04 \text{ cm}$$

(fichier Administratif VIII)

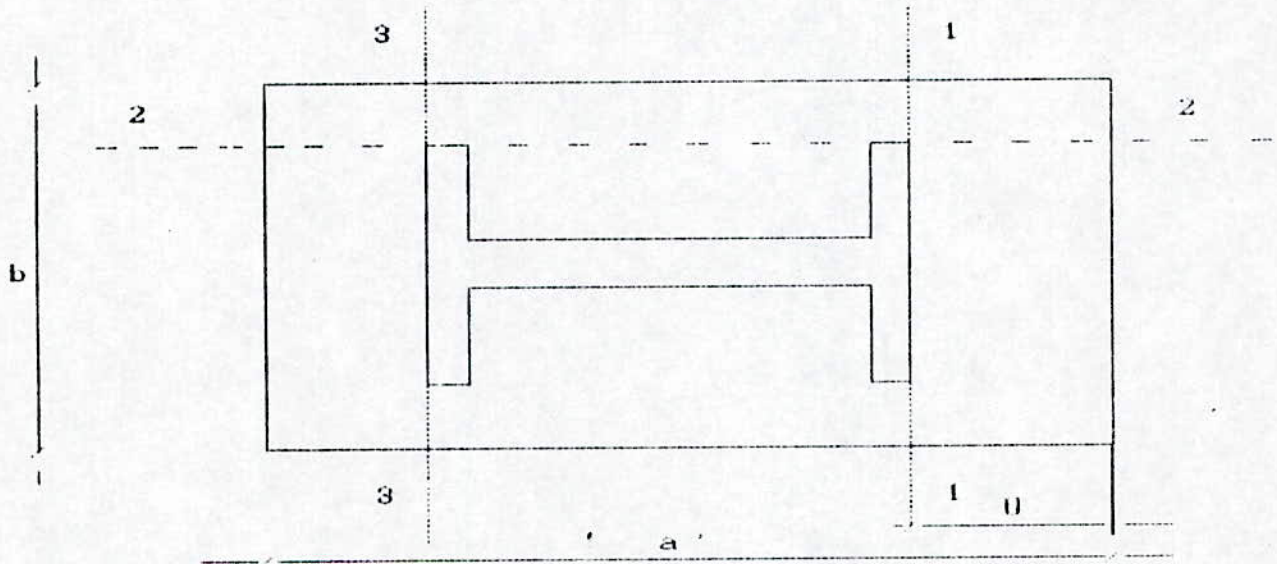
CHAPITRE VIII



ANCRAGE DES POTEAUX

ANCRAGE DES POTEAUX

Les poteaux reposent sur le sol par l'intermédiaire de massif en béton aux quels ils sont ancrés par des boulons à scellement fixes sur une platine, Ces platines étant soumises aux réactions des fondations risquent de se plier suivant des lignes tangentes au contour des poteaux.



Les parties de tôles situées à l'extérieur de ces lignes sont calculées comme des poutres en porte-à-faux, ce qui consiste donc à :

- Déterminer la surface de la palatine en fonction de $\overline{\sigma_b}$.
- Déterminer l'épaisseur de la platine en fonction de σ_f à l'encastrement.
- Déterminer les boulons d'ancrage en fonction des efforts de traction (dû au moment d'encastrement ou au soulèvement du vent).

VIII.1 Cas de poteau articulé à la base :

Le calcul s'effectue pour le potelet le plus sollicité :

* Potelet intermédiaire de l'atelier central HEA 260

- Effort de compression : $N = 2690.63 \text{ daN}$

- Béton dosé à 350 kg/m^3 , la contrainte admissible du béton donc :

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

a) Surface de la platine :

on a HEA 260 , $H = 250 \text{ mm}$ $B = 250 \text{ mm}$

on choisit une platine de $(280 * 260) \text{ mm}^2$

$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} = \frac{2690.63}{12 * 10^4} = 0.22 \text{ daN/mm}^2 < \overline{\sigma}_b = 1.5 \text{ daN/mm}^2.$$

b) épaisseur de la platine :

$$\sigma = \frac{M * V}{I} = \frac{M * t / 2}{b * t^3 / 12} = \frac{6 * M}{b * t^2} = \sigma_e$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6 * M}{b * \sigma_e}}$$

Le moment à droite de la ligne -1-1 :

$$M = \frac{\sigma * U^2 * b}{2} = \frac{0.22 * (50)^2 * 300}{2} = 8250 \text{ daN.mm}$$

$$U = \frac{400 - 300}{2} = 50 \text{ mm}$$

donc $t \geq 6.875 \text{ mm}$.

on adopte une épaisseur de $t = 10 \text{ mm}$.

c) Goujon d'ancrage :

L'effort admissible par scellement , dans le cas de goujon av crosse , fixe par les règles CM 66 (art 5.123) vaut :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 g_c}{1000} \right) \frac{\Phi}{\left(1 + \frac{\Phi}{d} \right)^2} (1 + 6.4 r + 3.5 l_2)$$

avec :

g : le dosage en ciment du béton en kg/m^3 .

Φ : diamètre de la tige d'ancrage .

l_1, l_2 : parties droites de la tige .

r : rayon du crochet de la tige .

Les valeurs courantes étant :

$$l_1 = 20\Phi, l_2 = 2\Phi, r = 3\Phi, d = 2.5\Phi$$

- effort de traction par goujon : $\frac{V}{2}$

V étant l'effort de soulèvement au vent

$$\frac{V}{2} = \frac{3200}{2} = 1600 \text{ daN}$$

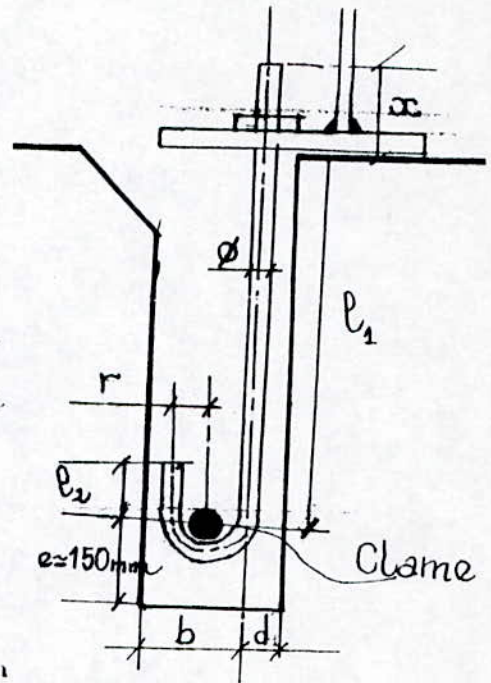
$$N_a = 8.13 \Phi^2 \geq 1600 \text{ daN}$$

$$\text{donc } \Phi \geq 14.07 \text{ mm}$$

on adopte des boulons $\Phi 16$

$$\text{et } l_1 = 320 \text{ mm} \quad l_2 = 32 \text{ mm} \quad r = 48 \text{ mm}$$

$$\text{pour la réservation : } d = 40 \text{ mm} ; b = 130 \text{ mm}$$

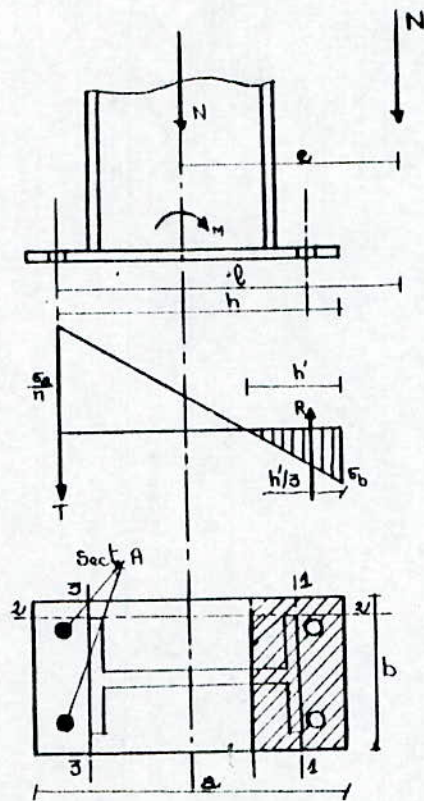


* vérification de la traction du boulon :

$$1.25 * \frac{V / 2}{A_r} = 1.25 * \frac{1600}{157} = 12.74 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

VIII.2 Cas de poteau encasté à la base :

Dans ce cas, le poteau est sollicité en pied par un effort normal centré N et un moment de flexion M , ce qui est équivalent à un effort vertical N excentré de $e = \frac{M}{N}$. Les boulons situés du côté opposé à N l'effort N sont soumis à une traction alors que le béton situé du côté de l'effort N est soumis à une compression.



- effort de traction des boulons de gauche : $T = A * \sigma_a$
- effort de compression du béton sous platine : $R = \frac{1}{2} * b * h * \sigma_b$

$$\text{or } \frac{\sigma_a / n}{h - h'} = \frac{\sigma_b}{h'} \longrightarrow \sigma_a = n * \sigma_b * \frac{h - h'}{h'}$$

L'équilibre des forces $N + T = R$

L'équilibre des moments $R(h - \frac{h'}{3}) = N * l = (R - T) * l$

pour $n = 15$ coefficient d'équivalence acier-béton on obtient :

$$h^3 + 3 * (1 - h) * h'^2 + 90 * A * \frac{1}{b} * h - 90 * A * \frac{1}{b} * h' = 0$$

La résolution de l'équation permet d'obtenir h' , et par la suite de vérifier σ_a et σ_b

$$\sigma_a = \frac{N}{A} * \frac{1 - h + h'/3}{h - h'/3} \leq \sigma_e / 1.25$$

$$\sigma_b = \frac{2 * N * l}{b * h' * (h - h'/3)} \leq \overline{\sigma_b}$$

Etude de l'ancrage du poteau de la file A-axe1:

HEA 400 donc $H = 390 \text{ mm}$, $B = 300 \text{ mm}$

$N = 11718.994 \text{ daN}$, $M = 21908.460 \text{ daN.m}$

On choisit une platine $650 * 560 \text{ mm}$.

$$e = \frac{M}{N} = 1869.5 \text{ mm} > e_0 = \frac{650}{6} = 108.3 \text{ mm}$$

la platine est partiellement comprimée

a) Choix des boulons :

Soit 8 boulons $\Phi 27$, $A_r = 4.59 \text{ cm}^2$

Les conditions de distance des boulons imposent :

* diamètre des trous : $d = \Phi + 2$ soit $d = 29 \text{ mm}$.

* l'entreaxe des boulons : $\delta = 150 \text{ mm}$

$3 d < \delta < 10 d \longrightarrow 87 < \delta < 290 \text{ ok.}$

Pince longitudinale et transversale ou distance de l'axe d
boulon au bord le plus voisin de la pièce assemblée

$\delta_l = \delta_t = 60 \text{ mm}$.

$1.5 d < \delta_l < 2.5 d \longrightarrow 43.5 < \delta_l < 72.5 \text{ ok.}$

b) vérification des contraintes :

$$l = \frac{650}{2} - 60 + 1869.5 = 2134.5 \text{ mm}$$

$$h = 650 - 60 = 590 \text{ mm}$$

calcul de h' ?

$$h^3 + 3(2134.5 - 590) * h^2 + 90 * (4 * 459) * \frac{2134.5}{560} * h' + 90 * 4 * 459 * \frac{2134.5}{560} * 590 =$$

La résolution donne : $h = 219.33 \text{ mm}$

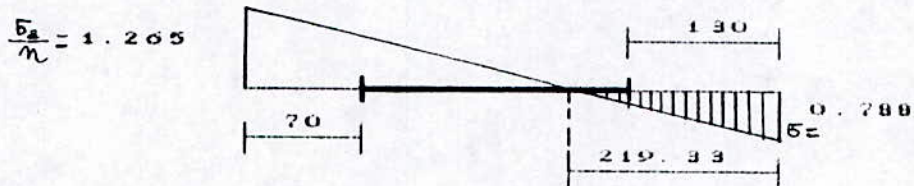
$$\text{et donc : } \sigma_a = \frac{11718.99}{4.459} * \frac{2134.5 - 590 - 219.33/3}{590 - 219.33/3} = 18.97 \text{ daN/mm}^2.$$

$$\sigma_b = \frac{2 * 11718.99}{560} * \frac{2134.5}{219.33 (590 - 219.33/3)} = 0.788 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_a = 18.97 \text{ daN/mm}^2 \quad \sigma_e / 1.25 = 19.2 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_b = 0.788 \text{ daN/mm}^2 \quad \overline{\sigma_b} = 1.5 \text{ daN/mm}^2$$

c°) Calcul de l'épaisseur de la platine :



$$\sigma_{1-1} = \frac{0.788}{219.33} * (219.33 - 130) = 0.321 \text{ daN/mm}^2$$

$$* \sigma_{1-1} = \frac{\delta M}{b t^2} \leq \sigma_e \longrightarrow t \geq \sqrt{\frac{\delta M}{b \sigma_e}}$$

$$M = 130 * 560 * t \left[\frac{130}{2} * 0.321 + \frac{1}{3} * 130 * (0.788 - 0.321) \right]$$

$$= 2992043.6 \text{ daN.mm}$$

$$t \geq 36.35 \text{ mm}$$

$$* \text{ section 2-2 : } M = 0.788 * (130 * 650) * \frac{130}{2} = 4328090 \text{ daN.mm}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{\delta M}{a \sigma_e}} = 40.80 \text{ mm}$$

* section 3-3 :

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment $M = 70 * T$ avec : T effort de traction des boulons

$$T = A * \sigma_a = (4 * 459) * 18.97 = 34828.92 \text{ daN}$$

$$t \geq 32.99 \text{ mm}$$

En conclusion , on sélectionnera une platine de 45 d'épaisseur (section 2-2 la plus défavorable) cependant comptetenu de la forte épaisseur , on préfère une plati plus mince avec raidisseurs bidirectionnels.

VIII.3 Vérification de la platine avec raidisseurs :

Soit une platine de 30 mm d'épaisseur.
 raidisseur d'épaisseur $e_r = \frac{e_p}{2} = 15 \text{ mm}$

verifions à présent la contrainte en 2-2

$$\text{on a : } Y_G = \frac{t * a * t/2 + h_r * e_r * (t + h_r/2)}{t * a + h_r * e_r} = 28.33 \text{ mm}$$

$$V = 131.67 \text{ mm}$$

$$I = I_p + (t * a) + d_p^2 * 2 * l_r + 2 * h_r * e_r * d_r^2$$

avec :

$$I_p = \frac{a * t^3}{12}, \quad I_r = \frac{e_r * h_r^3}{12}$$

$$d_p = y_G - t/2, \quad d_r = y_G - (t + h_r/2)$$

$$I = 27755000.26 \text{ mm}^4$$

$$\sigma = \frac{M V}{I} = \frac{4328090 * 131.67}{27755000.26} = 20.53 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma \leq \sigma_e$$

VIII.4 Vérification des boulons d'ancrage :

Pour des efforts importants, les boulons à tête de marteau sont souvent utilisés

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \sigma_c}{1000} \right) \left(1 + \frac{\Phi l}{d_1} \right)^2 + \frac{2 \sigma_c}{100} r^2 \left(1 - \frac{r}{d_1} \right)$$

généralement on prend :

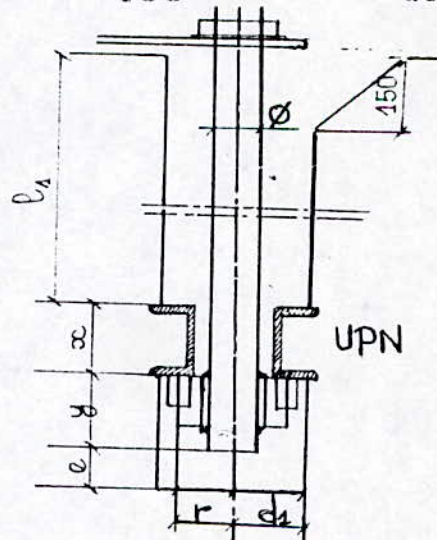
$$r = \frac{3}{2} \Phi, \quad l = 20\Phi, \quad d_1 = 2.8 r$$

$$x = 3 \Phi, \quad y = 2.8 \Phi, \quad e = 50 \text{ mm}$$

$$N_a = 12191.9 \text{ daN}$$

effort de traction par boulon T:

$$T = A * \sigma_a = 8707.23 \text{ daN}$$



Remarque :

On a bien : $1.25 * T = 10884.037 \leq N_a$

Pour les poteaux sous pannes de stabilité vertical, l'effort tranchant ne peut pas être repris par simple frottement platin massif, donc on cale les poteaux par des bèches qui assurent une bonne répartition des contraintes dans le massif.

L'effort horizontal apporté par les pannes :

$H = 9800.004$ daN combinaison 7 comb 1

soit une chute de IPE 160

$$\sigma_b = \frac{9800.004}{160 * 152}$$

$$\sigma_b = 0.403 \leq \overline{\sigma_b} = 1.5$$

* Vérification de la console :

$$M = H * \frac{l}{2} \quad \sigma = \frac{M}{W_y} = \frac{H * l}{2 * W_y} = \frac{9800.004 * 160}{2 * 77 * 10^3} = 10.18$$

$$\sigma = 10.18 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$$

* Vérification des soudures :

a) cordon de semelle : $a = 0.7 e_{min} = 0.7 * 9 = 6.3 \text{ mm}$ $a * \alpha = 5.6 \text{ mm}$

$$a * \alpha = 5.6 \text{ mm}$$

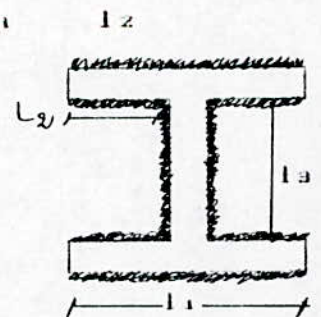
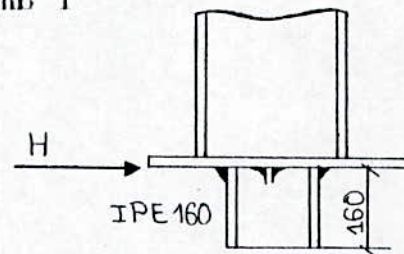
On vérifie : $1.8 \left(\frac{M * h}{l_1 * a * \alpha * h^2 + 2 l_2 * a * \alpha * (h - 2e)^2} \right) \leq \sigma_e$

$$l_1 = b - 2a = 160 - 12 = 148 \text{ mm}$$

$$l_2 = \frac{b - 2ea}{2} - 2a = \frac{160 - 6}{2} - 2 * 6 = 65 \text{ mm}$$

$$l_3 = h - 2es - 2a = 122 \text{ mm}$$

$$1.8 \left[\frac{784000.32 * 152}{5.6(148 * 152^2 + 2 * 65 * (152 - 2 * 9)^2)} \right] = 6.65 \leq \sigma_e$$



b) Cordons d'ame :

On vérifie $\sqrt{1.8 \left(\frac{T}{2I_a * a * \alpha} \right)^2} \leq \sigma_e \quad (N = 0)$

$$\sqrt{1.8} * \frac{8707.23}{2 * 122 * 5.6} = 8.55 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$$

Les résultats des autres poteaux sont :

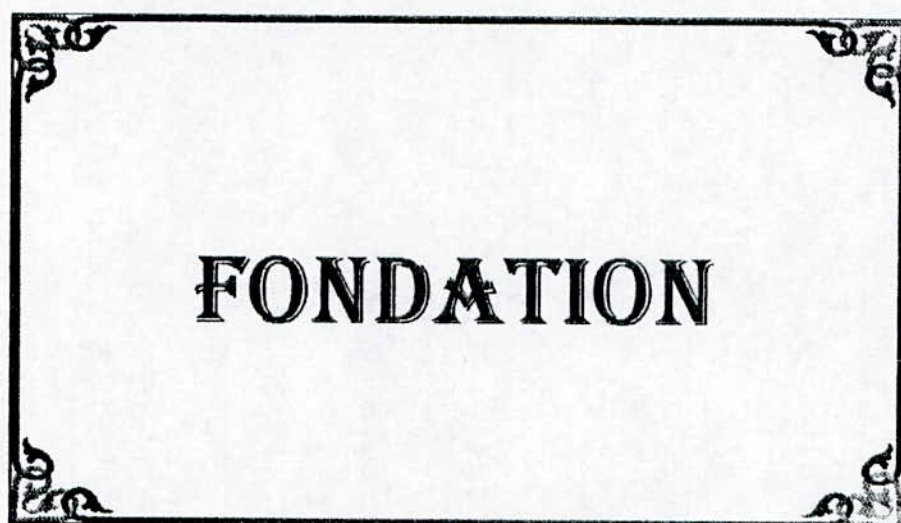
* Ancrage du poteau HEB 800 :

- Dimensions de la platine : 1300 * 800 * 40
- Boulons : 8 Φ 33
- Raidisseurs 300 * 20

* Ancrage du poteau HEA 200 :

- Dimensions de la platine : 390 * 300 * 30
- Boulons : 4 Φ 20

CHAPITRE IX



FONDATION

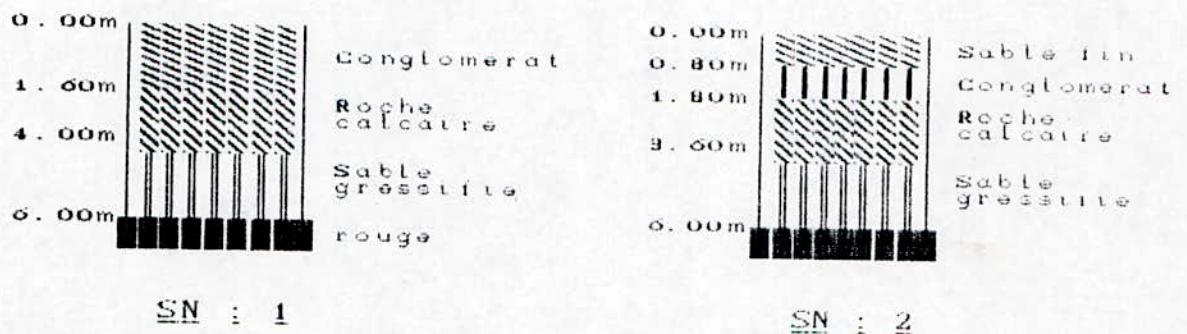
FONDATION

IX.1 INTRODUCTION :

Le rapport du sol indique que l'exécution de sondage à 6 m de profondeur a permis de reconnaître les différentes couches constitutives du site d'implantation de l'ouvrage. Toutefois, la nature du sol ne permet l'utilisation d'aucun essai in-situ. Delà, on ne peut évaluer la portance ou les tassements du sol.

Ces paramètres sont fixés à un taux de travail de 2 bars à une profondeur de 2 m et des tassements négligeables tout en conservant les conditions actuelles du terrain (teneur en eau faible donc état sec), et éviter toute source d'eau capable de dissoudre les calcaires et les sels présents dans le sol.

COUPE GEOLOGIQUE DES SONDAGES



IX.2 CALCUL DES SEMMELES :

Les semelles sont ancrées à une profondeur $D = 2.00$ m, et elles sont posées sur un béton de propreté de 5 cm de faible dosage en ciment. (150 Kg/m^3).

L'effort résultant à la base d'un poteau est donné par la combinaison :

$$G + 1.5 (V + S_n/2) + 1.5 Q + T$$

Le sable étant négligé dans le cas où son effet est favorable. Ainsi, les combinaisons les plus défavorables se présentent comme suit :

* Batiment administratif :

$$G + 1.5 Q + 1.5 V_{n1} + T + (1.5(S_n/2)) \quad "a"$$

où Q représente la charge d'exploitation .

* Atelier annexe :

$$G + 1.5 P_1 + 1.5 V_{n1} + T + (1.5(S_n/2)) \quad "b"$$

$$G + 1.5 P_2 + 1.5 V_{n2} + T + (1.5(S_n/2)) \quad "c"$$

* Atelier central :

$$G + 1.5 P_3 + 1.5 V_{n2} + T + (1.5(S_n/2)) \quad "d"$$

$$G + 1.5 P_5 + 1.5 V_{na} + T + (1.5(S_n/2)) \quad "e"$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Comb	Batiment administratif	Atelier annexe		Atelier central	
	"a"	"b"	"c"	"d"	"e"
M ₀	922.153	556.44	-13655.45	94689.89	-94336.51
M _c	1760.043	-	-	-	-
M _d	2451.075	11896.934	-21030.75	-90538.20	86853.19
N ₀	15212.94	25236.46	26889.00	86836.90	89959.54
N _c	33759.249	-	-	-	-
N _d	13513.333	25882.48	24229.94	86927.44	89751.82
T ₀	-389.116	4963.65	2275.211	-9592.67	9159.30
T _c	-910.852	-	-	-	-
T _d	-1518.428	-3868.6	5886.052	8436.28	-8113.36

M₀ : désigne l'effort (M,N,T) à la base du poteau de gauche

M_c : effort à la base du poteau du centre.

M_d : effort à la base du poteau de droite.

Exemple de calcul :

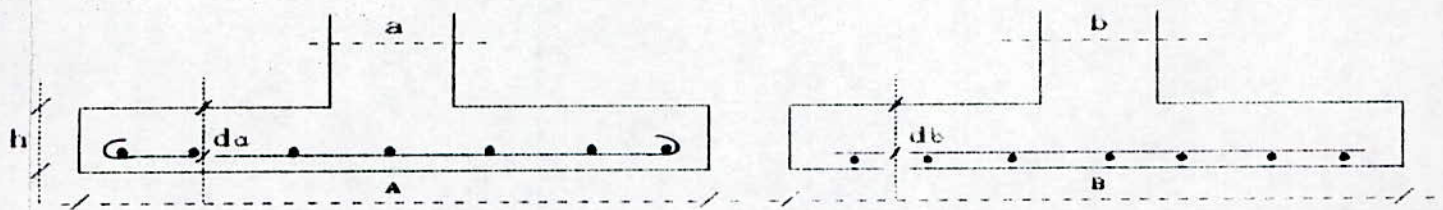
* Cas de semelle sous un seul poteau S₁ (HEA200).

Prédimensionnement :

Pour avoir la semelle et le fût avec des sections homothétiques

on prend :

$$\frac{a}{b'} = \frac{A}{A}$$



Les autres dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$B - b > db, \quad da > \frac{A - a}{4}, \quad h = da + e' \text{ (enrobage } \approx 50 \text{ mm)}$$

on a :
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + \frac{\delta \cdot e}{A} \right) < \overline{\sigma_s}$$

Donc pour un HEA200 :
$$B \approx \frac{b}{a} * A = \frac{600}{700} * A$$

$$\left. \begin{array}{l} N = 15212.944 \text{ daN} \\ M = 2451.07 \text{ daN.m} \end{array} \right\} e = 0.161 \text{ m}$$

On obtient ensuite une équation du troisième degré :

$$17157.49 + 17748.43A - 20000A^3 < 0$$

la résolution donne $A > 1.35 \text{ m}$

soit $A = 1.40 \text{ m}$, donc $B = 1.2 \text{ m}$, $da > \frac{1.40 - 0.7}{4} = 0.175 \text{ m}$

Soit $da = 25 \text{ cm}$ donc $h = 30 \text{ cm}$

Finalement on aura :

$$N_T = N + P(\text{fut}) + P(\text{semelle}) + P(\text{terre})$$

* Poids du fut :

$$P(\text{fut}) = \rho_{BA} (a * b * (D - h)) = 2500 * (0.7 * 0.6 * 1.7) = 1785 \text{ daN}$$

$$P(\text{fond}) = \rho_{BA} A * B * h = 2500 * 1.4 * 1.2 * 0.3 = 12600 \text{ daN}$$

$$P(\text{terre}) = \gamma_t (A - a) * (B - b) * (D - h) = 1800 * 0.7 * 0.6 * 1.7 = 1285.2 \text{ daN}$$

$$N_T = 18283.144 \text{ daN}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + \frac{\delta * e}{A} \right)$$

$$\sigma_1 = 1713.55 \text{ daN/m}^2 < 1.33 \overline{\sigma_s} = 26600 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 4630.09 \text{ daN/m}^2$$

On vérifie à présent
$$\sigma(A/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \overline{\sigma_s}$$

$$\sigma(A/4) = 14009.187 \text{ daN/m}^2 < \overline{\sigma_s} = 20000 \text{ daN/m}^2$$

* Calcul du ferrailage : méthode des bielles :

$$Q' = \sigma(A/4)AB = 23535.434 \text{ daN/m}^2$$

$$A_A = \frac{Q'(A - a)}{8 \sigma_a d_a} = 1.96 \text{ cm}^2$$

$$A_B = \frac{Q'(B - b)}{8 \sigma_a d_a} = 1.96 \text{ cm}^2$$

On vérifie que $A_b > A_a/4$

* Choix des barres :

Pour les fondations on utilise au moins les T12.

soit 2 fois 7T12

* Vérification de l'adhérence :

longueur de scellement : $l_s = \phi * F_e / 4r_s$

pour les aciers à haute adhérence : $l_s = 40 \cdot \phi = 48 \text{ cm}$

$$l_s = 48 \text{ cm} > (A/4 = 35 \text{ cm}, B/4 = 30 \text{ cm})$$

Les armatures seront munies de crochets.

* Cas de semelles sous plusieurs poteaux S8 :

$$M_A = - 10018.351 \text{ daN.m}$$

$$M_B = - 64496.384 \text{ daN.m}$$

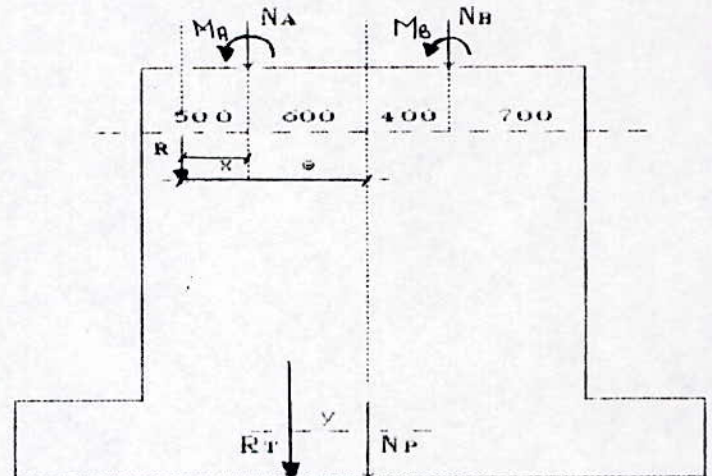
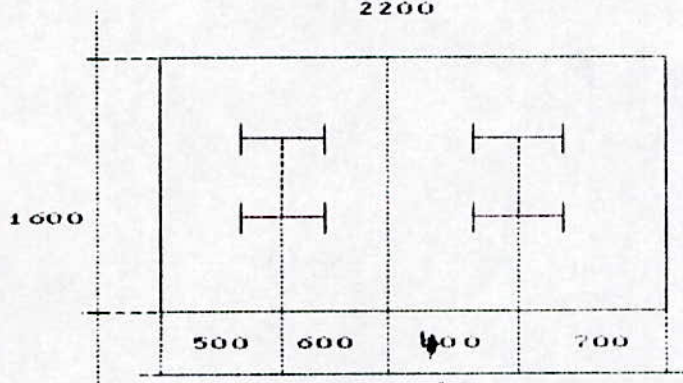
$$N_A = 25457.973 \text{ daN}$$

$$N_B = 85187.033 \text{ daN}$$

$$T = 1692.066 \text{ daN}$$

$$T_B = 6184.80 \text{ daN}$$

$$2200$$



$$R = 2(N_A + N_B) = 221.29 \text{ t}$$

$$EM/A = 0 \quad \text{donne} \quad -R \cdot x + N_B (0.6 + 0.4) - M_A - M_B = 0$$

$$x = \frac{(N_B \cdot 1.00) - M_A - M_B}{R} = 0.0905 \text{ m}$$

$$\text{donc : } e = 600 + 90.5 = 690.5 \text{ mm}$$

d'autre part on a :

$$R = 221.29 \text{ t}$$

$$N_p : \begin{cases} \text{fut} & = 13.20 \text{ t} \\ \text{semelle} & = 22.3 \text{ t} \\ \text{terres} & = 15.55 \text{ t} \end{cases}$$

$$R_t = 273.04 \text{ t}$$

$$y = \frac{R \cdot e}{R_t} = 559.6 \text{ mm}$$

$$\text{ainsi on a les contraintes} \quad \sigma_{1,2} = \frac{R_t}{A \cdot B} \left(1 + \frac{\sigma y}{A} \right)$$

$$\sigma_1 = 25201.56 \text{ daN/m}^2 < 1.33 \overline{\sigma_s}$$

$$\sigma_2 = 3806.92 \text{ daN/m}^2 > 0 \quad (\text{pas de traction})$$

Calcul du ferrailage et choix des barres :

$$\sigma(A/4) = 19852.89 \text{ daN/m}^2 < \overline{\sigma_s}$$

$$Q' = 331884 \text{ daN}$$

$$A_x = 48.29 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad 25T16,$$

$$A_y = 52.68 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad 25T16$$

Les différents résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Semelle	Dimensions			Ferrailage calculé		Choix des barres	
	A	B	h	A _x	A _y	A _x	A _y
S ₁	1.40	1.20	0.30	2.12	1.89	7T12	7T12
S ₂	2.00	1.20	0.30	3.62	2.40	10T12	10T12
S ₃	1.60	1.40	0.30	4.57	4.23	8T12	8T12
S ₄	2.00	1.80	0.30	6.62	4.40	10T12	10T12
S ₅	3.80	2.80	0.50	20.52	25.65	15T14	20T14
S ₆	4.40	3.80	0.50	44.79	45.76	24T16	26T16
S ₇	1.40	1.20	0.30	1.82	1.69	7T12	7T12
S ₈	4.40	4.00	0.50	48.29	52.68	24T16	26T16
S ₉	4.00	2.80	0.50	24.80	26.96	14T16	20T14
S ₁₀	2.00	1.60	0.40	5.38	6.05	9T12	12T12
S ₁₁	2.40	2.20	0.40	6.30	6.86	12T12	12T12

IX.3 CALCUL DU FÛT :

Le rôle des fûts est de transmettre les charges aux semelles, ils sont calculés à la flexion composée.

Exemple: fût sous HEA 400

$$M = 13655.457 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\left[\begin{array}{l} \text{fût} = 3676.500 \text{ daN} \\ N = 26889.000 \text{ daN} \\ N_T = 30565.500 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$e_0 = M/N_T = 0.446 \text{ m} > e_{th} = \frac{a}{6} = 0.366 \text{ m}$$

La section du fût est partiellement comprimée donc :

$$M_f = M + N_T (a/2 - d) = 13655.457 + 30565.500 * (0.95/2 - 0.05)$$

$$M_f = 26645.794 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$A = M_f / (\overline{\sigma}_{en} * z) = 7.83 \text{ cm}^2 \quad \text{avec} \quad z = \frac{7}{8} a$$

On utilise des T12, e = 20 cm

* Armatures transversales : On choisit $\phi_t > 0.3 \phi_l$, soit $\phi_t = 8$ mm espacés de 20 cm pour l'ensemble des fûts de l'ouvrage.

IX.4 CALCUL DES LONGRINES :

Les règles (CTC) préconisent dans le cas de fondations isolées sur sols de consistance moyenne un chaînage dans les deux directions avec des longrines de dimensions minimales (25 par 30cm²) Les longrines sont calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $N / 15$. N effort axiale du poteau en question.

On a : effort max; $T = 8995.95.541$ daN

effort de traction : $N / 15 + T = 8995.541 + 91593.03 / 15 = 15102.156$ daN

$$A = \frac{N'}{\sigma_a} = 6.29 \text{ cm}^2$$

Soit 6T14 avec cadre $\phi 8$, $e = 20$ cm.

CHAPITRE X



ASSEMBLAGE

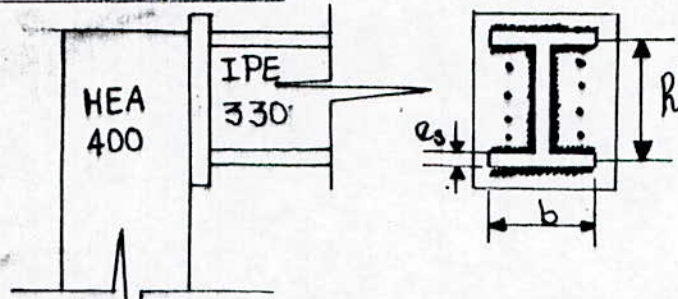
ASSEMBLAGE

X.1 Généralités :

Les constructions métalliques s'apparentent à un système de construction préfabriqué. Le problème d'assemblage des différents éléments entre eux est fondamental, du fait qu'ils doivent transmettre les efforts sans subir de dommage. La variété des systèmes d'attaches permet de choisir l'assemblage adéquat en fonction de :

- facilité d'exécution.
- hypothèse sur le noued.
- nature des efforts à transmettre.

X.2 Assemblage poteau-poutre :



C'est un assemblage frotal réalisé par des boulons HR 8-8 qui reprennent simultanément les efforts "N.M.T". On considère le cas du portique de l'atelier annexe.

$$M = 9011.141 \text{ daN.M} \quad N = 1805.693 \text{ daN} \quad T = 2738.922 \text{ daN}$$

Le problème posé consiste à :

- Dimensionner l'assemblage.
- Déterminer une disposition constructive adéquate.
- Faire les vérifications nécessaires.

2.1 Dimensionnement de l'assemblage :

Les boulons doivent résister à l'arrachement du à M et N

- Moment extérieur appliqué à l'assemblage :

$$M_e = M + N h \frac{b * e_s}{A}$$

$$= 9011.141 + 1805.0693 * 0.318 * \frac{160 * 11.5}{6260} = 9180.183 \text{ daN*m}$$

- Effort dans les boulons:

La zone tendue est définie par X : $X = e_s \sqrt{\frac{b}{e_a}}$

avec : e_s : épaisseur de la semelle de la poutre

e_a : épaisseur de l'ame de la poutre

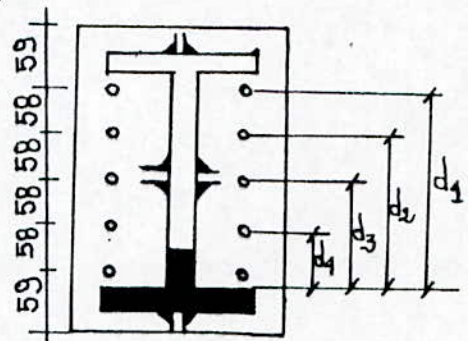
b : largeur de la poutre

$$X = 11.5 * \sqrt{\frac{160}{7.5}} = 53.12 \text{ mm}$$

On envisage à priori un assemblage constitué de 10 boulons HR positionnés selon la figure :

on aura ainsi :

$$\begin{aligned} d_1 &= 269.5 \text{ mm} & d_2 &= 211.5 \text{ mm} \\ d_3 &= 153.5 \text{ mm} & d_4 &= 95.5 \text{ mm} \\ d_5 &= 37.5 \text{ mm} \end{aligned}$$



La ligne inférieure des boulons étant située en zone comprimée, il reste donc 8 boulons sollicités en traction.

Le moment résistant M_R de l'assemblage est donné par :

$$M_R = \sum N_i d_i \quad (\text{des boulons en zone tendue})$$

d'autre par on a : $\frac{N_i}{d_i} = \frac{N_{i+1}}{d_{i+1}}$

$$\begin{aligned} M_R &= \frac{N_1}{d_1} \left(d_1^2 + N_2^2 * d_2 \frac{d_1}{N_1} + N_3 * d_3 * \frac{d_1}{N_1} + N_4 * d_4 * \frac{d_1}{N_1} \right) \\ &= \frac{N_1}{d_1} \left(d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2 \right) = \frac{N_1}{d_1} \sum_1^4 d_i^2 \end{aligned}$$

La condition de résistance de l'assemblage : $M_R \geq M_e$ soit

$$N_i = \frac{M_e d_i}{\sum d_i^2} \leq n P_v \quad \text{avec :}$$

n : nombre de files verticales de boulons

P_v : effort de précontrainte pour un boulon.

Puisque N_1 est l'effort de traction maximum On vérifie :

$$N_1 < n P_v = n * 0.8 A_s * \sigma_{eb}$$

$$A_s \geq \frac{N_1}{n * 0.8 * \sigma_{eb}} = \frac{M_e * d_1}{n * 0.8 * \sigma_{eb} * \sum_{i=1}^n d_i^2}$$

$$= \frac{9180.183 * 0.269}{2 * 0.8 * 64 * 150045}$$

$A_s > 160.72 \text{ mm}^2$ soit des boulons $\phi 18$ $A_s = 192 \text{ mm}^2$

b - Vérification de l'effort de compression :

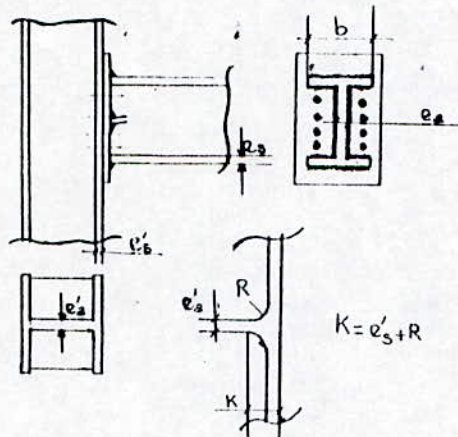
$$\sum_{i=1}^n N_i \leq N_c$$

N_c effort admissible dans la zone comprimée

$$N_c = A_c \left(\sigma_E - \frac{N}{A} \right)$$

A_c : Aire de la surface de compression donnée par :

$$A_c = \min \begin{cases} A_{cpot} = e_s (e_s + 2e + 5K) + e_r * b \\ A_{cpoutre} = e_s (b + \sqrt{b * e_s}) \end{cases}$$



$$A_{cpot} = 11(11.5 + 2 * 15 + 5(19 + 27)) + 1 = 2986.50 \text{ mm}^2$$

$$A_{cpoutre} = 11.5 (160 + \sqrt{160 * 7.5}) = 2238.37 \text{ mm}^2$$

$$N_c = 2238.37 \left(24 - \frac{1805.69}{2850} \right) = 52302.30 \text{ daN}$$

$$\sum N_i = 44663.20 \text{ daN} < N_c$$

c - Vérification de l'assemblage à l'effort tranchant :

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

$$\text{On vérifié } T_b = \frac{T_{\max}}{n_b} \ll \bar{T} = 1.1 \psi (N_a - N_b)$$

- n_b : nombre de boulons = 10

- N_b : effort de traction dans un boulon dû à N seul.

- N_a : effort de précontrainte dans un boulon .

- ψ : coefficient de frottement des pièces , généralement égal à 0.3 pour des surfaces brossées.

$$T_b = \frac{2738.922}{10} = 273.89 \text{ daN}$$

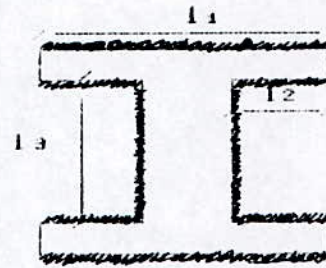
$$\bar{T}_a = 1.1 * 0.3 (0.8 * 192 * 64 - 180.569) = 3184.44 \text{ daN}$$

$$T_b \ll \bar{T}_a$$

X 3 Calcul de l'assemblage poutre-platine :

On a les données :

poutre : IPE 330 \longrightarrow $h = 330$ mm
 $b = 160$ mm
 $e_a = 75$ mm
 $e_s = 11.5$ mm



$M = 9011.141$ daN . m ; $N = 1805.69$ daN ; $T = 2738.92$ daN
 $\sigma_e = 24$ daN/mm

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

$$l_1 = b = 160 \text{ mm} \quad , \quad l_2 = \frac{b - e_a}{2} = 76.25 \text{ mm}$$

$$l_3 = h - 2 e_s = 307 \text{ mm}$$

On suppose : $a_1 \alpha_1 = a_2 \alpha_2 = a_3 \alpha_3 = a \alpha$

par simplification , on admet que :

- l'effort normal N se répartie uniformément entre tous les cordons
- l'effort T se répartie entre les cordons d'ame .
- le moment M est repris par les cordons des semelles avec $M = N \cdot h_a$

* Cordons d'ame : sous N , T

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

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

$$\text{d'ou } a \alpha \gg \sqrt{1.4 \left(\frac{N}{2 l_1 + 4 l_2 + 2 l_3} \right)^2 + 1.8 \left(\frac{T}{2 l_3} \right)^2} \cdot \frac{1}{\sigma_e}$$

$$a \alpha \gg 0.26 \text{ mm}$$

* Cordon de semelle : sous M , N

$$1.18 \left(\frac{M * h}{1 l_1 h^2 a_1 \alpha_1 + 2 l_2 a_2 \alpha_2 (h - 2e_s)^2} + \frac{N}{\sum l_i a_i \alpha_i} \right) \leq \sigma_e$$

$$\text{d'où } a \alpha \geq \frac{1.18}{\sigma_e} \left(\frac{M * h}{1 l_1 h^2 + 2 l_2 (h - 2e_s)^2} + \frac{N}{2 l_1 + 4 l_2 + 2 l_3} \right)$$

$$a \alpha \geq 4.68 \text{ mm}$$

On adopte les épaisseurs des cordons suivantes :

* cordon d'ame : $a_3 = 3 \text{ mm} \longrightarrow a_3 \alpha_3 = 3 \text{ mm}$

* cordon de semelle : $a_1 = a_2 = 6 \text{ mm} \longrightarrow a \alpha = 5.6 \text{ mm}$

Vérification de la résistance des cordons :

$$l_1 = b - 2 a_1 = 160 - 2 * 6 = 148 \text{ mm}$$

$$l_2 = \frac{b - e}{2} - 2 a_2 = 76.25 - 2 * 6 = 74.25 \text{ mm}$$

$$l_3 = h - 2 e_s - 2 e_3 = 307 - 2 * 3 = 301 \text{ mm}$$

$$\sum l_i a_i \alpha_i = 2147.6 \text{ mm}$$

* Cordon d'ame :

$$\sqrt{1.4 \left(\frac{1805.693}{2147.6} \right)^2 + 1.8 \left(\frac{2738.92}{1806} \right)^2} = 2.26 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

* Cordon de semelle :

$$1.18 \left(\frac{9011.141 * 330}{168633788.4} + \frac{1805.693}{2147.6} \right) = 21.86 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

X.5 Assemblage des éléments de stabilité :

Les éléments constituant la palée de stabilité sont assemblés aux poteaux par des goussets destinés à transmettre les efforts apportés par les éléments de stabilité . Les goussets travaillent en cisaillement .

5.1 Calcul de l'attache diagonale - gousset :

* La diagonale la plus sollicitée " élément 17 "

$$N_D = 17753.807 \text{ daN}$$

Pour des boulons HR 8-8 soumis à un cisaillement :

$$\overline{T}_a = 1.1 \mu P_v = 1.1 \mu * 0.8 A_s * \sigma_{eb}$$

$$\text{On doit avoir } T_b = \frac{N_D}{n_b * n_{ps}} < \overline{T}_a$$

$$\text{Soit } A_s \gg \frac{N_D}{n_b * n_{ps} * \mu * 0.8 \sigma_{eb}}$$

En utilisant " 3 " boulons :

$$A_s \gg \frac{17753.807}{3 * 2 * 0.3 * 0.8 * 64} = 175.128 \text{ mm}^2$$

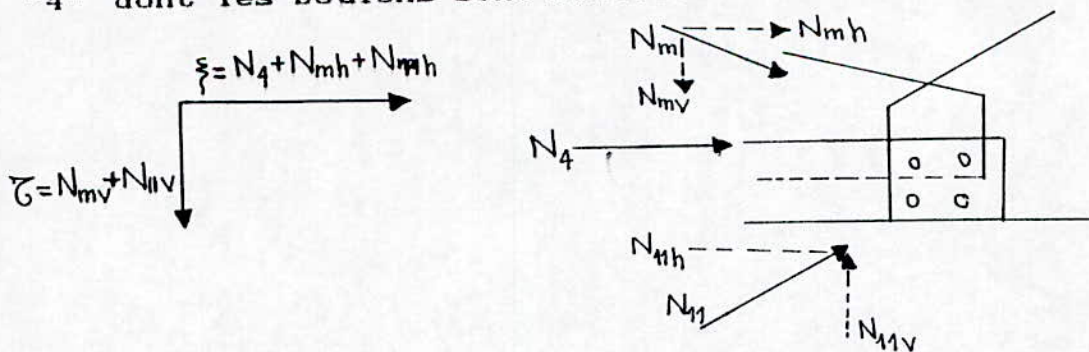
Soit des boulons $\phi 18$ $A_s = 192 \text{ mm}^2$ $d_{tr} = 20 \text{ mm}$

5.2 Vérification de la cornière 100 * 100 * 10 (élément 17) :

$$\sigma = \frac{N_D}{A_{nette}} = \frac{17753.807}{2 (1911 - 20 * 10)} = 5.19 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

Remarque :

Pour des raisons pratiques tous les éléments seront assemblés de manière identique excepter l'assemblage du détail "4" dont les boulons sont sollicités selon deux directions.



N_m : effort apporté par la membrure de la ferme.
 N_{mh}, N_{mv} : composantes verticales et horizontales
 N_4, N_{11} : efforts apportés par les éléments "4" et "11"

$$N_m = 172.385 \text{ daN} \quad \left[\begin{array}{l} N_{mh} = 163.538 \text{ daN} \\ N_{mv} = 54.513 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l} N_4 = 3731.621 \text{ daN} \\ N_{11} = 4092.882 \text{ daN} \end{array} \quad \left[\begin{array}{l} N_{11h} = 3834.213 \text{ daN} \\ N_{11v} = 1431.951 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$F_B = \sqrt{\tau^2 + \zeta^2} = 7851.148 \text{ daN}$$

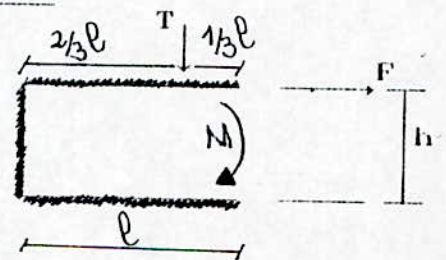
$$\sigma = \frac{F_B / 4}{1.1 \mu * 0.8 * A_s} = \frac{7851.148}{4 * 11 * 0.3 * 0.8 * 192} = 38.72 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_{reb}$$

X.6-Assemblage solive (IPE 160), poutre (IPE 300) :

Le plancher courant étant le plus sollicité

on a : $T = 2455.87 \text{ daN}$

$M = 767.455 \text{ daN.m}$



* Calcul de l'attache cornière - poutre portée :

$$M = F * h \quad \longrightarrow \quad F = \frac{M}{h}$$

On suppose que le Cordon vertical reprend l'effet du a à T alors que les cordons horizontaux reprennent F

La formule de vérification de base :

$$\sqrt{\sigma^2 + 1.8 (\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq \sigma_e$$

* Cordon horizontal:

$$\sigma = \tau_{\perp} = 0 \quad \tau_{//} = \frac{F}{a l \alpha}$$

On vérifie $\sqrt{1.8} \tau_{//} = \frac{F}{0.75 a \alpha l} \ll \sigma_e$

$a \alpha \gg \frac{F}{0.75 l \sigma} = \frac{767.455}{0.75 * 70 * 24} = 0.66 \text{ mm}$

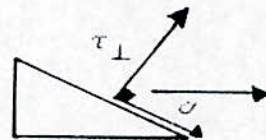
$a \gg 3 \text{ mm}$ on prend $a = 4 \text{ mm}$

* Cordon vertical :

$M = T * \frac{2}{3} l \quad I = \frac{a \alpha l^3}{12} \quad v = \frac{l}{2}$

$G_m = \frac{M}{I} v = T \frac{2}{3} l * \frac{l}{2} * \frac{12}{a \alpha l^3} = \frac{4 T}{a \alpha l}$

$\sigma = \tau_{\perp} = \frac{G_m}{\sqrt{2}} = \frac{4 T}{a \alpha l \sqrt{2}}$



Vérification de la formule de base :

$\frac{T}{a \alpha l} \sqrt{8 + 1.8(8 + 1)} \ll \sigma_e$

$a \alpha \gg 7.19 \text{ mm}$

Soit $a = 10 \text{ mm} \longrightarrow a \alpha = 8.8 \text{ mm}$

donc $\frac{T}{a \alpha (1-2a)} \sqrt{24, 2} = 22,13 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$

* Calcul de l'attache cornière - poutre poteuse :

a - Résistance des boulons :

On a un assemblage sollicité par un effort incliné dans le plan du joint :

- effort tranchant admissible par boulons :

$T_b = \frac{T}{n_b} \ll 1.1 \mu (P_v - N_1)$

- effort admissible dans l'axe d'un boulon

$$N_1 = \frac{N}{n} \leq P_v$$

Calcul de N_1 :

* effet de M $\longrightarrow F = \frac{M}{\delta}$

* effet de M dû à T $\longrightarrow F = \frac{T * e_{exc}}{\delta} = \frac{T * (1/3) * 1}{\delta}$

$$N = \frac{M + T * 1/3}{\delta} = 6872.98 \text{ daN}$$

$$P_v = 0.8 * A_s * \sigma_{eb} = 12544 \text{ daN}$$

On a $N_1 < P_v$

$$T_b = \frac{T}{n_b} = \frac{2455.87}{2} = 1227.94 \text{ daN}$$

$$T_b < 1.1 * 0.3 (12544 - 6872.98) = 1871.43 \text{ daN}$$

CHAPITRE XI



CONCLUSION

CONCLUSION :

Malgré sa cherté , la construction en acier demeure un domaine d'investissement qu'il faut exploiter à fond en raison des avantages offerts , en effet , la haute résistance spécifique du métal , la possibilité d'adaptation plastique , génèrent de faibles sections à exécution et montage industriels (a l'abri des intempéries , rapidité et simplicité de montage) et offrent une grande sécurité .

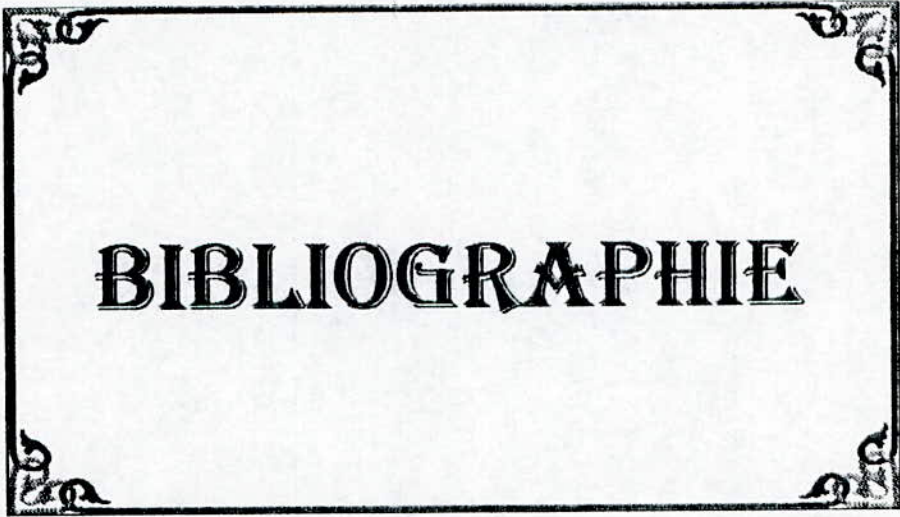
Le critère de sécurité est déterminant , les calculs exacts (onéreux et compliqués dans certains cas) donnant des résultats faibles ,a on souvent recour aux règles pratiques de bonnes construction pour rigidifier l'ouvrage . En effet , tout au long de l'étude, la disposition de raidisseurs , l'utilisation de boulons HR et de pièces travaillant sous des contraintes largement inférieures aux contraintes admissibles a été de règle.

Notons aussi , que l'effet de la température est important et qu'il est nécessaire d'en tenir compte .

L'utilisation d'acier E24 pour des grand profilés (HEB 800) en cas de construction industrielle comportant des ponts roulant constitue une bonne optimisation, du fait qu'on assure la résistance de l'élément et de l'ouvrage et qu'on augmente la sécurité en gagnant en ductilité.

Dans les constructions métalliques ,l'importance de l'assemblage nécessite une attention particulière , en effet , une charpente sous dimensionnée mais correctement assemblée est préférable à une charpente correctement dimensionnée et mal assemblée .

Enfin , il est à signaler que des problèmes peuvent surgir au cours du montage sur chantier , résultant de l'absence de calculs ou vérifications spécifiques au montage , les calculs étant toujours réalisés en phase définitive .



BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- * Guide pratique de charpente métallique R.Daussy Eyrolles
- * Les charpentes métalliques E.Gustin Eyrolles
- * Calcul pratique des structures métalliques CGS
- * Regles Neige et Vent 1965
- * Conception et calcul des structures métalliques J Morel
Eyrolles
- * Régles de calcul des constructions en acier CM66
- * Cours CM
- * Aide mémoire (BA -- RDM)
- * Taité de béton armé La Croix Eyrolles
- * Revues CTICM
- * Technique de l'ingénieur
- * Les charpentes métalliques Y Martinov T1-2
- * Document de normalisation de la construction mixte
(comité européen de normalisation)
- * Construction métallique Conception des structures tome 1 Ciolina

الموضوع : دراسة وتصميم منشأة صناعية بالعباكل المعدنية.

ملخص :

- يتمحور موضوع منكرتنا حول حساب أوتس و مراجعة مقاومة و توازن منشأة صناعية للصناعة مكونة من :
- صفوف أوتسك توازنية و أروقة ذاتية التوازن المورشة و ملحقها.
 - أروقة ذاتية التوازن للعمارة الإدارية.

Subject : Conception and study of maintenance work room.

Abstract :

The aim of present project is the calculation of resistant elements and verification of stability realized by :

- braced frames combined with moment resisting frames for the maintenance work room .
- moment resisting frames for the administratif building.

Sujet : Conception et étude d'un atelier de maintenance en charpente métallique.

Resumé :

L'objectif du présent projet est le dimensionnement des éléments résistant de l'ouvrage et la vérification de sa stabilité réalisée par :

- des palées de stabilités et portiques autostables pour les ateliers.
- des portiques autostables pour le bâtiment administratif.

9/94

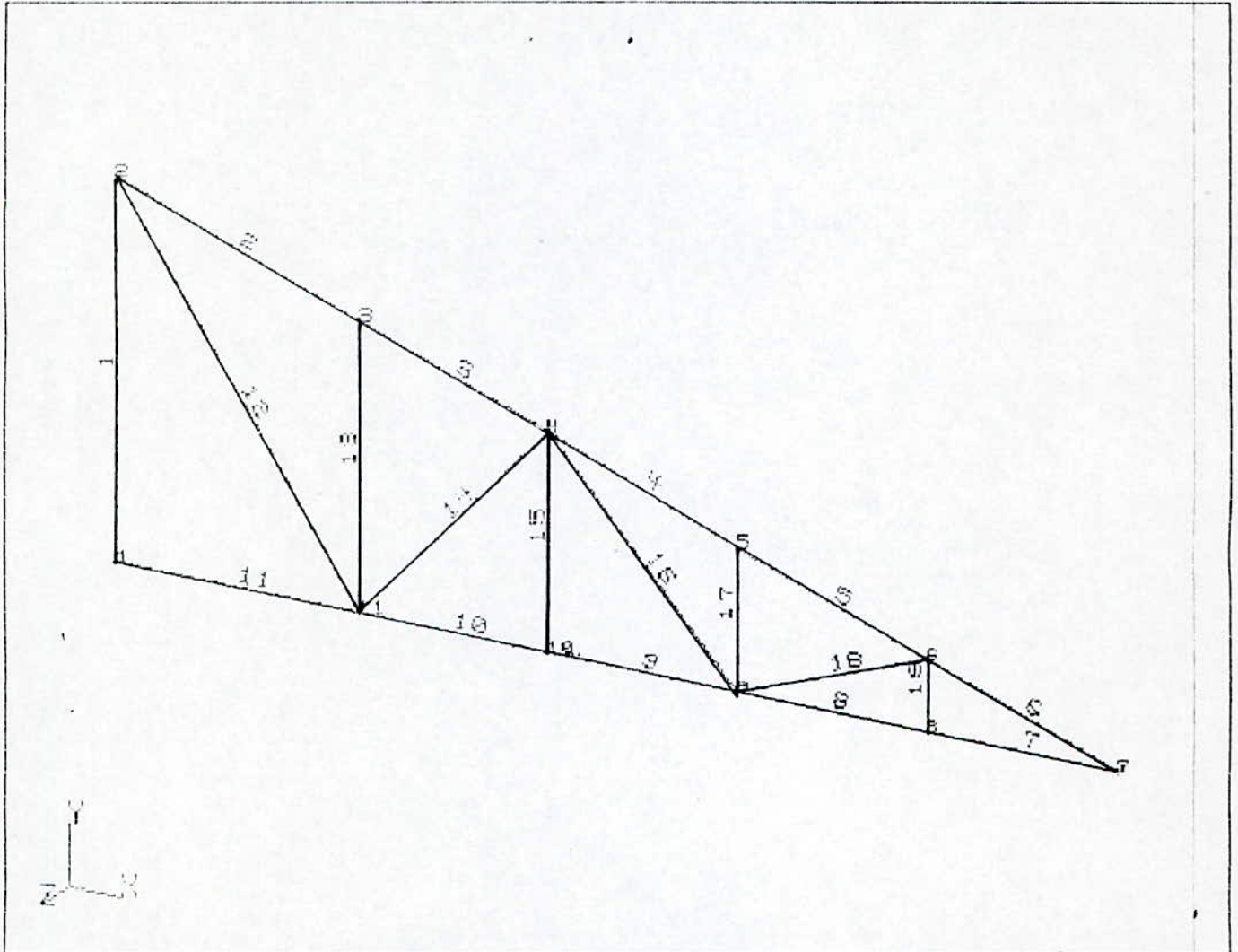
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

ANNEXE

المدسة الوطنفة المفعدة الففنفاف
BIBLIOTHEQUE — المففففة
Ecole Nationale Polytechnique

ANNEXE

FERMETTE DU SHED



date : 25 Mai 1994

heure : 15:34:53

azerty

FERMETTE INTERMEDIAIRE

 Contraintes aux noeuds - cas actifs: 1

Elém	Cas	Noe	σ (KG/mm2)	σ' (KG/mm2)	Noe	σ (KG/mm2)	σ' (KG/mm2)
1	1	1	5.104	3.686	2	3.182	4.434
2	1	2	1.791	3.064	3	3.837	2.268
3	1	3	3.165	2.536	4	2.411	2.829
4	1	4	5.932	7.707	5	9.147	6.457
5	1	5	7.572	7.084	6	8.484	6.729
6	1	6	12.241	8.298	7	9.512	9.359
7	1	7	-3.647	-3.800	8	-6.728	-2.601
8	1	8	-5.418	-3.147	9	-4.062	-3.675
9	1	9	-1.157	1.088	10	1.373	0.104
10	1	10	0.581	0.422	11	0.167	0.583
11	1	11	3.749	5.709	1	6.182	4.763
12	1	11	-4.475	-4.312	2	-4.372	-4.352
13	1	11	2.089	1.150	3	0.736	1.676
14	1	11	3.556	2.786	4	2.561	3.173
15	1	4	0.811	-0.334	10	-0.812	0.298
16	1	4	-3.302	-2.903	9	-2.212	-3.326
17	1	9	2.982	0.847	5	-0.141	2.062
18	1	9	2.806	1.970	6	3.186	1.823
19	1	6	-0.574	0.251	8	1.356	-0.500

Maximas

Compress.: élément= 6 valeur= 12.241 KG/mm2

Traction : élément= 7 valeur= -6.728 KG/mm2

date : 25 Mai 1994

heure : 14:58:01

azerty
FERMETTE DE RIVE

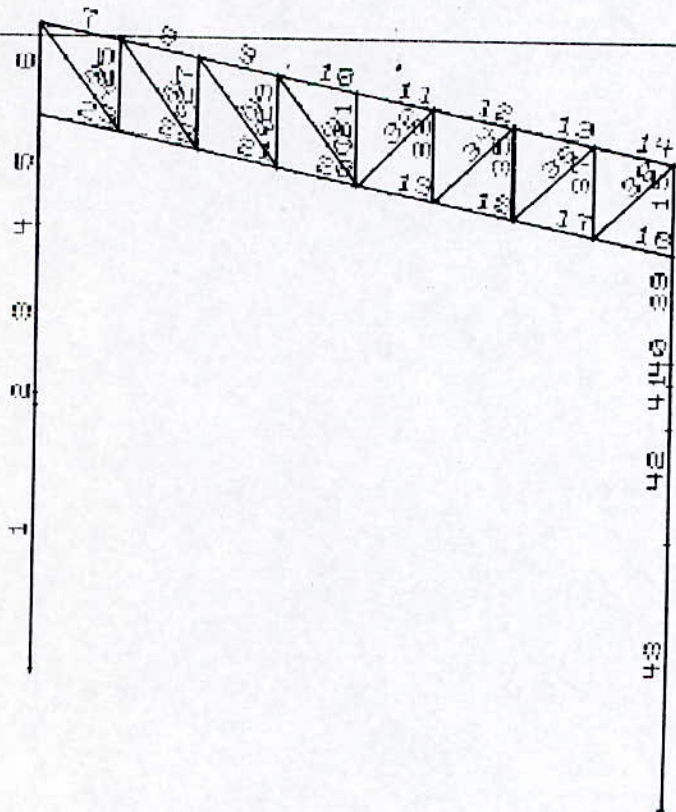
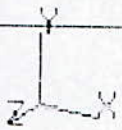
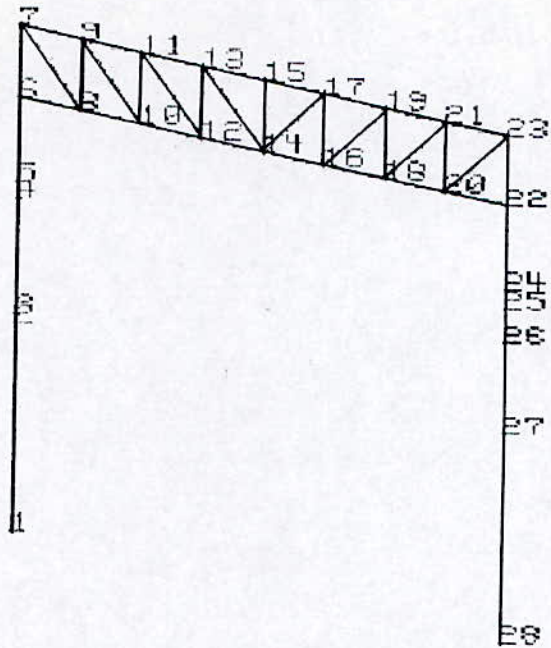
Contraintes aux noeuds - cas actifs: 1

Elém	Cas	Noe	σ (kG/mm ²)	σ' (kG/mm ²)	Noe	σ (kG/mm ²)	σ' (kG/mm ²)
1	1	1	3.826	2.939	2	2.624	3.406
2	1	2	1.542	2.338	3	2.822	1.840
3	1	3	2.401	2.006	4	1.926	2.190
4	1	4	4.832	5.946	5	6.847	5.162
5	1	5	5.852	5.550	6	6.427	5.327
6	1	6	9.134	6.664	7	7.425	7.329
7	1	7	-2.878	-2.973	8	-4.808	-2.223
8	1	8	-3.986	-2.560	9	-3.132	-2.893
9	1	9	-0.645	0.761	10	0.941	0.144
10	1	10	0.445	0.342	11	0.182	0.444
11	1	11	3.150	4.375	1	4.671	3.784
12	1	11	-3.479	-3.377	2	-3.415	-3.402
13	1	11	1.527	0.941	3	0.683	1.270
14	1	11	2.685	2.204	4	2.063	2.446
15	1	4	0.509	-0.207	10	-0.507	0.188
16	1	4	-2.547	-2.296	9	-1.865	-2.561
17	1	9	2.098	0.756	5	0.136	1.519
18	1	9	2.108	1.586	6	2.348	1.493
19	1	6	-0.360	0.154	8	0.845	-0.315

Maximas

Compress.: élément= 6 valeur= 9.134 kG/mm²Traction : élément= 7 valeur= -4.808 kG/mm²

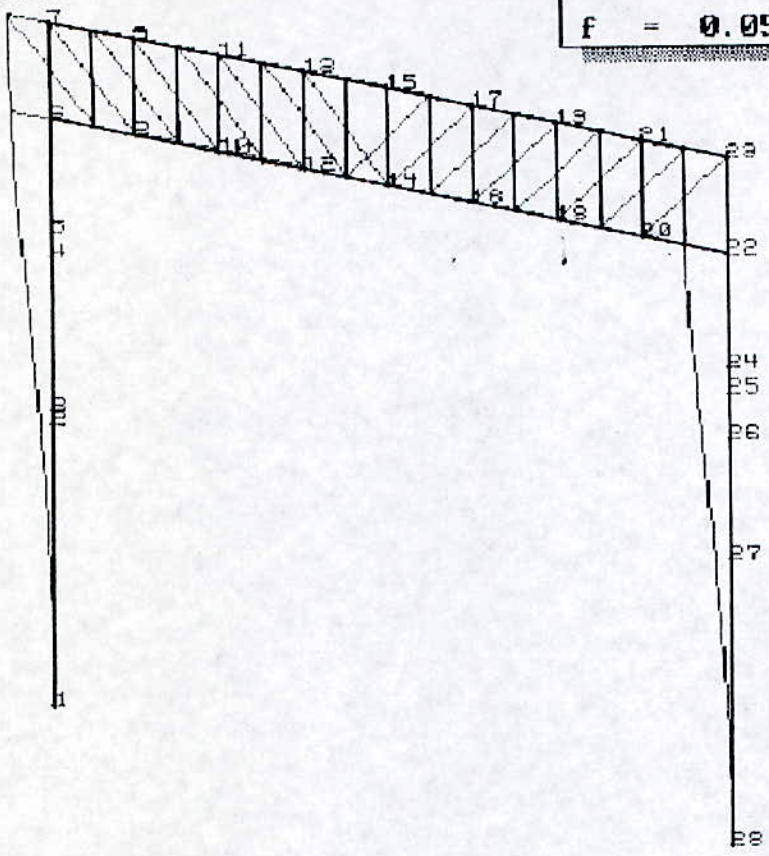
PORTIQUE - ATELIER CENTRAL



A. CENTRAL 0

Facteur d'échelle 25

Extrêmes [kG, kGm, m]		
	Elem:	Pos:
f =	0.0506	6
		0.775



A. CENTRAL III

Déplacements des noeuds - cas actifs: 13

Noe	Cas	UX (mm)	UY (mm)	RZ (Deg)
1	13	0.000	0.000	0.000
2	13	1.759	0.002	-0.024
3	13	1.908	0.002	-0.024
4	13	3.814	0.003	-0.029
5	13	4.157	0.004	-0.029
6	13	5.440	0.005	-0.013
7	13	5.599	0.007	-0.000
8	13	5.463	-0.108	-0.000
9	13	5.566	-0.095	-0.003
10	13	5.487	-0.137	-0.001
11	13	5.524	-0.124	-0.000
12	13	5.498	-0.113	0.001
13	13	5.495	-0.100	0.000
14	13	5.496	-0.063	0.001
15	13	5.479	-0.063	0.001
16	13	5.468	0.020	0.001
17	13	5.463	0.007	0.001
18	13	5.427	0.077	0.000
19	13	5.461	0.064	0.000
20	13	5.373	0.083	0.000
21	13	5.471	0.070	-0.002
22	13	5.333	-0.005	-0.013
23	13	5.485	-0.007	-0.000
24	13	4.077	-0.004	-0.029
25	13	3.740	-0.003	-0.028
26	13	3.155	-0.003	-0.027
27	13	1.725	-0.002	-0.023
28	13	0.000	0.000	0.000

Maximas
Noeud : 7 10 5
Valeur: 5.599 -0.137 -0.029

date : 11 Mai 1994

heure : 10:31:45

DAUDI
A. CENTRAL V

Déplacements des noeuds - cas actifs: 17 DEF. 4

Noe	Cas	UX(mm)	UY(mm)	RZ(Deg)
1	17	0.000	0.000	0.000
2	17	-17.204	-0.566	0.225
3	17	-18.615	-0.587	0.230
4	17	-36.049	-0.819	0.254
5	17	-38.995	-0.819	0.243
6	17	-48.987	-0.818	0.130
7	17	-50.543	-0.817	0.002
8	17	-49.206	0.518	0.015
9	17	-50.316	0.515	0.031
10	17	-49.424	1.371	0.016
11	17	-50.102	1.358	0.013
12	17	-49.628	1.763	0.005
13	17	-49.912	1.739	0.005
14	17	-49.808	1.743	-0.003
15	17	-49.758	1.754	-0.003
16	17	-49.907	1.350	-0.011
17	17	-49.603	1.408	-0.010
18	17	-49.947	0.708	-0.014
19	17	-49.496	0.777	-0.014
20	17	-49.919	-0.068	-0.020
21	17	-49.446	0.012	-0.014
22	17	-49.812	-0.761	0.026
23	17	-49.464	-0.746	-0.020
24	17	-42.060	-0.780	0.247
25	17	-38.965	-0.784	0.272
26	17	-33.194	-0.718	0.272
27	17	-18.603	-0.544	0.244
28	17	0.000	0.000	0.000

Maximas

Noeud :	7	12	26
Valeur:	-50.543	1.763	0.272

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

date : 05 Juin 1994

heure : 08:55:49

A. CENTRAL I

 Déplacements des noeuds - cas actifs: 27 flèche 2

Noe	Cas	UX (mm)	UY (mm)	RZ (Deg)
1	27	0.000	0.000	0.000
2	27	8.740	-0.602	-0.113
3	27	9.449	-0.624	-0.116
4	27	18.149	-0.876	-0.125
5	27	19.544	-0.882	-0.116
6	27	24.362	-0.909	-0.068
7	27	26.556	-0.933	-0.044
8	27	24.391	-3.369	-0.052
9	27	26.402	-3.528	-0.058
10	27	24.597	-5.628	-0.040
11	27	26.043	-5.732	-0.036
12	27	24.908	-7.009	-0.020
13	27	25.633	-7.059	-0.018
14	27	25.269	-7.410	0.003
15	27	25.228	-7.465	0.002
16	27	25.567	-6.686	0.024
17	27	24.823	-6.799	0.022
18	27	25.752	-5.109	0.038
19	27	24.477	-5.276	0.037
20	27	25.768	-2.906	0.053
21	27	24.244	-3.128	0.045
22	27	25.645	-0.936	-0.009
23	27	24.205	-0.966	0.048
24	27	22.027	-0.900	-0.121
25	27	20.518	-0.893	-0.139
26	27	17.558	-0.815	-0.140
27	27	9.961	-0.612	-0.128
28	27	0.000	0.000	0.000

Maximas

Noeud : 7 15 26
 Valeur: 26.556 -7.465 -0.140

date : 11 Mai 1994

heure : 11:33:33

DAUDI
A. CENTRAL VI

Forces nodales (barre par barre) - cas actifs: 20 COMB.1

Elém	Cas	Noe	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
1	20	1	+88422.438	-9800.004	-102060.133
1	20	2	-88422.438	+9800.004	+30627.908
2	20	2	+67262.734	-8843.754	-30627.910
2	20	3	-67262.734	+8843.754	+27523.754
3	20	3	+67262.734	-8843.754	-27523.756
3	20	4	-67262.734	+6906.142	-4054.784
4	20	4	+4903.298	-6906.142	+4054.785
4	20	5	-4903.298	+6587.716	-8501.014
5	20	5	+4903.298	-3111.241	+8501.014
5	20	6	-4903.298	+1685.333	-15578.359
6	20	6	+4867.512	+6210.512	+15515.235
6	20	7	-4867.512	-6210.512	+11.044
7	20	7	-2805.850	+1.054	-0.341
7	20	9	+2805.850	-1.054	+2.978
8	20	9	+538.082	+6.171	+8.493
8	20	11	-538.082	-6.171	+6.935
9	20	11	+3182.806	+4.200	+4.116
9	20	13	-3182.806	-4.200	+6.384
10	20	13	+5131.885	+2.748	+1.645
10	20	15	-5131.885	-2.748	+5.224
11	20	15	+5134.979	+0.557	-1.503
11	20	17	-5134.979	-0.557	+2.895
12	20	17	+6388.189	+0.222	-2.071
12	20	19	-6388.189	-0.222	+2.626
13	20	19	+6945.052	+0.608	-2.839
13	20	21	-6945.052	-0.608	+4.360
14	20	21	+6807.006	-10.485	-10.577
14	20	23	-6807.006	+10.485	-15.635
15	20	23	+1722.042	+5143.889	+27.421
15	20	22	-1722.042	-5143.889	+12832.301
16	20	22	-5493.651	+21.680	+40.949
16	20	20	+5493.651	-21.680	+13.252
17	20	20	-6330.042	-2.481	-1.662
17	20	18	+6330.042	+2.481	-4.539
18	20	18	-6467.470	+1.353	+4.437
18	20	16	+6467.470	-1.353	-1.054
19	20	16	-5909.493	+1.675	+4.602
19	20	14	+5909.493	-1.675	-0.414
20	20	14	-2710.802	+3.284	+6.078
20	20	12	+2710.802	-3.284	+2.131
21	20	12	-67.490	+4.435	+6.169
21	20	10	+67.490	-4.435	+4.919
22	20	10	+3272.207	+2.025	+4.090
22	20	8	-3272.207	-2.025	+0.972

date : 11 Mai 1994

heure : 11:33:36

DAOUDI

 Forces nodales (barre par barre) - cas actifs: 20

Elém	Cas	Noe	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
23	20	8	+7291.855	+35.787	+26.342
23	20	6	-7291.855	-35.787	+63.125
24	20	7	-5662.836	-6.255	-10.703
24	20	8	+5662.836	+6.255	-11.410
25	20	8	+4033.569	-10.995	-15.904
25	20	9	-4033.569	+10.995	-11.585
26	20	9	-4713.307	-0.176	+0.114
26	20	10	+4713.307	+0.176	-0.736
27	20	10	+3330.277	-6.761	-8.273
27	20	11	-3330.277	+6.761	-8.630
28	20	11	-3729.597	-1.048	-2.421
28	20	12	+3729.597	+1.048	-1.284
29	20	12	+2637.634	-5.348	-7.016
29	20	13	-2637.634	+5.348	-6.355
30	20	13	-2748.559	-0.290	-1.674
30	20	14	+2748.559	+0.290	+0.650
31	20	14	+693.575	-3.094	-4.015
31	20	15	-693.575	+3.094	-3.721
32	20	14	+1770.044	-0.363	-2.299
32	20	17	-1770.044	+0.363	+1.018
33	20	17	-555.923	-1.344	-1.842
33	20	16	+555.923	+1.344	-1.517
34	20	16	+786.924	-0.274	-2.031
34	20	19	-786.924	+0.274	+1.060
35	20	19	+139.907	-0.230	-0.847
35	20	18	-139.907	+0.230	+0.272
36	20	18	-193.557	+1.120	-0.170
36	20	21	+193.557	-1.120	+4.129
37	20	21	+820.746	+0.389	+2.087
37	20	20	-820.746	-0.389	-1.116
38	20	20	-1188.582	-6.296	-10.474
38	20	23	+1188.582	+6.296	-11.786
39	20	22	+1700.361	-1176.877	-12873.250
39	20	24	-1700.361	+3129.539	+6519.133
40	20	24	+1700.361	-6606.014	-6519.133
40	20	25	-1700.361	+7042.071	+2022.087
41	20	25	+64059.805	-7042.071	-2022.087
41	20	26	-64059.805	+7836.104	-6904.817
42	20	26	+64059.805	-7836.104	+6904.817
42	20	27	-64059.805	+7836.104	-31674.742
43	20	27	+85219.508	-8792.354	+31674.742
43	20	28	-85219.508	+8792.354	-95762.219

Maximas

Elément:	1	1	43
Valeur :	+88422.438	+9800.004	+95762.219

Minimas

Elément:	18	1	1
Valeur :	-6467.470	-9800.004	-102060.133

date : 11 Mai 1994

heure : 11:35:11

DAOUDI

Forces nodales (barre par barre) - cas actifs: 21 COMB.2

Blém	Cas	Noe	PX(kG)	PY(kG)	MZ(kGm)
1	21	1	+55054.625	-4079.825	-40097.855
1	21	2	-55054.625	+4079.825	+10360.013
2	21	2	+55054.625	-4079.825	-10360.013
2	21	3	-55054.625	+4079.825	+8927.996
3	21	3	+55054.625	-4079.825	-8927.994
3	21	4	-55054.625	+2271.355	-3806.119
4	21	4	-7304.817	-2271.355	+3806.119
4	21	5	+7304.817	+1974.152	-5205.015
5	21	5	-7304.817	+1502.323	+5205.015
5	21	6	+7304.817	-2833.194	+1192.040
6	21	6	-7290.775	-457.816	-1170.757
6	21	7	+7290.775	+457.816	+26.217
7	21	7	-6092.255	-16.160	-22.156
7	21	9	+6092.255	+16.160	-18.243
8	21	9	-10277.169	-6.709	-4.689
8	21	11	+10277.169	+6.709	-12.084
9	21	11	-12621.358	-4.730	-1.725
9	21	13	+12621.358	+4.730	-10.101
10	21	13	-13126.542	-2.916	+1.331
10	21	15	+13126.542	+2.916	-8.621
11	21	15	-13125.743	+3.771	+9.583
11	21	17	+13125.743	-3.771	-0.156
12	21	17	-11794.230	+5.855	+11.203
12	21	19	+11794.230	-5.855	+3.435
13	21	19	-8623.878	+8.561	+13.210
13	21	21	+8623.878	-8.561	+8.192
14	21	21	-3611.621	+13.164	+15.915
14	21	23	+3611.621	-13.164	+16.996
15	21	23	-8100.735	+3766.129	-14.324
15	21	22	+8100.735	-3766.129	+9429.646
16	21	22	-6589.813	+30.583	+51.169
16	21	20	+6589.813	-30.583	+25.287
17	21	20	+232.088	+5.765	+3.516
17	21	18	-232.088	-5.765	+10.896
18	21	18	+5237.122	+5.210	+2.914
18	21	16	-5237.122	-5.210	+10.112
19	21	16	+8404.235	+3.373	-1.222
19	21	14	-8404.235	-3.373	+9.655
20	21	14	+9229.637	-2.095	-8.194
20	21	12	-9229.637	+2.095	+2.957
21	21	12	+6888.609	-3.698	-8.778
21	21	10	-6888.609	+3.698	-0.468
22	21	10	+2709.893	-6.076	-11.156
22	21	8	-2709.893	+6.076	-4.033

date : 11 Mai 1994

heure : 11:35:13

DAOUDI

Forces nodales (barre par barre) - cas actifs: 21

Elém	Cas	Noe	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
23	21	8	-3291.010	-14.042	-13.823
23	21	6	+3291.010	+14.042	-21.283
24	21	7	+8467.322	-1.358	-4.062
24	21	8	-8467.322	+1.358	-0.740
25	21	8	-5996.229	+14.562	+18.595
25	21	9	+5996.229	-14.562	+17.810
26	21	9	+5896.138	+1.630	+5.122
26	21	10	-5896.138	-1.630	+0.641
27	21	10	-4170.424	+8.364	+10.984
27	21	11	+4170.424	-8.364	+9.926
28	21	11	+3302.610	+0.746	+3.883
28	21	12	-3302.610	-0.746	-1.246
29	21	12	-2336.374	+5.204	+7.066
29	21	13	+2336.374	-5.204	+5.943
30	21	13	+707.486	-0.406	+2.827
30	21	14	-707.486	+0.406	-4.264
31	21	14	-1830.946	-0.799	-1.036
31	21	15	+1830.946	+0.799	-0.961
32	21	14	+1873.484	+0.239	+3.840
32	21	17	-1873.484	-0.239	-2.993
33	21	17	-3160.471	-6.929	-8.054
33	21	16	+3160.471	+6.929	-9.268
34	21	16	+4468.080	-1.097	+0.377
34	21	19	-4468.080	+1.097	-4.257
35	21	19	-4993.560	-10.168	-12.388
35	21	18	+4993.560	+10.168	-13.031
36	21	18	+7062.491	-1.316	-0.779
36	21	21	-7062.491	+1.316	-3.872
37	21	21	-6826.034	-17.391	-20.235
37	21	20	+6826.034	+17.391	-23.242
38	21	20	+9620.702	-2.329	-5.562
38	21	23	-9620.702	+2.329	-2.672
39	21	22	-8131.317	-2250.444	-9480.815
39	21	24	+8131.317	+897.130	+4836.570
40	21	24	-8131.317	-4373.605	-4836.570
40	21	25	+8131.317	+4071.391	+2053.942
41	21	25	+54228.125	-4071.391	-2053.942
41	21	26	-54228.125	+3521.077	-2501.538
42	21	26	+54228.125	-3521.077	+2501.538
42	21	27	-54228.125	+3521.077	-13631.661
43	21	27	+54228.125	-3521.077	+13631.661
43	21	28	-54228.125	+3521.077	-39296.789

Maximas

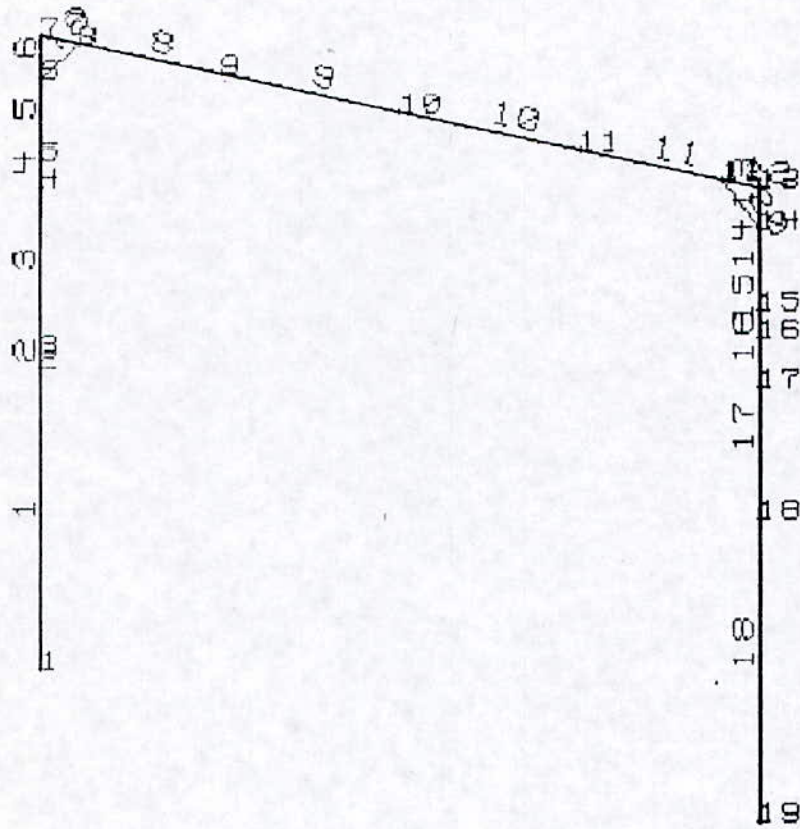
Elément:	3	2	43
Valeur :	+55054.625	+4079.825	+39296.789

Minimas

Elément:	10	40	1
Valeur :	-13126.542	-4373.605	-40097.855

RIVE 0

PORTIQUE DE RIVE - ATELIER CENTRAL



date : 25 Mai 1994

heure : 10:55:02

RIVE II

COCO

Déplacements des noeuds - cas actifs: 2

Noe	Cas	UX (mm)	UY (mm)	RZ (Deg)
1	2	0.000	0.000	0.000
2	2	1.645	0.002	-0.023
3	2	1.785	0.002	-0.023
4	2	3.558	0.003	-0.027
5	2	3.864	0.003	-0.027
6	2	4.754	0.003	-0.026
7	2	5.195	0.003	-0.025
8	2	5.187	-0.417	-0.022
9	2	5.179	-0.989	0.004
10	2	5.169	-0.001	0.015
11	2	5.159	0.987	0.004
12	2	5.151	0.415	-0.022
13	2	5.155	-0.002	-0.025
14	2	4.718	-0.003	-0.025
15	2	3.835	-0.003	-0.026
16	2	3.532	-0.003	-0.026
17	2	2.984	-0.002	-0.026
18	2	1.633	-0.002	-0.022
19	2	0.000	0.000	0.000

Maximas				
Noeud :	7	9	4	
Valeur:	5.195	-0.989	-0.027	

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS
 date : 25 Mai 1994
 heure : 13:37:35

COCO
 RIVE V

 Déplacements des noeuds - cas actifs: 12 DEF 2

Noe	Cas	UX (mm)	UY (mm)	RZ (Deg)
1	12	0.000	0.000	0.000
2	12	-18.165	-0.567	0.233
3	12	-19.625	-0.587	0.237
4	12	-37.232	-0.820	0.250
5	12	-40.116	-0.820	0.247
6	12	-48.338	-0.820	0.235
7	12	-52.348	-0.816	0.231
8	12	-52.325	3.122	0.211
9	12	-52.320	10.924	0.019
10	12	-52.313	4.957	-0.129
11	12	-52.306	-6.123	-0.079
12	12	-52.301	-4.330	0.173
13	12	-52.345	-0.854	0.210
14	12	-48.716	-0.849	0.218
15	12	-40.840	-0.857	0.242
16	12	-37.984	-0.859	0.249
17	12	-32.619	-0.771	0.256
18	12	-18.552	-0.538	0.239
19	12	0.000	0.000	0.000

Maximas
 Noeud : 7 9 17
 Valeur: -52.348 10.924 0.256

Maximas
 Noeud : 13 11 3
 Valeur: -28.732 -9.119 0.143

COCO
RIVE III

Déplacements des noeuds - cas actifs: 19 Flèche 2

Noe	Cas	UX (mm)	UY (mm)	RZ (Deg)
1	19	0.000	0.000	0.000
2	19	-11.917	-0.609	0.142
3	19	-12.808	-0.632	0.143
4	19	-22.571	-0.888	0.122
5	19	-23.948	-0.891	0.113
6	19	-27.347	-0.903	0.085
7	19	-28.667	-0.898	0.077
8	19	-28.643	0.321	0.055
9	19	-28.661	-1.319	-0.070
10	19	-28.684	-8.145	-0.059
11	19	-28.707	-9.119	0.044
12	19	-28.725	-3.124	0.121
13	19	-28.732	-0.941	0.126
14	19	-26.537	-0.939	0.128
15	19	-22.066	-0.935	0.136
16	19	-20.477	-0.933	0.138
17	19	-17.518	-0.837	0.140
18	19	-9.882	-0.584	0.128
19	19	0.000	0.000	0.000

Maximas
Noeud : 13 11 3
Valeur: -28.732 -9.119 0.143

date : 25 Mai 1994

heure : 13:46:59

COCO

RIVE VI

 Forces nodales (barre par barre) - cas actifs: 14 COMB. 2

Elém	Cas	Noe	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
1	14	1	+83055.445	-10138.894	-96794.734
1	14	2	-83055.445	+10138.894	+22892.340
2	14	2	+61895.742	-9182.644	-22892.334
2	14	3	-61895.742	+9182.644	+19669.230
3	14	3	+61895.742	-9182.644	-19669.230
3	14	4	-61895.742	+5791.868	-10354.666
4	14	4	-463.699	-5791.868	+10354.666
4	14	5	+463.699	+5234.631	-13987.899
5	14	5	-463.699	-1758.156	+13987.899
5	14	6	+463.699	+108.429	-15808.754
6	14	6	-4243.625	+7500.054	+12165.040
6	14	7	+4243.625	-8345.635	-4242.196
7	14	7	-8345.635	-4243.625	+4242.195
7	14	8	+8345.635	+3941.650	-8334.832
8	14	8	-737.151	-161.724	+15807.105
8	14	9	+737.151	-1046.176	-14038.202
9	14	9	-737.151	+1046.176	+14038.202
9	14	10	+737.151	-2556.051	-5032.637
10	14	10	-737.151	+2556.051	+5032.637
10	14	11	+737.151	-4065.925	+11522.304
11	14	11	-737.151	+4065.925	-11522.303
11	14	12	+737.151	-5273.825	+30201.807
12	14	12	+17452.734	-6757.072	-15887.255
12	14	13	-17452.734	+6455.097	+9281.170
13	14	13	+6455.097	+17452.734	-9281.170
13	14	14	-6455.097	-16294.778	+26154.928
14	14	14	-5575.801	-1895.106	-34310.488
14	14	15	+5575.801	+4154.276	+28409.314
15	14	15	-5575.801	-7630.750	-28409.316
15	14	16	+5575.801	+8393.844	+23129.211
16	14	16	+77943.344	-9350.094	-23129.211
16	14	17	-77943.344	+10739.640	+11075.373
17	14	17	+77943.344	-10739.640	-11075.373
17	14	18	-77943.344	+10739.640	-22872.625
18	14	18	+77943.344	-10739.640	+22872.623
18	14	19	-77943.344	+10739.640	-101153.859
19	14	6	+8052.821	-2707.199	+3643.714
19	14	8	-8052.821	+2707.199	-7472.272
20	14	12	-21369.320	-4355.061	-14314.550
20	14	14	+21369.320	+4355.061	+8155.563

Maximas

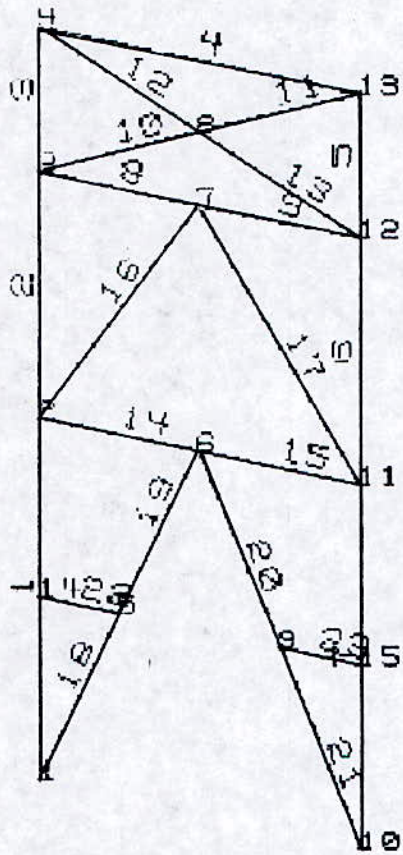
Elément: 1 13 18
 Valeur : +83055.445 +17452.734 +101153.859

Minimas

Elément: 20 13 1
 Valeur : -21369.320 -16294.778 -96794.734

A. CENTRAL VII

STABILITE ATELIER CENTRAL



date : 17 Mai 1994

heure : 09:44:52

A. CENTRAL VIII

Forces nodales

cas no: 1 2 STABILITE

élém.	noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
1	1	-15629.247	209.229	1034.886
1	2	17541.395	-209.229	490.186
2	2	-3457.400	-39.271	-88.484
2	3	4774.313	39.271	-108.658
3	3	-2962.984	76.827	274.538
3	4	3358.883	-76.827	-47.823
4	4	4816.092	52.977	59.432
4	13	-4816.092	57.674	-77.046
5	13	1964.731	70.443	128.395
5	12	-2360.630	-70.443	79.482
6	12	5984.074	44.593	157.072
6	11	-7300.987	-44.593	66.786
7	11	22047.586	212.386	514.351
7	10	-23959.734	-212.386	1033.727
8	3	12400.268	-15.549	-165.658
8	7	-12400.268	129.685	-106.655
9	7	-8864.840	4.936	-7.974
9	12	8864.840	109.200	-187.522
10	3	-4965.788	23.509	-0.223
10	8	4985.338	26.197	-5.192
11	8	-5094.800	13.258	4.620
11	13	5114.365	36.448	-51.349
12	4	9366.592	20.059	-11.610
12	8	-9386.156	29.647	-7.711
13	8	9492.359	14.740	8.282
13	12	-9511.910	34.966	-49.032
14	2	12846.802	-119.263	-438.891
14	6	-12846.802	277.732	-305.475
15	6	-10588.013	-107.354	-190.199
15	11	10588.013	265.823	-509.506
16	2	-17477.279	62.075	37.190
16	7	17630.068	52.061	-5.818
17	7	17885.443	64.858	120.447
17	11	-18038.232	49.277	-71.631
18	1	-24987.402	154.308	374.180
18	5	25141.223	-75.074	95.426
19	5	-25211.611	64.117	-21.144
19	6	25365.811	15.117	121.656
20	6	25643.326	152.172	374.019
20	9	-25797.525	-72.938	87.741
21	9	25868.025	10.739	-162.024
21	10	-26021.846	68.496	43.780
22	14	0.0	0.0	0.0
22	5	0.0	79.234	-74.282
23	9	0.0	79.234	74.282

date : 17 Mai 1994

heure : 09:46:15

A. CENTRAL IX

Déplacements des noeuds cas no: 1 2 STABILITE

noeud	UX (mm)	UY (mm)	RZ (Deg)
1	0.0	0.0	0.0
2	4.384	0.169	-0.036
3	7.418	0.198	-0.037
4	9.718	0.223	-0.050
5	2.205	-0.134	-0.033
6	3.966	-0.027	-0.004
7	6.858	-0.024	0.003
8	8.299	-0.528	0.006
9	1.461	-0.284	-0.039
10	0.0	0.0	0.0
11	4.311	-0.234	-0.034
12	7.258	-0.281	-0.030
13	8.821	-0.298	-0.028
14	2.205	0.875	-0.030
15	1.461	-1.629	-0.042

Maximas

Noeud :

Valeur:

4

15

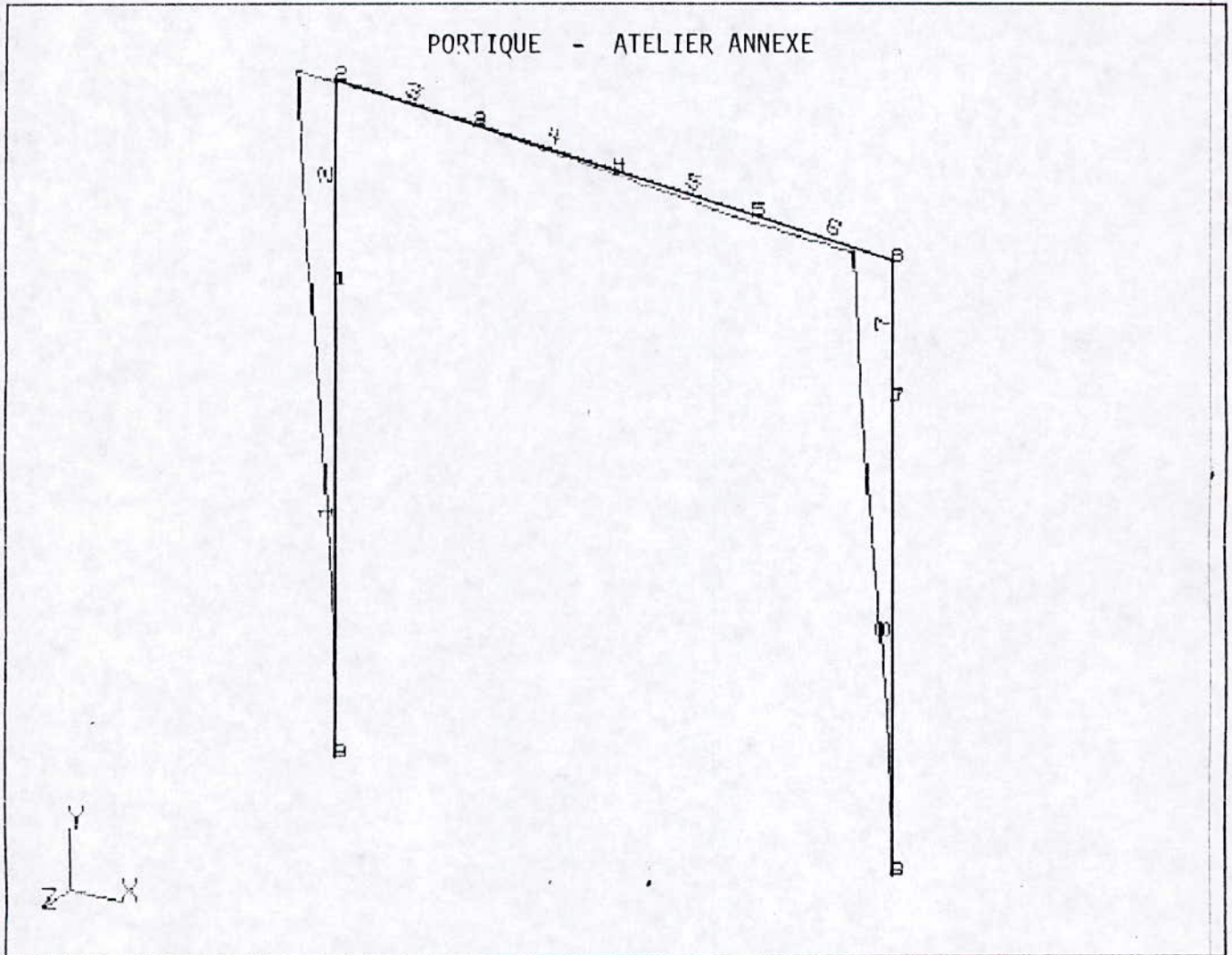
4

9.718

-1.629

-0.050

ANNEXE 0



Déplacements des noeuds - cas actifs: 10

Noe	Cas	UX (mm)	UY (mm)	RZ (Deg)
1	10	-5.813	-0.005	0.067
2	10	-9.274	-0.008	0.053
3	10	-9.204	0.772	-0.008
4	10	-9.309	-0.197	-0.027
5	10	-9.404	-1.068	-0.004
6	10	-9.304	0.010	0.062
7	10	-6.663	0.008	0.074
8	10	0.000	0.000	0.000
9	10	0.000	0.000	0.000

Maximas

Noeud : 5 5 7
 Valeur: -9.404 -1.068 0.074

ANNEXE V

Déplacements des noeuds - cas actifs: 11 DEF. 1

Noe	Cas	UX (mm)	UY (mm)	RZ (Deg)
1	11	13.557	-0.356	-0.137
2	11	19.813	-0.349	-0.080
3	11	19.703	-1.531	0.011
4	11	19.843	-0.208	0.036
5	11	19.966	0.936	0.005
6	11	19.842	-0.382	-0.074
7	11	16.162	-0.380	-0.123
8	11	0.000	0.000	0.000
9	11	0.000	0.000	0.000

Maximas

Noeud : 5 3 1
 Valeur: 19.966 -1.531 0.011

ANNEXE III

Déplacements des noeuds - cas actifs: 18

Noe	Cas	UX (mm)	UY (mm)	RZ (Deg)
1	18	-19.844	-0.376	0.211
2	18	-30.014	-0.395	0.140
3	18	-29.996	0.005	-0.071
4	18	-30.414	-3.949	-0.077
5	18	-30.563	-5.190	0.036
6	18	-30.104	-0.347	0.184
7	18	-22.539	-0.344	0.216
8	18	0.000	0.000	0.000
9	18	0.000	0.000	0.000

Maximas

Noeud : 5 5 7
 Valeur: -30.563 -5.190 0.216

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS
date : 25 Mai 1994
heure : 15:56:44

page 1

ANNEXE VI

Forces nodales (barre par barre) - cas actifs: 13 COMB. 2

Elém	Cas	Noe	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
1	13	9	+25735.793	-2478.508	-15438.660
1	13	1	-25735.793	+2478.508	-2627.186
2	13	1	+2310.250	-1786.408	+2627.186
2	13	2	-2310.250	+1786.408	-8274.021
3	13	2	+1566.324	+2289.939	+8274.021
3	13	3	-1599.704	-1956.142	-2939.948
4	13	3	+1618.364	+1769.543	+2939.948
4	13	4	-1651.743	-1435.746	+1086.646
5	13	4	+1670.403	+1249.146	-1086.646
5	13	5	-1703.783	-915.349	+3805.760
6	13	5	+1722.443	+728.750	-3805.760
6	13	6	-1755.823	-394.953	+5217.394
7	13	6	-163.074	+463.018	-5217.394
7	13	7	+163.074	+857.601	+4791.046
8	13	7	+23262.473	-1549.701	-4791.046
8	13	8	-23262.473	+6004.118	-22738.846

Maximas
Elément: 1 8 8
Valeur : +25735.793 +6004.118 +22738.846

Minimas
Elément: 7 1 1
Valeur : -163.074 -2478.508 -15438.660

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

date : 25 Mai 1994

heure : 15:59:21

Forces nodales (barre par barre) - cas actifs: 17

COMB. 6

Elém	Cas	Noe	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
1	17	9	+15432.970	-1932.055	-13611.754
1	17	1	-15432.970	+1932.055	-470.993
2	17	1	-184.061	-1470.655	+470.992
2	17	2	+184.061	+1470.655	-5119.731
3	17	2	+1467.641	+103.488	+5119.731
3	17	3	-1415.483	-625.063	-4204.500
4	17	3	+1401.453	+765.364	+4204.499
4	17	4	-1349.296	-1286.939	-1626.327
5	17	4	+1335.266	+1427.239	+1626.326
5	17	5	-1283.108	-1948.814	+2614.788
6	17	5	+1269.078	+2089.114	-2614.788
6	17	6	-1216.921	-2610.689	+8518.843
7	17	6	-2749.967	+147.265	-8518.843
7	17	7	+2749.967	+1393.442	+7172.349
8	17	7	+12867.064	-1854.842	-7172.348
8	17	8	-12867.064	+7051.607	-25287.205

Maximas

Elément: 1 8 8
 Valeur : +15432.970 +7051.607 +25287.205

Minimas

Elément: 7 6 1
 Valeur : -2749.967 -2610.689 -13611.754

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

date : 25 Mai 1994

heure : 15:58:43

Forces nodales (barre par barre) - cas actifs: 16

COMB. 5

Elém	Cas	Noe	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
1	16	9	+17516.867	-2338.460	-15085.021
1	16	1	-17516.867	+2338.460	-1960.012
2	16	1	+1899.838	-1877.060	+1960.012
2	16	2	-1899.838	+1877.060	-7893.398
3	16	2	+1692.734	+1936.883	+7893.397
3	16	3	-1710.756	-1756.658	-3253.444
4	16	3	+1724.786	+1616.358	+3253.444
4	16	4	-1742.808	-1436.133	+581.201
5	16	4	+1756.839	+1295.833	-581.201
5	16	5	-1774.861	-1115.608	+3610.536
6	16	5	+1788.891	+975.307	-3610.536
6	16	6	-1806.914	-795.083	+5834.561
7	16	6	-602.664	+553.670	-5834.561
7	16	7	+602.664	+987.037	+5366.308
8	16	7	+15014.367	-1448.436	-5366.308
8	16	8	-15014.367	+6645.202	-24130.957

Maximas

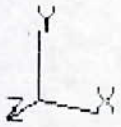
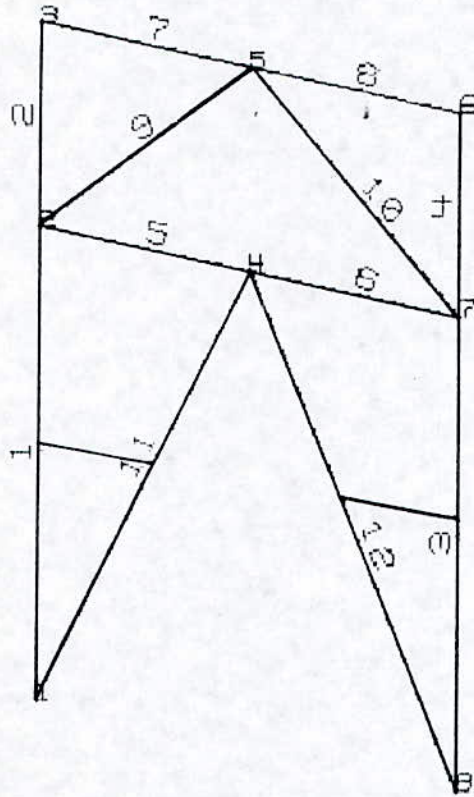
Elément: 1 8 8
 Valeur : +17516.867 +6645.202 +24130.957

Minimas

Elément: 7 1 1
 Valeur : -602.664 -2338.460 -15085.021

ANNEXE VII

STABILITE ATELIER ANNEXE



date : 16 Mai 1994

heure : 14:27:47

TEMP1

ANNEXE VIII

Déplacements des noeuds - cas actifs: 1

Noe	Cas	UX (mm)	UY (mm)	RZ (Deg)
1	1	0.000	0.000	0.000
2	1	0.303	-0.015	-0.003
3	1	0.427	-0.018	-0.002
4	1	0.288	-0.025	0.001
5	1	0.381	-0.053	0.000
6	1	0.380	-0.034	-0.000
7	1	0.318	-0.032	-0.001
8	1	0.000	0.000	0.000

Maximas

Noeud :

Valeur:

3	5	2
0.427	-0.053	-0.003

date : 24 Mai 1994

heure : 11:54:07

TEMP1

ANNEXE IX

Forces nodales (barre par barre) - cas actifs: 1

Elém	Cas	Noe	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
1	1	1	-731.190	+57.713	+287.965
1	1	2	+1640.858	-57.713	+132.703
2	1	2	+424.839	-47.569	-148.004
2	1	3	-30.346	+47.569	-2.362
3	1	8	+3796.874	+73.604	+321.661
3	1	7	-2887.206	-73.604	+214.839
4	1	7	+431.434	-31.715	-127.231
4	1	6	-36.940	+31.715	+26.981
5	1	2	+3713.251	+24.292	-13.432
5	1	4	-3713.251	+50.293	-35.319
6	1	4	-2683.232	+29.698	+18.101
6	1	7	+2683.232	+44.886	-46.578
7	1	3	+5303.969	+30.346	+2.362
7	1	5	-5303.969	+44.239	-28.412
8	1	5	-31.715	+37.644	+28.301
8	1	6	+31.715	+36.940	-26.981
9	1	2	-3294.546	+43.639	+28.734
9	1	5	+3371.569	+47.736	-38.779
10	1	5	+3608.931	+45.251	+38.891
10	1	7	-3685.954	+46.124	-41.030
11	1	1	-6740.964	+47.727	+70.481
11	1	4	+6918.572	+43.648	-53.764
12	1	4	+7055.527	+47.705	+70.982
12	1	8	-7233.136	+43.670	-54.442

Maximas

Elément:	12	3	3
Valeur :	+7233.136	+73.604	+321.661

Minimas

Elément:	11	3	3
Valeur :	-6918.572	-73.604	-214.839

TEMP1
ANNEXE X

Déplacements des noeuds - cas actifs: 1

Noe	Cas	UX (mm)	UY (mm)	RZ (Deg)
1	1	0.000	0.000	0.000
2	1	2.141	0.025	-0.018
3	1	2.850	0.023	-0.010
4	1	1.884	-0.022	0.003
5	1	2.483	0.001	0.003
6	1	2.485	-0.074	-0.005
7	1	2.070	-0.072	-0.012
8	1	0.000	0.000	0.000

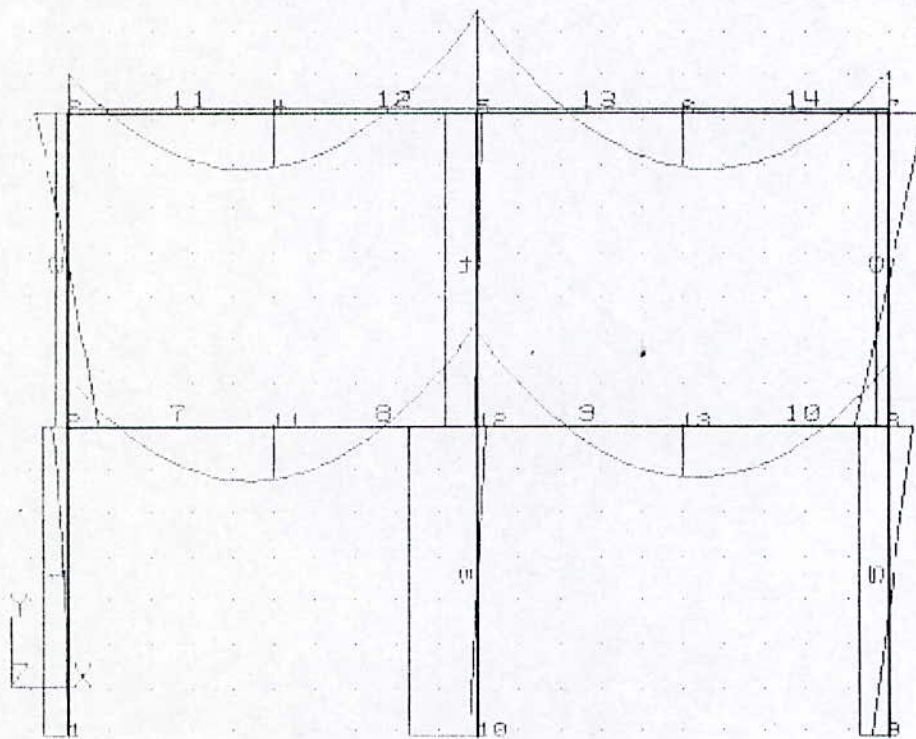
Maximas
Noeud : 3 6 2
Valeur: 2.850 -0.074 -0.018

ADMINISTRATIF 0

Diagrammes M ; N

COMB. 3

PORTIQUE BATIMENT
ADMINISTRATIF



ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS
date : 28 Mai 1994
heure : 16:21:35

page 1

BOLLE
ADMINISTRATIF II

Déplacements des noeuds - cas actifs: 7

Noe	Cas	UX (mm)	UY (mm)	RZ (Deg)
1	7	0.000	0.000	0.000
2	7	2.482	0.016	-0.030
3	7	5.468	0.022	-0.019
4	7	5.453	-0.113	0.005
5	7	5.437	-0.000	-0.008
6	7	5.431	0.109	0.005
7	7	5.425	-0.021	-0.019
8	7	2.482	-0.016	-0.030
9	7	0.000	0.000	0.000
10	7	0.000	0.000	0.000
11	7	2.483	-0.156	0.009
12	7	2.483	-0.000	-0.015
13	7	2.482	0.153	0.009

Maximas				
Noeud :	3	11	2	
Valeur:	5.468	-0.156	-0.030	

date : 05 Juin 1994

heure : 09:49:34

ADMINISTRATIF III

Déplacements des noeuds - cas actifs: 13

Noe	Cas	UX (mm)	UY (mm)	RZ (Deg)
1	13	0.000	0.000	0.000
2	13	1.920	-0.383	-0.114
3	13	3.054	-0.570	-0.142
4	13	3.019	-5.538	0.017
5	13	2.983	-1.443	-0.004
6	13	2.951	-5.570	-0.015
7	13	2.918	-0.587	0.137
8	13	1.966	-0.397	0.079
9	13	0.000	0.000	0.000
10	13	0.000	0.000	0.000
11	13	1.929	-4.903	0.017
12	13	1.939	-0.959	-0.008
13	13	1.952	-4.703	-0.006

Maximas				
Noeud :	3	6	3	
Valeur:	3.054	-5.570	-0.142	

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

page 3

date : 28 Mai 1994

heure : 10:08:44

BOLLE
ADMINISTRATIF V

Forces nodales (barre par barre) - cas actifs: 9 COMB. 2

Elém	Cas	Noe	PX(kG)	PY(kG)	MZ(kGm)
1	9	1	+17351.131	-899.139	-1035.400
1	9	2	-17351.131	+899.139	-2174.526
2	9	2	+8358.201	-2237.598	-3661.342
2	9	3	-8358.201	+2237.598	-4326.882
3	9	10	+41117.949	-0.000	-0.000
3	9	12	-41117.949	+0.000	-0.000
4	9	12	+20659.891	-0.000	-0.000
4	9	5	-20659.891	+0.000	+0.000
5	9	9	+17351.131	+899.139	+1035.400
5	9	8	-17351.131	-899.139	+2174.526
6	9	8	+8358.201	+2237.598	+3661.342
6	9	7	-8358.201	-2237.598	+4326.882
7	9	2	-1338.459	+8992.931	+5835.868
7	9	11	+1338.459	+618.049	+4632.736
8	9	11	-1338.459	-618.049	-4632.736
8	9	12	+1338.459	+10229.029	-8926.111
9	9	12	-1338.459	+10229.029	+8926.111
9	9	13	+1338.459	-618.049	+4632.736
10	9	13	-1338.459	+618.049	-4632.736
10	9	8	+1338.459	+8992.931	-5835.868
11	9	3	+2237.598	+8358.201	+4326.882
11	9	4	-2237.598	+985.872	+4888.530
12	9	4	+2237.598	-985.872	-4888.531
12	9	5	-2237.598	+10329.945	-9256.241
13	9	5	+2237.598	+10329.945	+9256.241
13	9	6	-2237.598	-985.872	+4888.531
14	9	6	+2237.598	+985.872	-4888.531
14	9	7	-2237.598	+8358.201	-4326.881

Maximas

Elément: 3 13 13
Valeur : +41117.949 +10329.945 +9256.241

Minimas

Elément: 10 6 13
Valeur : -1338.459 -2237.598 -4888.531

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

page 4

date : 28 Mai 1994

heure : 10:09:21

BOLLE

Forces nodales (barre par barre) - cas actifs: 10 COMB. 3

Elém	Cas	Noe	PX(kG)	PY(kG)	MZ(kGm)
1	10	1	+16817.033	-104.579	+21.341
1	10	2	-16817.033	+932.708	-1872.898
2	10	2	+8075.366	-1654.537	-3264.660
2	10	3	-8075.366	+2482.667	-4120.250
3	10	10	+40497.555	+471.547	+909.288
3	10	12	-40497.555	-471.547	+774.133
4	10	12	+20018.756	+190.678	+305.177
4	10	5	-20018.756	-190.678	+375.543
5	10	9	+17443.623	+1289.292	+1849.267
5	10	8	-17443.623	-1289.292	+2753.504
6	10	8	+8220.172	+2291.989	+3713.665
6	10	7	-8220.172	-2291.989	+4468.735
7	10	2	-721.829	+8741.668	+5137.558
7	10	11	+721.829	+869.311	+4702.890
8	10	11	-721.829	-869.311	-4702.890
8	10	12	+721.829	+10480.292	-9484.113
9	10	12	-1002.698	+9998.507	+8404.804
9	10	13	+1002.698	-387.527	+4577.739
10	10	13	-1002.698	+387.527	-4577.739
10	10	8	+1002.698	+9223.453	-6467.169
11	10	3	+2482.667	+8075.365	+4120.250
11	10	4	-2482.667	+1003.208	+4719.947
12	10	4	+2482.667	-1003.208	-4719.948
12	10	5	-2482.667	+10081.781	-9136.288
13	10	5	+2291.989	+9936.975	+8760.745
13	10	6	-2291.989	-858.402	+4733.478
14	10	6	+2291.989	+858.402	-4733.477
14	10	7	-2291.989	+8220.171	-4468.734

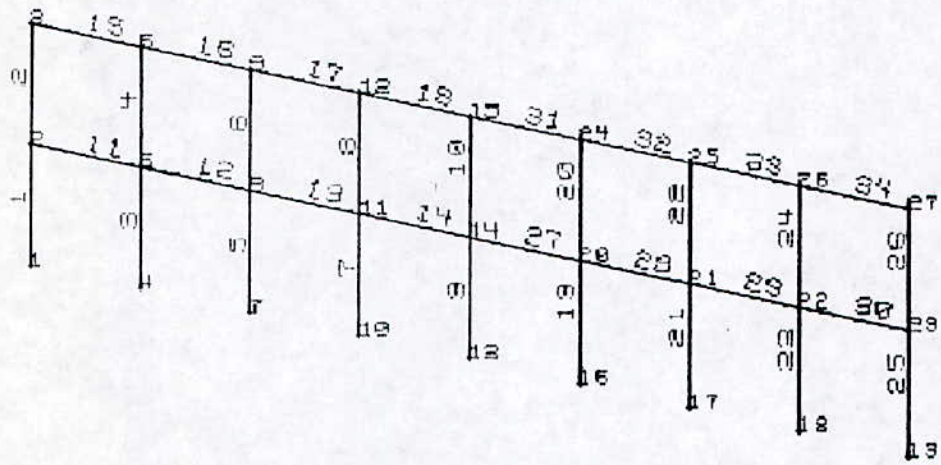
Maximas

Elément: 3 8 8
 Valeur : +40497.555 +10480.292 +9484.113

Minimas

Elément: 10 6 13
 Valeur : -1002.698 -2291.989 -4733.478

STABILITE BATIMENT ADMINISTRATIF



date : 24 Mai 1994

heure : 09:35:17

TOUKAL
ADMINISTRATIF VI

Déplacements des noeuds - cas actifs: 2

Noe	Cas	UX (mm)	UY (mm)	RZ (Deg)
1	2	0.000	0.000	0.000
2	2	1.000	0.005	-0.014
3	2	2.275	0.006	-0.009
4	2	0.000	0.000	0.000
5	2	1.000	-0.001	-0.008
6	2	2.234	-0.002	-0.005
7	2	0.000	0.000	0.000
8	2	0.999	0.000	-0.008
9	2	2.199	0.000	-0.005
10	2	0.000	0.000	0.000
11	2	0.998	-0.000	-0.008
12	2	2.170	-0.000	-0.005
13	2	0.000	0.000	0.000
14	2	0.997	-0.000	-0.008
15	2	2.146	-0.000	-0.005
16	2	0.000	0.000	0.000
17	2	0.000	0.000	0.000
18	2	0.000	0.000	0.000
19	2	0.000	0.000	0.000
20	2	0.996	-0.000	-0.008
21	2	0.995	-0.000	-0.008
22	2	0.994	0.001	-0.007
23	2	0.993	-0.004	-0.013
24	2	2.127	-0.000	-0.005
25	2	2.113	-0.000	-0.005
26	2	2.105	0.001	-0.004
27	2	2.101	-0.006	-0.008

Maximas

Noeud :

Valeur:

3
2.275

3
0.006

2
-0.014

TOUKAL
ADMINISTRATIF VII

Forces nodales (barre par barre) - cas actifs: 2

Elém	Cas	Noe	PX(kG)	PY(kG)	MZ(kGm)
1	2	1	-1324.764	+1205.024	+1722.580
1	2	2	+1324.764	-223.720	+827.729
2	2	2	-400.711	+1046.374	+1183.782
2	2	3	+400.711	-65.070	+800.146
3	2	4	+373.067	+1371.223	+1918.704
3	2	5	-373.067	-389.919	+1224.935
4	2	5	+62.599	+739.198	+1302.292
4	2	6	-62.599	-739.198	+1336.643
5	2	7	-90.485	+830.003	+1564.236
5	2	8	+90.485	-830.003	+1398.875
6	2	8	+3.361	+681.286	+1171.129
6	2	9	-3.361	-681.286	+1261.063
7	2	10	+23.652	+836.339	+1569.719
7	2	11	-23.652	-836.339	+1416.011
8	2	11	+1.244	+681.239	+1177.011
8	2	12	-1.244	-681.239	+1255.011
9	2	13	+5.736	+832.395	+1563.282
9	2	14	-5.736	-832.395	+1408.368
10	2	14	+4.152	+673.393	+1161.814
10	2	15	-4.152	-673.393	+1242.199
11	2	2	+822.654	-924.053	-2011.511
11	2	5	-822.654	+924.053	-1453.689
12	2	5	+1171.932	-613.586	-1073.538
12	2	8	-1171.932	+613.586	-1227.409
13	2	8	+1023.215	-707.432	-1342.595
13	2	11	-1023.215	+707.432	-1310.273
14	2	11	+868.115	-685.024	-1282.748
14	2	14	-868.115	+685.024	-1286.092
15	2	3	+5286.930	-400.711	-800.147
15	2	6	-5286.930	+400.711	-702.520
16	2	6	+4547.732	-338.112	-634.123
16	2	9	-4547.732	+338.112	-633.797
17	2	9	+3866.446	-334.751	-627.266
17	2	12	-3866.446	+334.751	-628.050
18	2	12	+3185.207	-333.507	-626.961
18	2	15	-3185.207	+333.507	-623.689
19	2	16	-6.412	+831.600	+1560.911
19	2	20	+6.412	-831.600	+1407.901
20	2	20	-1.556	+669.493	+1155.454
20	2	24	+1.556	-669.493	+1234.635
21	2	17	+73.129	+826.110	+1553.280
21	2	21	-73.129	-826.110	+1395.935
22	2	21	+23.515	+660.028	+1137.254
22	2	25	-23.515	-660.028	+1219.045

date : 28 Mai 1994

heure : 11:07:24

TOUKAL

Forces nodales (barre par barre) - cas actifs: 2

Elém	Cas	Noe	FX(kG)	PY(kG)	MZ(kGm)
23	2	18	-410.677	+848.506	+1579.165
23	2	22	+410.677	-848.506	+1450.001
24	2	22	-135.106	+693.017	+1203.083
24	2	26	+135.106	-693.017	+1270.989
25	2	19	+1356.755	+714.711	+1419.495
25	2	23	-1356.755	-714.711	+1132.021
26	2	23	+442.501	+489.276	+801.790
26	2	27	-442.501	-489.276	+944.927
27	2	14	+709.113	-683.440	-1284.091
27	2	20	-709.113	+683.440	-1278.810
28	2	20	+547.006	-688.297	-1284.545
28	2	21	-547.006	+688.297	-1296.569
29	2	21	+380.923	-638.683	-1236.619
29	2	22	-380.923	+638.683	-1158.442
30	2	22	+225.434	-914.254	-1494.643
30	2	23	-225.434	+914.254	-1933.812
31	2	15	+2511.814	-329.355	-618.509
31	2	24	-2511.814	+329.355	-616.570
32	2	24	+1842.321	-330.910	-618.065
32	2	25	-1842.321	+330.910	-622.848
33	2	25	+1182.294	-307.395	-596.197
33	2	26	-1182.294	+307.395	-556.536
34	2	26	+489.276	-442.501	-714.453
34	2	27	-489.276	+442.501	-944.926

Maximas

Elément:	15	3	30
Valeur :	+5286.930	+1371.223	+1933.812

Minimas

Elément:	1	11	11
Valeur :	-1324.764	-924.053	-2011.511

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS
date : 28 Mai 1994
heure : 11:06:37

page 2

TOUKAL
ADMINISTRATIF VIII

Déplacements des noeuds - cas actifs: 2

Noe	Cas	UX(mm)	UY(mm)	RZ(Deg)
1	2	0.000	0.000	0.000
2	2	12.940	0.041	-0.111
3	2	25.010	0.053	-0.040
4	2	0.000	0.000	0.000
5	2	12.903	-0.012	-0.039
6	2	24.774	-0.013	-0.027
7	2	0.000	0.000	0.000
8	2	12.851	0.003	-0.059
9	2	24.570	0.003	-0.027
10	2	0.000	0.000	0.000
11	2	12.805	-0.001	-0.055
12	2	24.397	-0.001	-0.027
13	2	0.000	0.000	0.000
14	2	12.766	-0.000	-0.055
15	2	24.254	-0.000	-0.027
16	2	0.000	0.000	0.000
17	2	0.000	0.000	0.000
18	2	0.000	0.000	0.000
19	2	0.000	0.000	0.000
20	2	12.734	0.000	-0.055
21	2	12.710	-0.002	-0.056
22	2	12.693	0.013	-0.046
23	2	12.683	-0.042	-0.103
24	2	24.142	0.000	-0.026
25	2	24.059	-0.003	-0.027
26	2	24.006	0.017	-0.022
27	2	23.984	-0.056	-0.052

Maximas
Noeud : 3 27 2
Valeur: 25.010 -0.056 -0.111

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS
date : 18 Mai 1994
heure : 14:18:00

page 1

ATELIER CENTRAL (.REACTIONS D'APPUIS)

Réactions d'appuis cas no: 1 1 G

noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
1	184.370	6613.625	-1591.671
28	-184.370	6613.625	1591.671

Verification de l'équilibre

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

Somme des réactions :	FX(kG)	FY(kG)
	0.000	13227.250
Somme des efforts appliqués:	0.000	-13227.000

réactions + efforts :	0.000	0.250

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS
date : 18 Mai 1994
heure : 14:18:43

page 2

Réactions d'appuis cas no: 2 2 Sn

noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
1	4.246	79.000	-36.656
28	-4.246	79.000	36.656

Verification de l'équilibre

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

Somme des réactions :	FX(kG)	FY(kG)
	0.000	158.000
Somme des efforts appliqués:	0.000	-158.000

réactions + efforts :	0.000	0.000

date : 18 Mai 1994

heure : 14:25:39

ATELIER CENTRAL (REACTIONS D'APPUIS)

Réactions d'appuis cas no: 10 10 Vn1

noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
1	622.255	-2669.164	-3120.391
28	-190.287	-2606.826	1113.156

 Verification de l'équilibre ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

	FX(kG)	FY(kG)
Somme des réactions :	431.968	-5275.990
Somme des efforts appliqués:	-431.970	5276.000

réactions + efforts :	-0.002	0.010

date : 18 Mai 1994

heuré : 14:26:20

Réactions d'appuis cas no: 11 11 Vn2

noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
1	-3226.957	-1756.763	31407.063
28	-1997.758	-694.437	24129.838

 Verification de l'équilibre ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

	FX(kG)	FY(kG)
Somme des réactions :	-5224.715	-2451.200
Somme des efforts appliqués:	5224.700	2451.200

réactions + efforts :	-0.015	0.000

date : 18 Mai 1994

heure : 14:27:13

ATELIER CENTRAL (REACTIONS D'APPUIS)

Réactions d'appuis cas no: 12 12 Vn3

noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
1	3361.870	-478.191	-36207.668
28	3122.736	-1973.079	-35728.559

Verification de l'équilibre

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

	FX(kG)	FY(kG)
Somme des réactions :	6484.606	-2451.270
Somme des efforts appliqués:	-6484.600	2451.300
réactions + efforts :	0.006	0.030

date : 18 Mai 1994

heure : 14:21:46

Réactions d'appuis cas no: 5 5 P1

noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
1	-2315.000	-267.984	24289.908
28	-2315.000	41840.945	24289.908

Verification de l'équilibre

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

	FX(kG)	FY(kG)
Somme des réactions :	-4630.000	41572.961
Somme des efforts appliqués:	4630.000	-41573.000
réactions + efforts :	0.000	-0.039

date : 18 Mai 1994

heure : 14:22:30

ATELIER CENTRAL (REACTIONS D'APPUI)

Réactions d'appuis cas no: 6 6 P2

noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
1	-780.000	14070.528	5326.010
28	-780.000	14142.411	5326.010

Verification de l'équilibre ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

	FX(kG)	FY(kG)
Somme des réactions :	-1560.000	28212.939
Somme des efforts appliqués:	1560.000	-28213.000
réactions + efforts :	0.000	-0.061

date : 18 Mai 1994

heure : 14:23:18

Réactions d'appuis cas no: 7 7 P3

noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
1	-2955.150	55377.246	28625.514
28	-2955.150	55981.613	28625.514

Verification de l'équilibre ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

	FX(kG)	FY(kG)
Somme des réactions :	-5910.300	111358.859
Somme des efforts appliqués:	5910.300	-111360.000
réactions + efforts :	0.000	-1.141

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

date : 18 Mai 1994

heure : 14:24:15

page 7

ATELIER CENTRAL (REACTIONS D'APPUI)

Réactions d'appuis cas no: 8 8 P4

noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
1	2317.650	41885.184	-25405.707
28	2317.650	41260.738	-25405.707

Verification de l'équilibre ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

		FX(kG)	FY(kG)
Somme des réactions	:	4635.300	83145.922
Somme des efforts appliqués:		-4635.300	-83146.000

réactions + efforts :		0.000	-0.078

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

date : 18 Mai 1994

heure : 14:24:56

page 8

Réactions d'appuis cas no: 9 9 P5

noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
1	2955.150	56021.031	-29758.695
28	2955.150	55337.832	-29758.695

Verification de l'équilibre ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

		FX(kG)	FY(kG)
Somme des réactions	:	5910.300	111358.859
Somme des efforts appliqués:		-5910.300	-111360.000

réactions + efforts :		0.000	-1.141

date : 07 Juin 1994

heure : 08:34:56

ATELIER CENTRAL (REACTIONS D'APPUIS)

Réactions d'appuis cas no: 14 14 TEMFOND

noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
1	-503.822	-207.440	6232.703
28	-496.178	207.440	6128.496

 Verification de l'équilibre , ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

	FX(kG)	FY(kG)
Somme des réactions :	-1000.000	0.000
Somme des efforts appliqués:	1000.000	0.000

réactions + efforts :	0.000	0.000

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS
date : 18 Mai 1994
heure : 13:45:57

page 1

ATELIER ANNEXE - REACTIONS D'APPUIS

Réactions d'appuis cas no: 1 1 G

noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
8	-190.755	2395.244	545.282
9	190.755	2506.357	-689.717

Verification de l'équilibre ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

	FX(kG)	FY(kG)
Somme des réactions :	0.000	4901.601
Somme des efforts appliqués:	0.000	-4901.600

réactions + efforts :	0.000	0.000

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS
date : 18 Mai 1994
heure : 13:47:01

page 2

ATELIER ANNEXE - REACTIONS D'APPUIS

Réactions d'appuis cas no: 2 2 Sn

noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
8	-148.276	764.965	423.868
9	148.276	742.516	-536.110

Verification de l'équilibre ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

	FX(kG)	FY(kG)
Somme des réactions :	0.000	1507.481
Somme des efforts appliqués:	-0.000	-1507.500

réactions + efforts :	0.000	-0.019

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS
date : 18 Mai 1994
heure : 13:49:13

page 4

ATELIER ANNEXE - REACTIONS D'APPUIS

Réactions d'appuis cas no: 4 4 Vn1

noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
8	-2339.345	-244.416	7067.078
9	-635.704	-865.492	3884.646

Verification de l'équilibre

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

Somme des réactions	:	FX(kG)	FY(kG)
Somme des efforts appliqués:		-2975.048	-1109.908
		2975.000	1109.900

réactions + efforts :		-0.048	-0.008

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

page 5

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS
date : 18 Mai 1994
heure : 13:58:43

page 1

ATELIER ANNEXE - REACTIONS D'APPUIS

Réactions d'appuis cas no: 8 8 P1

noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
8	-474.319	15802.193	2510.116
9	-448.481	15431.867	2364.545

Verification de l'équilibre

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

Somme des réactions	:	FX(kG)	FY(kG)
Somme des efforts appliqués:		-922.800	31234.061
		922.800	-31234.000

réactions + efforts :		0.000	0.061

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS
date : 18 Mai 1994
heure : 14:09:41

page 2

ANNEXE 400 X 400 - FONDATION

Réactions d'appuis cas no: 9 9 P2

noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
8	474.319	15431.867	-2510.116
9	448.481	15802.193	-2364.545

Verification de l'équilibre ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

	FX(kG)	FY(kG)
Somme des réactions :	922.800	31234.061
Somme des efforts appliqués:	-922.800	-31234.000

réactions + efforts :	0.000	0.061

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS
date : 18 Mai 1994
heure : 14:10:27

page 3

Réactions d'appuis cas no: 10 10 T

noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
8	553.829	-423.147	-3332.040
9	441.201	323.657	-2834.427

Verification de l'équilibre ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

	FX(kG)	FY(kG)
Somme des réactions :	995.030	-99.490
Somme des efforts appliqués:	-995.030	99.490

réactions + efforts :	0.000	0.000

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

page 1

date : 18 Mai 1994

heure : 16:12:39

ANNEXE 400 IPE - FONDATION
400 HEA

Réactions d'appuis cas no: 5 5 Vn2

noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
8	3277.806	-975.782	-9861.480
9	572.218	-134.127	-4121.609

Verification de l'équilibre , ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

	FX(kG)	FY(kG)
Somme des réactions :	3850.024	-1109.908
Somme des efforts appliqués:	-3850.000	1109.900

réactions + efforts :	0.024	-0.008

date : 18 Mai 1994

heure : 15:22:47

BATIMENT ADMINISTRATIF - (REACTIONS D'APPUIS)

Réactions d'appuis cas no: 1 1 G

noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
1	421.927	9664.790	-484.791
9	-421.927	9664.790	484.791
10	-0.000	22905.918	0.000

Verification de l'équilibreROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIER

	FX(kG)	FY(kG)
Somme des réactions :	-0.000	42235.500
Somme des efforts appliqués:	0.000	-42236.000

réactions + efforts :	-0.000	-0.500

date : 18 Mai 1994

heure : 15:23:23

BATIMENT ADMINISTRATIF (REACTIONS D'APPUIS)

Réactions d'appuis cas no: 2 2 Q

noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
1	249.566	3037.087	-282.763
9	-249.566	3037.087	282.763
10	0.000	7050.826	-0.000

Verification de l'équilibreROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIER

	FX(kG)	FY(kG)
Somme des réactions :	0.000	13125.000
Somme des efforts appliqués:	0.000	-13125.000

réactions + efforts :	0.000	0.000

date : 18 Mai 1994

heure : 15:24:18

BATIMENT ADMINISTRATIF (REACTIONS D'APPUIS)

Réactions d'appuis cas no: 3 3 Sn

noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
1	-3.899	168.384	4.097
9	3.899	168.384	-4.097
10	-0.000	413.232	0.000

Verification de l'équilibre

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIER

	FX(kG)	FY(kG)
Somme des réactions :	-0.000	750.000
Somme des efforts appliqués:	0.000	-750.000
<hr/>		
réactions + efforts :	-0.000	0.000

date :
heure : 15:25:47

BATIMENT ADMINISTRATIF (REACTIONS D'APPUIS)

Réactions d'appuis cas no: 5 5 Vn

noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
1	-586.716	-216.470	781.738
9	-280.882	241.045	592.154
10	-344.631	-24.575	666.193

Verification de l'équilibre

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIER

	FX(kG)	FY(kG)
Somme des réactions :	-1212.229	0.000
Somme des efforts appliqués:	1212.200	0.000
<hr/>		
réactions + efforts :	-0.029	0.000

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

date : 07 Juin 1994

heure : 08:49:49

page 1

BOLLE

BATIMENT ADMINISTRATIF (REACTIONS D'APPUI)

Réactions d'appuis cas no: 7 7 H

noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
1	-302.349	-508.703	655.409
9	-303.746	504.668	656.982
10	-393.905	4.035	760.754

Verification de l'équilibre

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

	FX(kG)	FY(kG)
Somme des réactions :	-1000.000	0.000
Somme des efforts appliqués:	1000.000	0.000
réactions + efforts :	0.000	0.000

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

date : 07 Juin 1994

heure : 14:45:34

page 1

TOUKAL

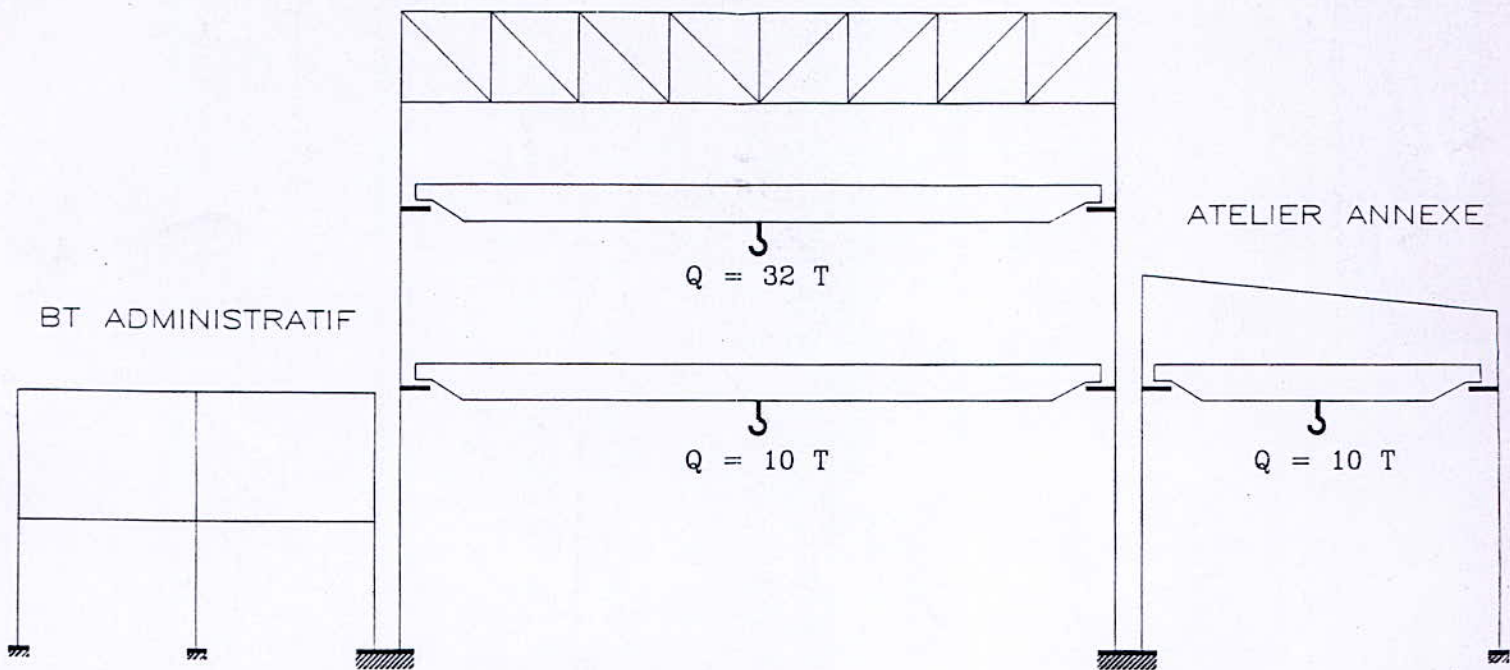
Réactions d'appuis cas no: 2 1 H

noeud	FX(kG)	FY(kG)	MZ(kGm)
1	-375.756	-883.781	788.347
4	-472.757	252.145	903.807
7	-459.033	-29.738	887.407
10	-461.966	12.489	890.783
13	-462.120	5.341	890.822
16	-462.829	-1.123	891.513
17	-460.876	37.750	889.037
18	-475.075	-223.120	905.798
19	-383.589	830.037	796.791

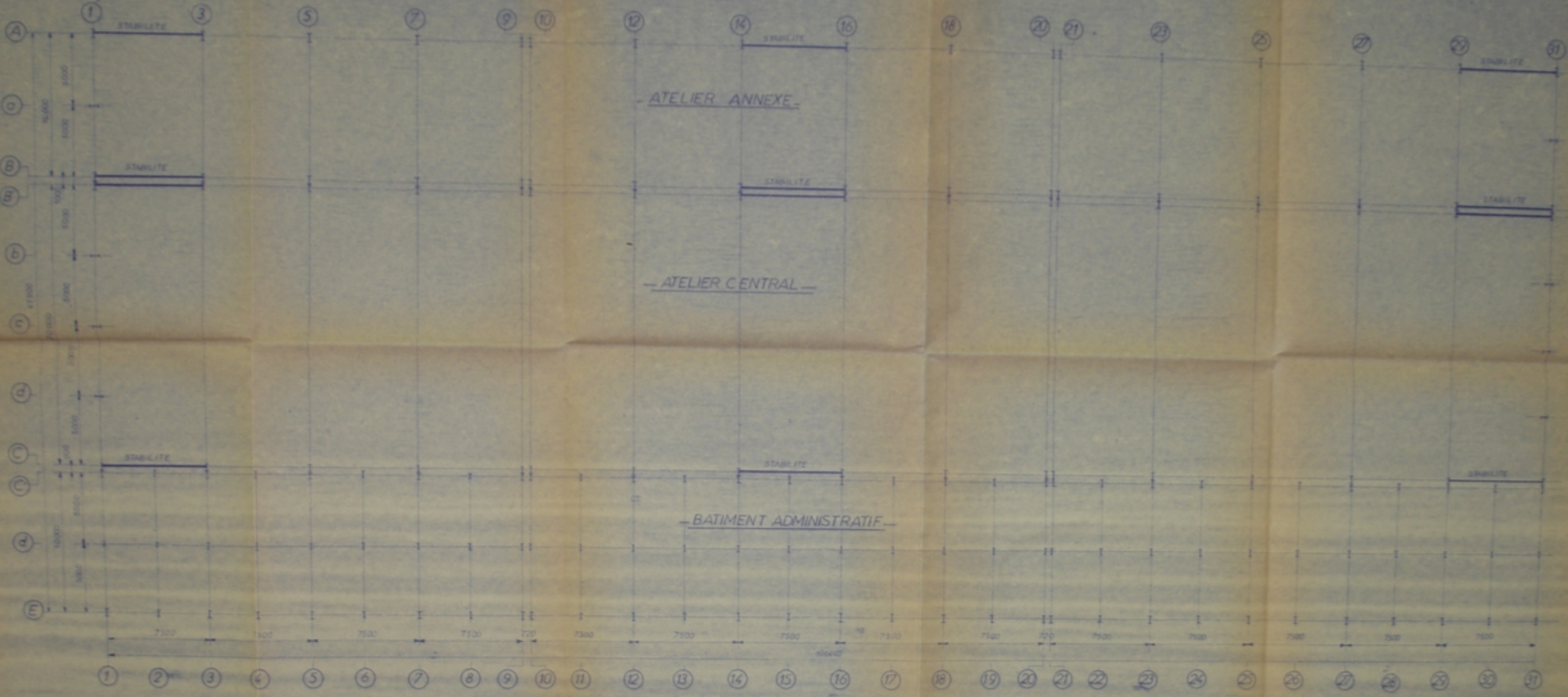
Verification de l'équilibre

ROBOT 5.70 GRANDS TRAVAUX PETROLIERS

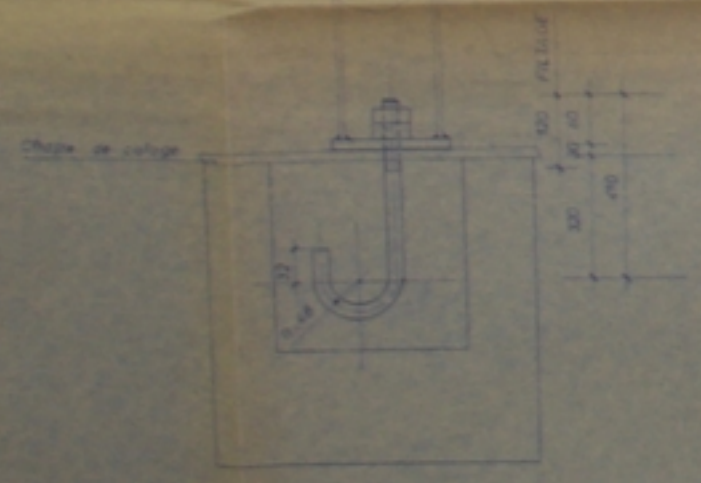
ATELIER CENTRAL



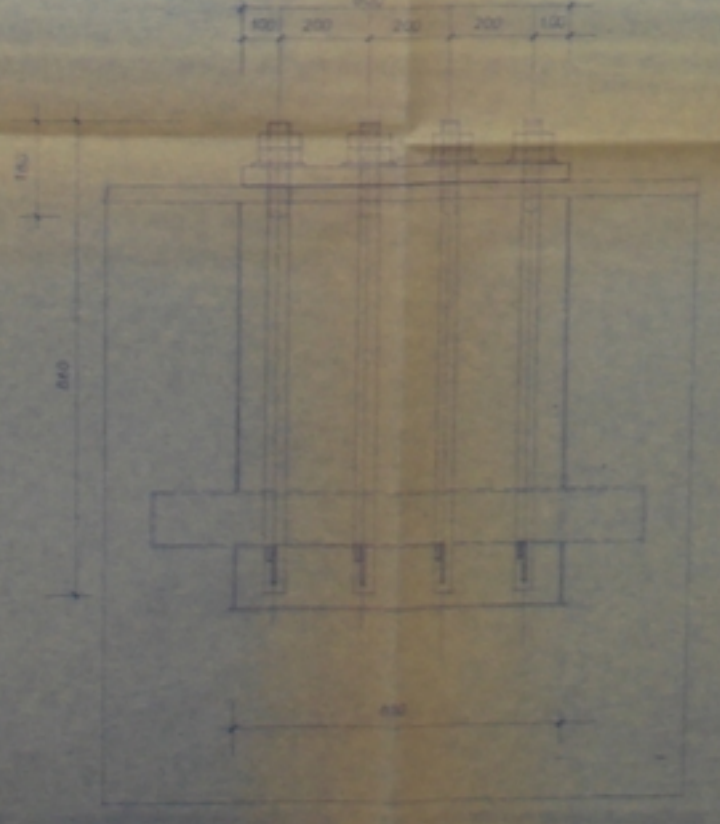
IMPLANTATION



TIGE D'ANCRAGE POUR POTELET



TIGE D'ANCRAGE HEB 800



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT
SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET: P.F.E

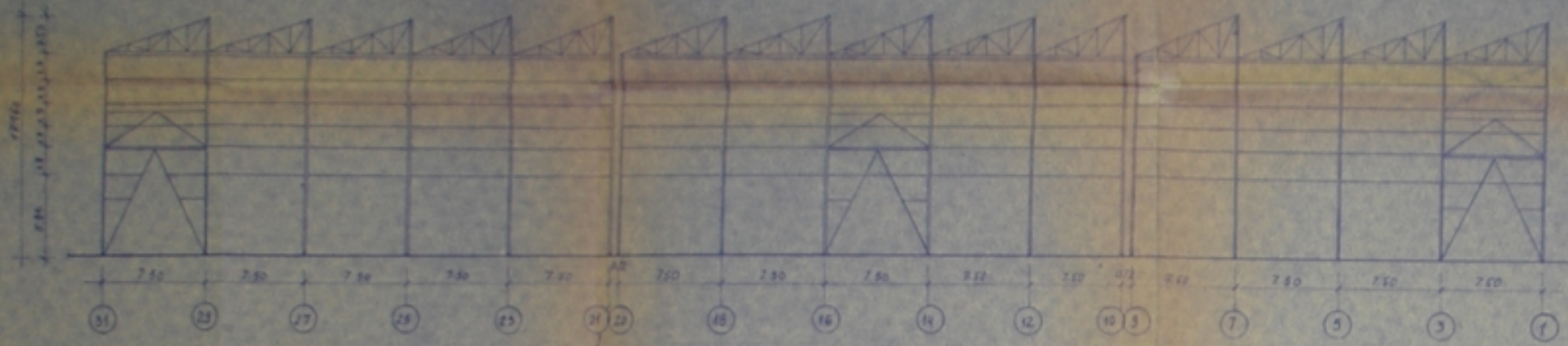
ETUDE ET CONCEPTION D'UN
BATIMENT INDUSTRIEL EN
CHARPENTE METALLIQUE

TITRE IMPLANTATION
BATIMENTS

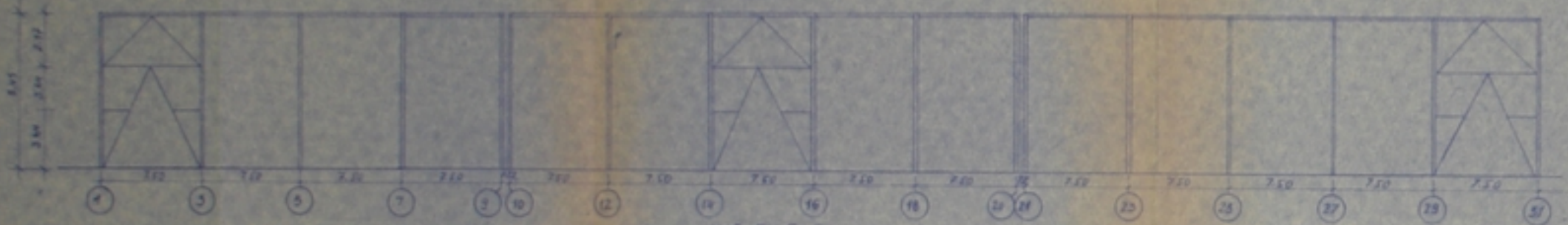
Propose par: ENGTP

MAITRE D'OEUVRE: M. BOUMELAL
DATE: 1984

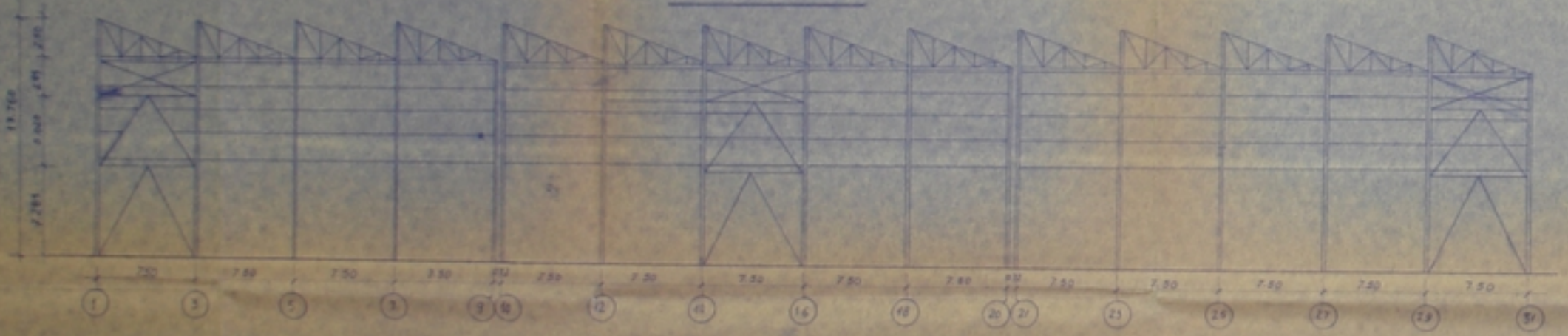
- VUE FILE B -



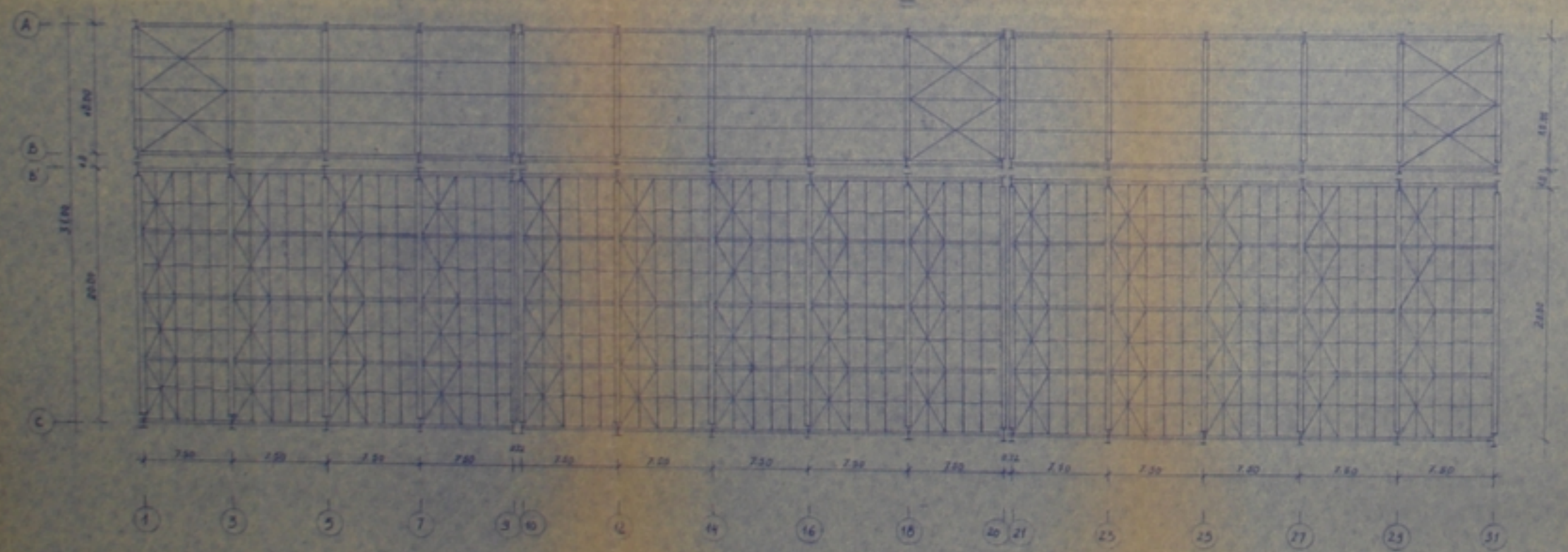
- VUE FILE B -



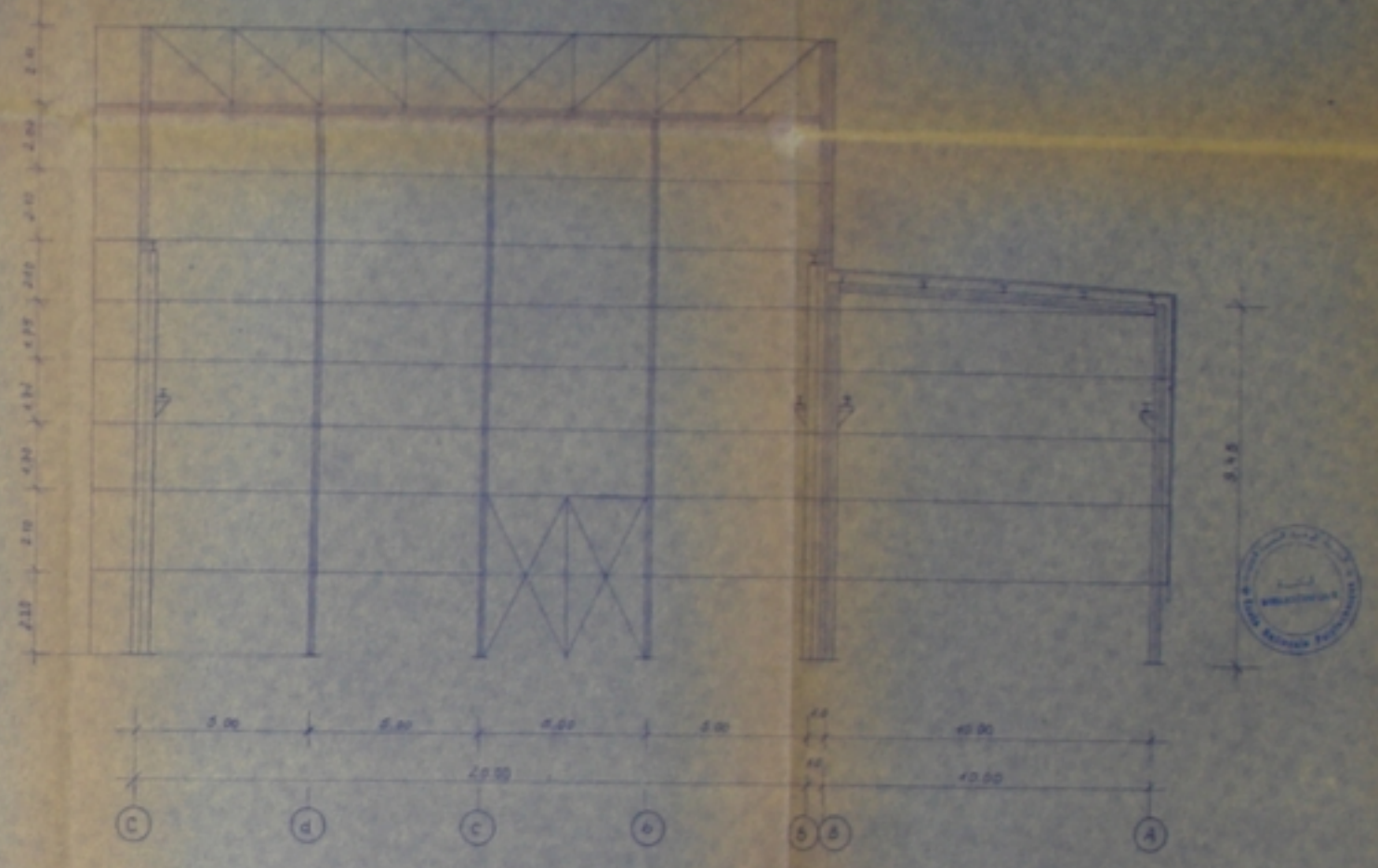
- VUE FILE C -



- VUE EN PLAN -



VUE SUIVANT L'AXE 1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT
SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET: P.F.E.

ETUDE ET CONCEPTION D'UN
BATIMENT INDUSTRIEL EN
CHARPENTE METALLIQUE

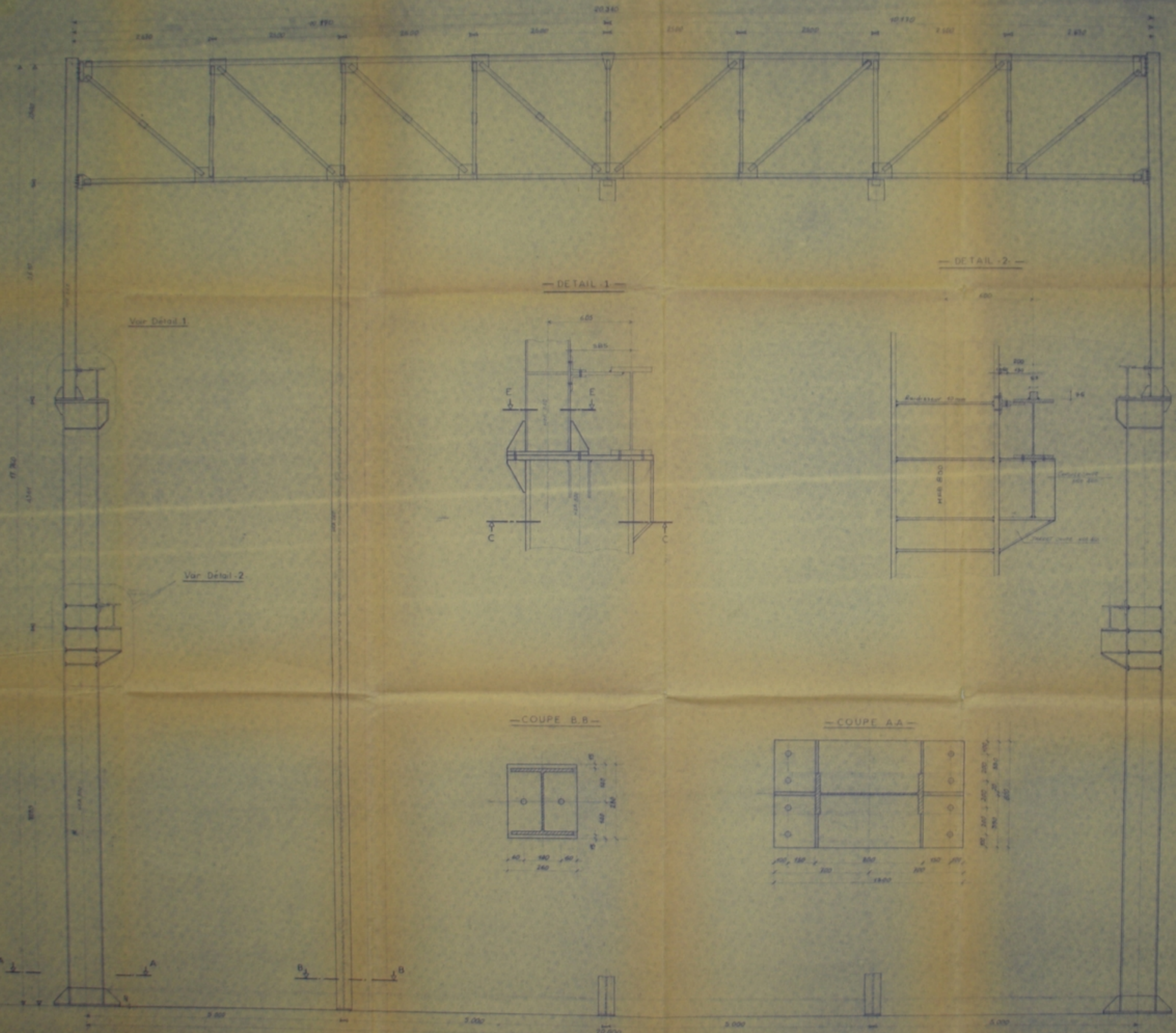
TITRE: PLAN
D'ENSEMBLES

Proposé par: E.N.G.T.P.

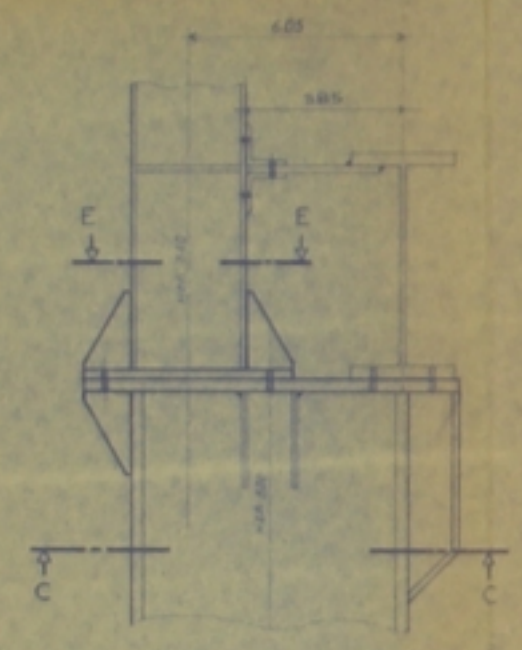
P6e-21y

ELABORE: P.F.P. N. 004977

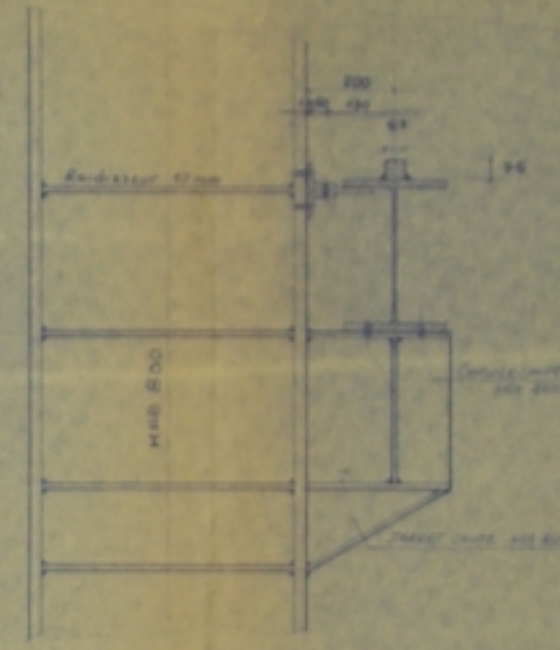
ECHELLE: 1/200
N° 02



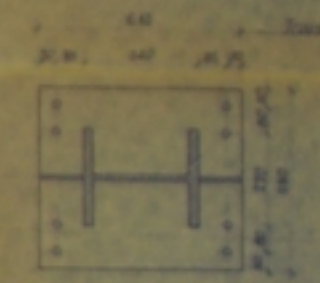
— DETAIL -1—



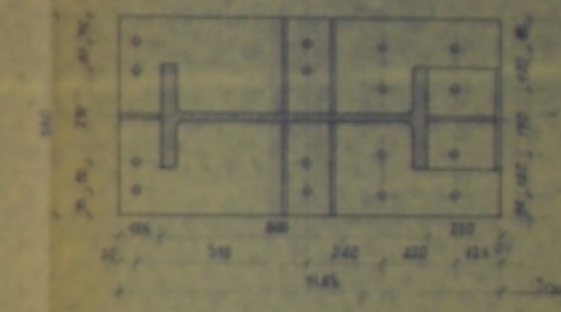
— DETAIL -2—



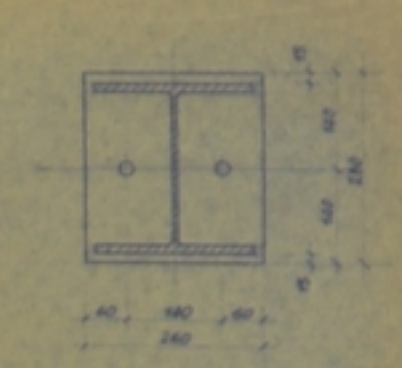
— COUPE E.E —



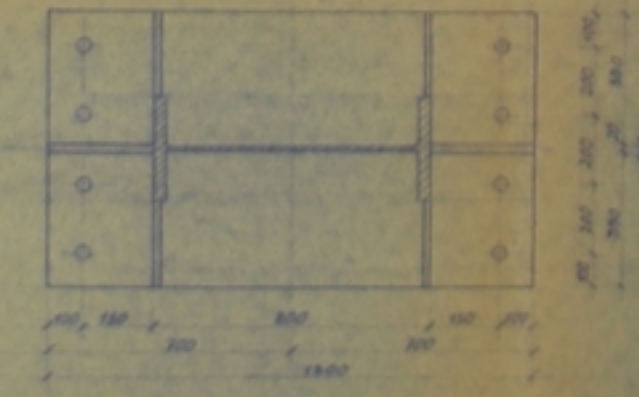
— COUPE C.C —



— COUPE B.B —

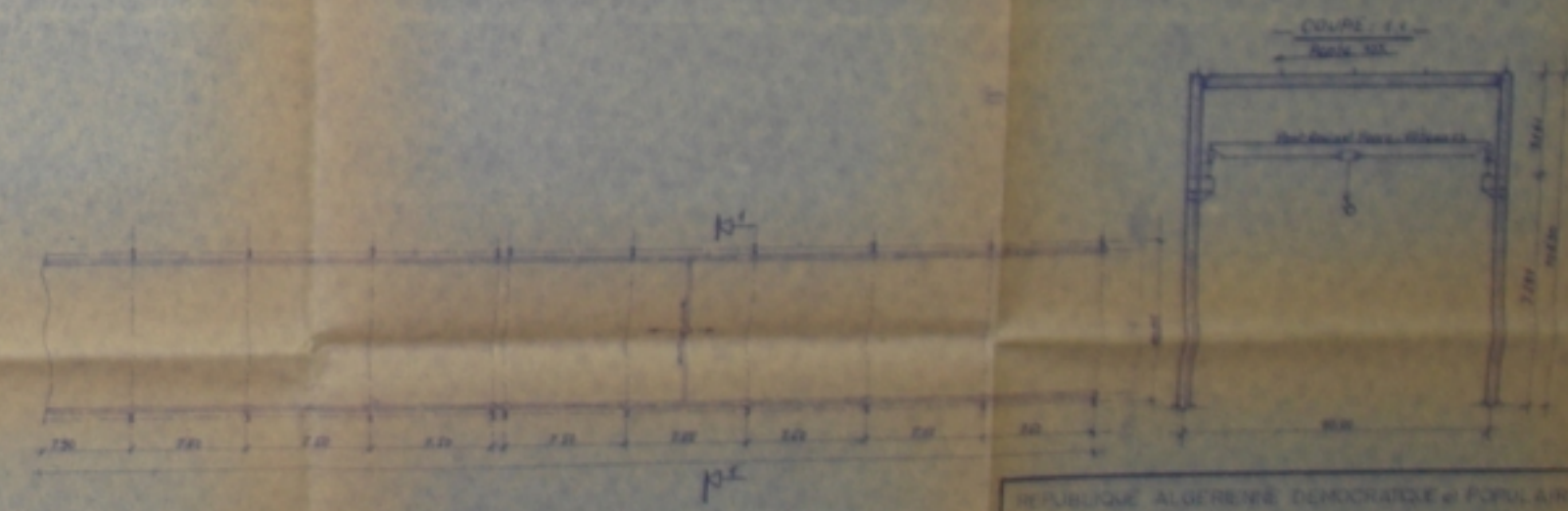
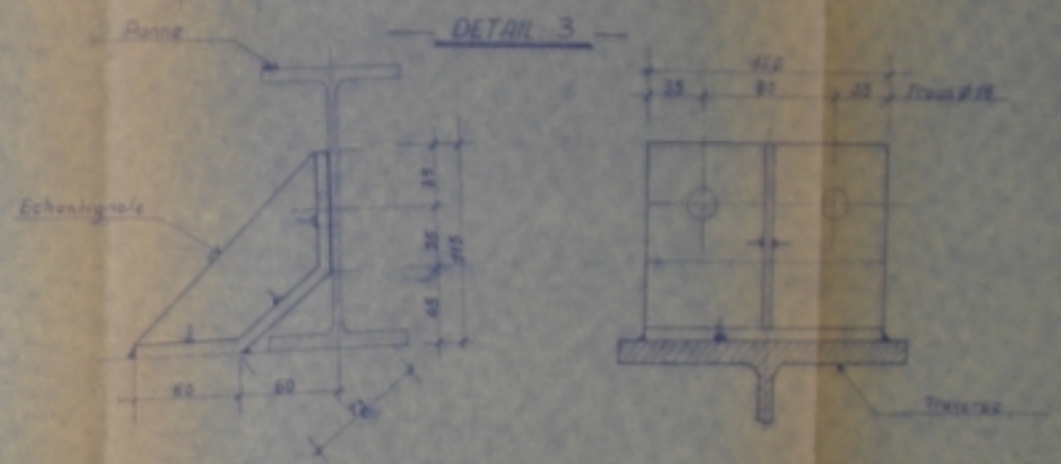
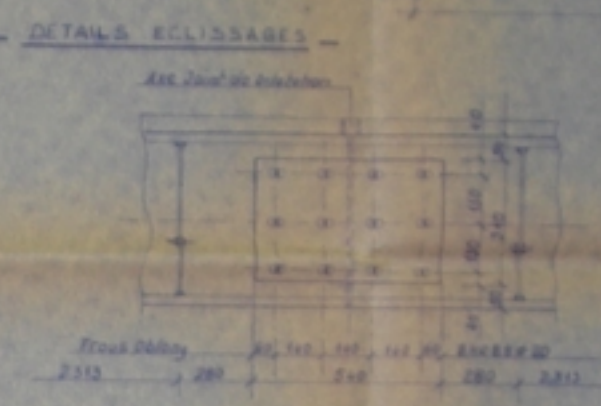
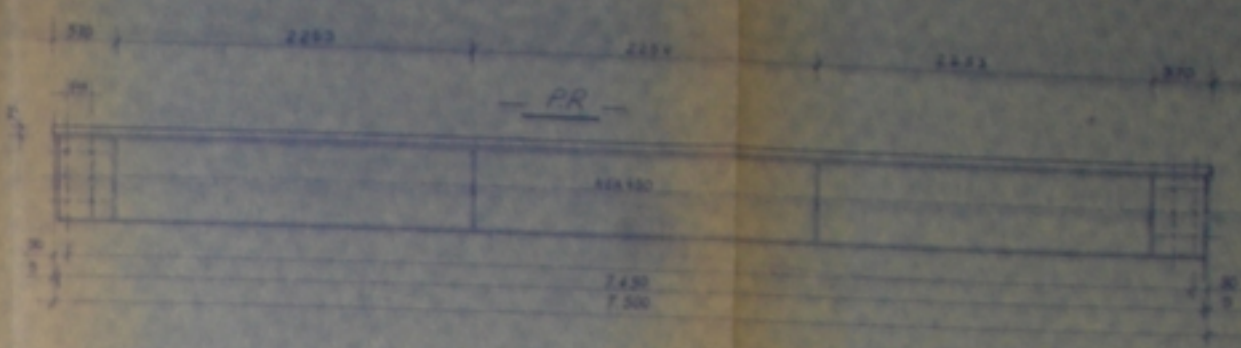
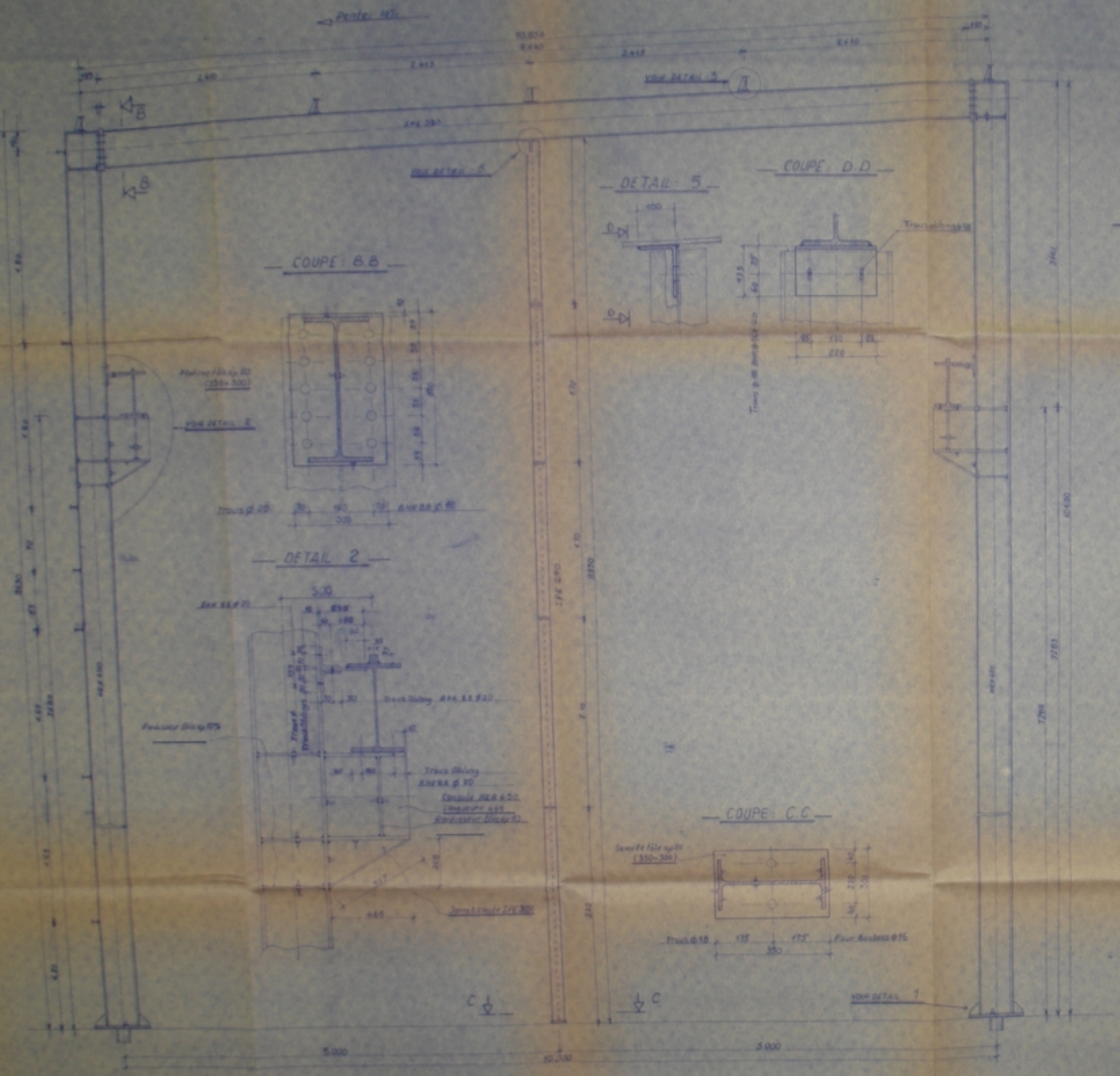


— COUPE A.A —

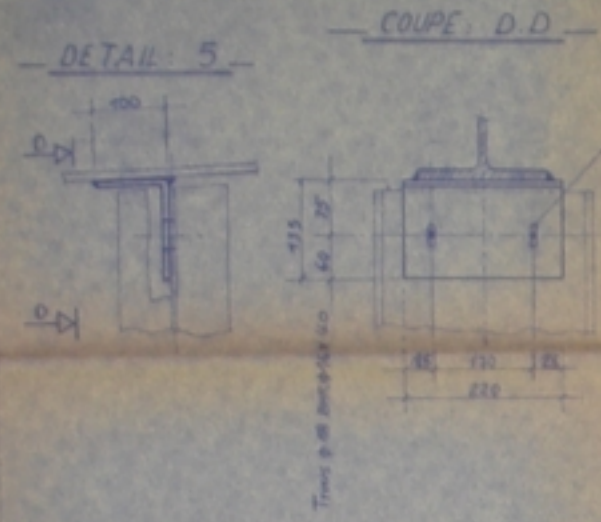
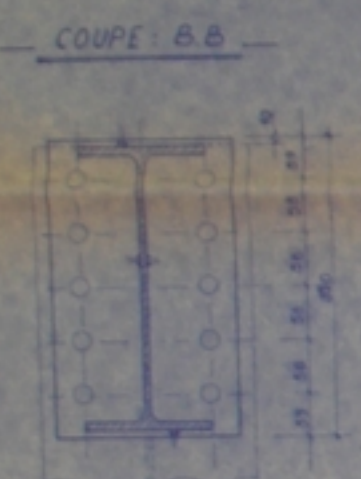
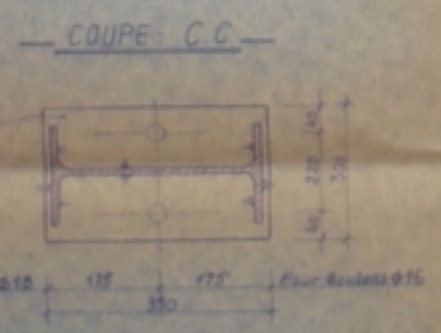
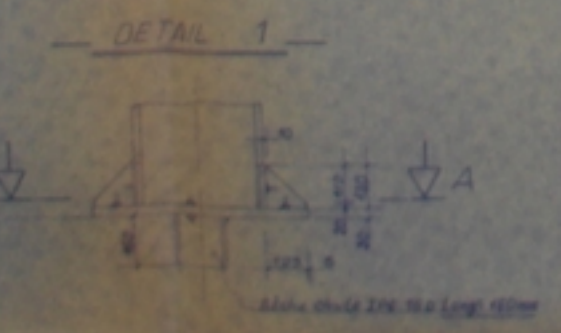
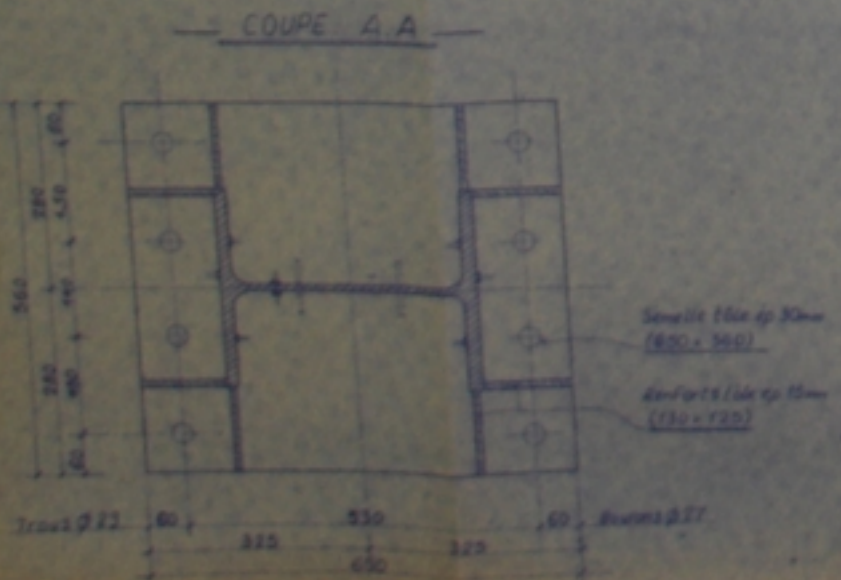


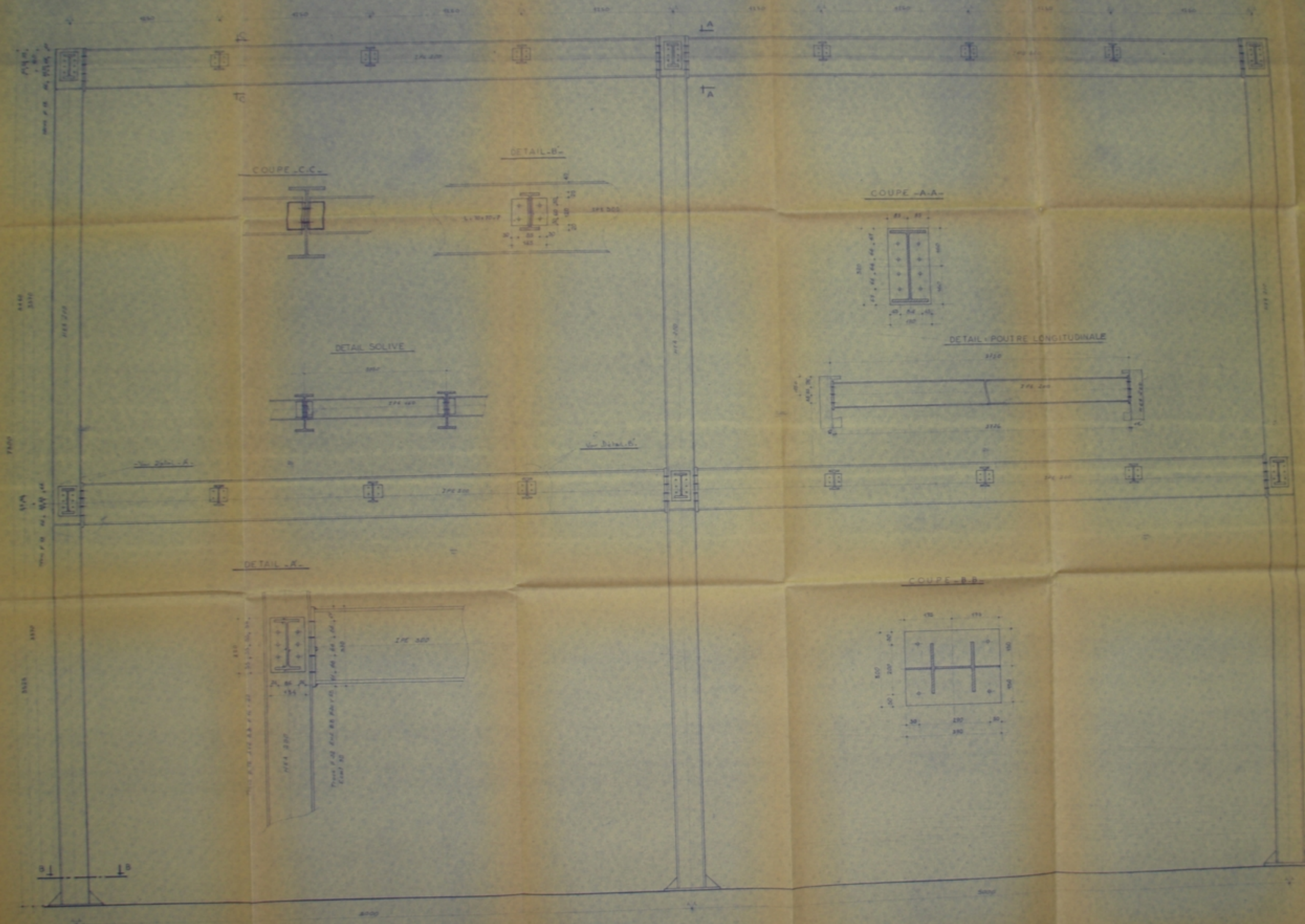
République Algérienne Démocratique Et Populaire
 MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 PROJET P.F.E.
 ETUDE ET CONCEPTION D'UN BÂTIMENT INDUSTRIEL EN CHARPENTE METALLIQUE
 TITRE PORTIQUE DETAILS ATELER CENTRAL
 Proposé par: ENGTP
 ELABORE PAR K. DAMOUS N. GOUFI
 Ech. 1/200
 01-23

ELEVATION PORTIQUE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 PROJET P.F.E.
 ETUDE ET CONCEPTION D'UN BÂTIMENT INDUSTRIEL EN CHARPENTE METALLIQUE
 TITRE: PORTIQUE DETAIL ATELIER ANNEXE
 Proposé par: EN.G.T.P. P.6.1994
 ÉVALUÉ PAR: M. BACHOUA





Republique Algérienne Démocratique Et Populaire

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT
SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
PROJET P.F.E.

ETUDE ET CONCEPTION
D'UN BATIMENT INDUSTRIEL
EN CHARPENTE METALLIQUE

TITRE PORTIQUE
DETAILS
BATIMENT ADMINISTRATIF

ALGERIE 1980 - 8 GENEBRE
N. GOUFFI

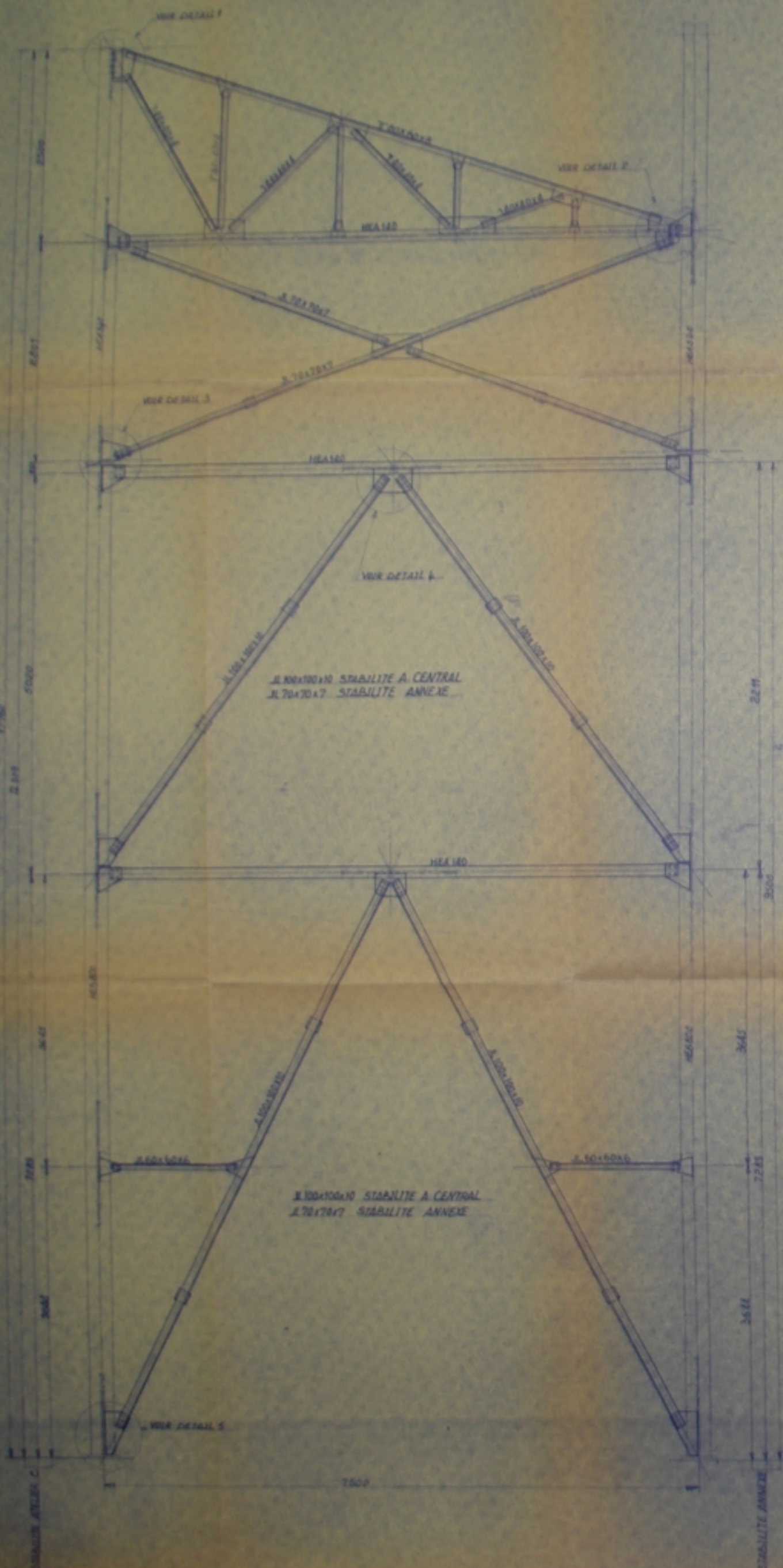
1980
N. 08

ELEVATION STABILITES

DETAIL 1

DETAILS ASSEMBLAGES

EPURES



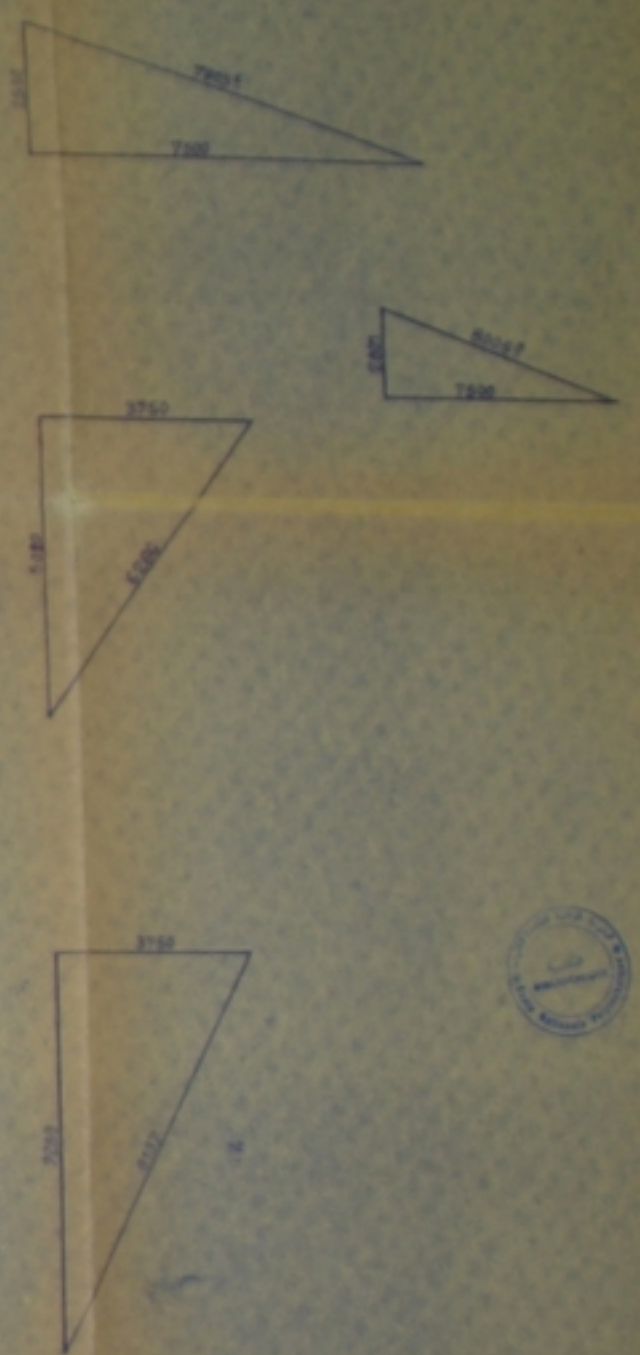
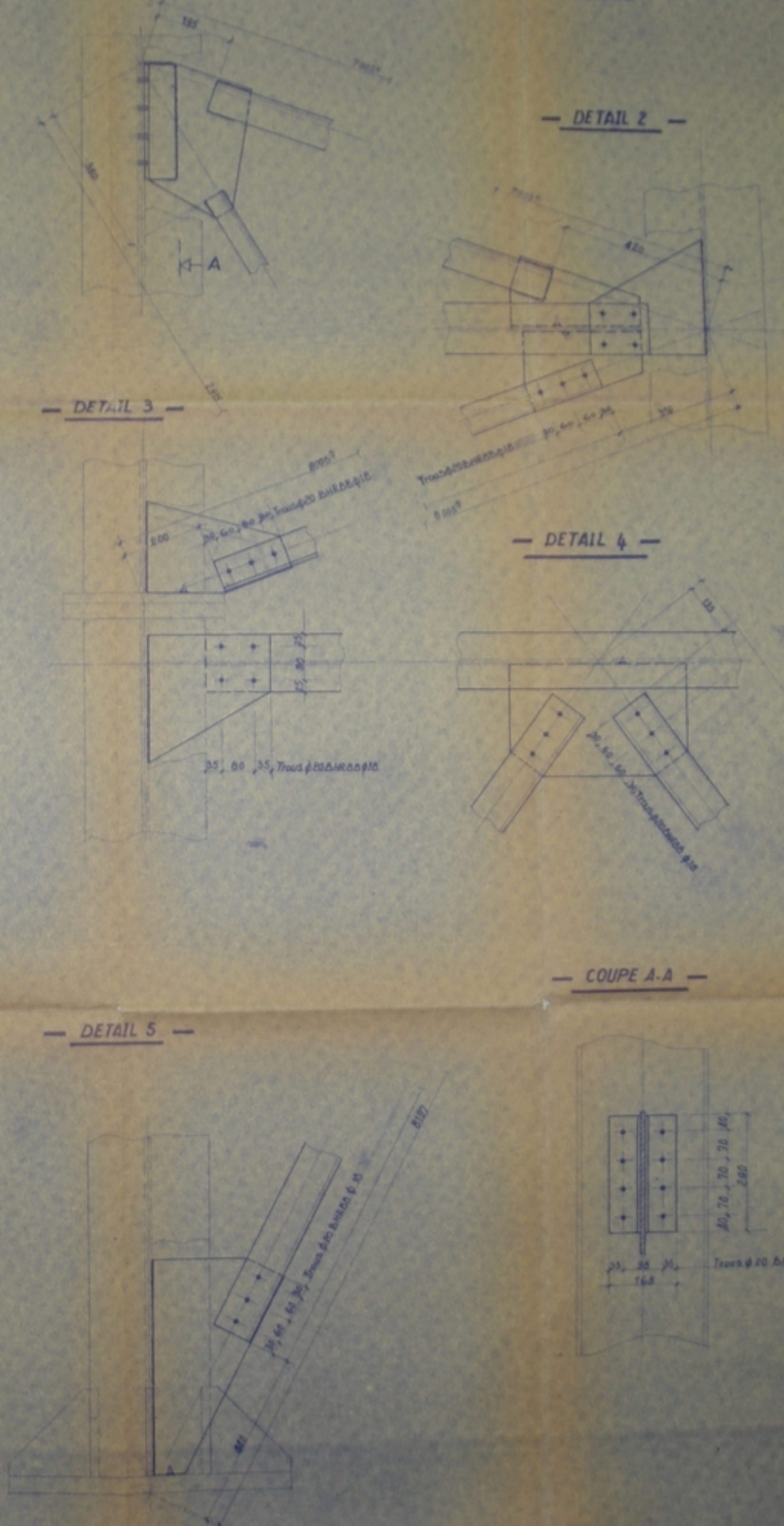
DETAIL 3

DETAIL 2

DETAIL 4

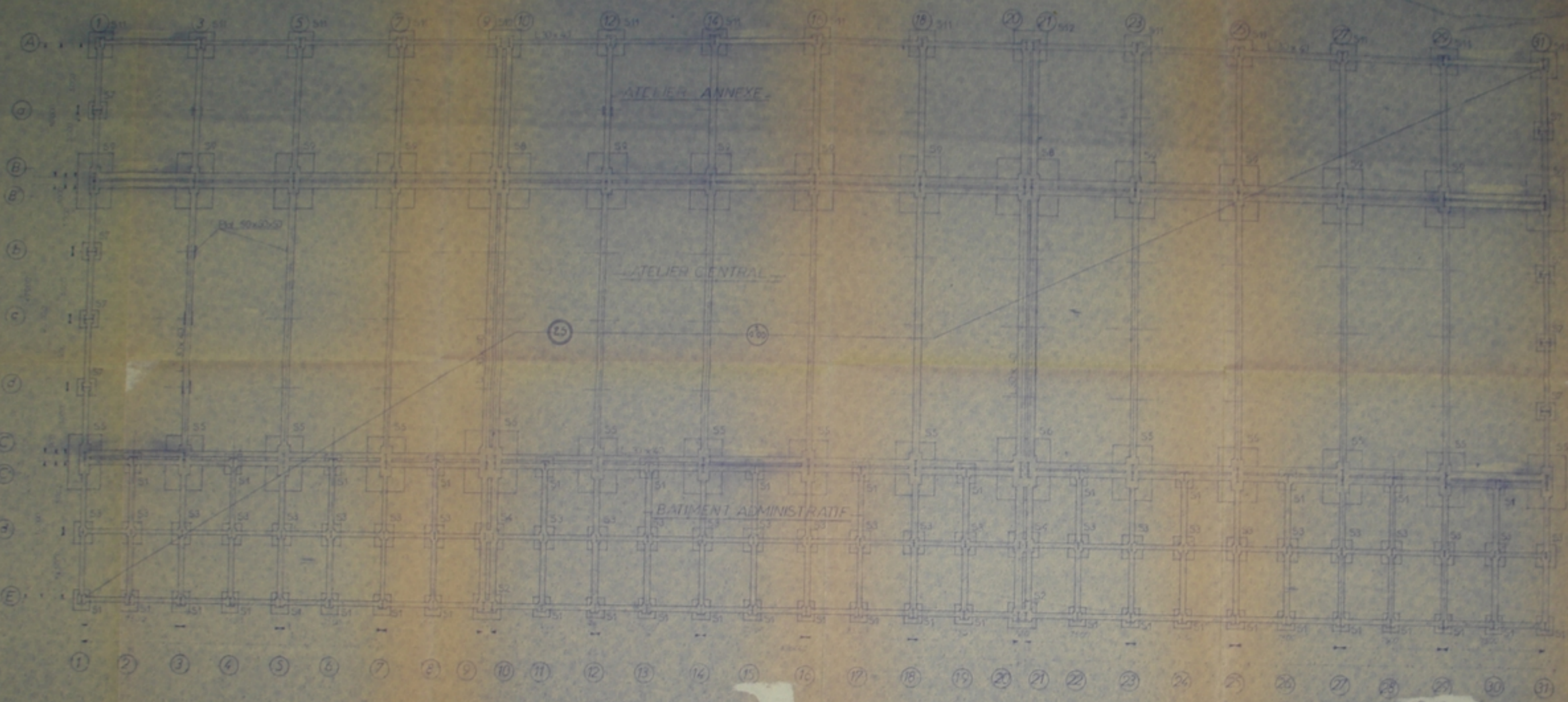
DETAIL 5

COUPE A-A



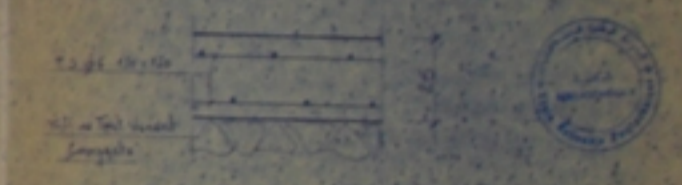
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 PROJET: P.F.E.
 ETUDE ET CONCEPTION D'UN BATIMENT INDUSTRIEL EN CHARPENTE METALLIQUE
 TITRE: STABILITES et DETAILS
 Propose par: ENGTP

VUE EN PLAN FONDATIONS

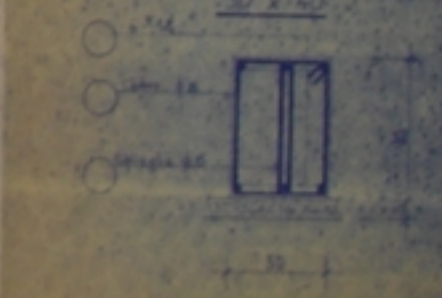


R	Section	Dimensions	Fermeture
S1	140x120x0.30	0.70x0.60	7T12 / Face
S2	200x160x0.30	0.80x1.40	10T12 / Face
S3	160x140x0.30	0.70x0.80	8T12 / Face
S4	200x160x0.30	0.80x1.40	10T12 / Face
S5	360x280x0.50	2.20x0.80	20T16 - 5T14
S6	440x380x0.50	2.20x1.50	26T18 - 20T16
S7	140x120x0.30	0.70x0.60	7T12 / Face
S8	440x400x0.50	2.20x1.60	26T18 - 24T16
S9	400x280x0.50	2.20x0.80	20T16
S11	200x160x0.40	0.90x0.50	12T12 / 9T12
S12	240x220x0.40	1.40x0.80	12T12 / Face

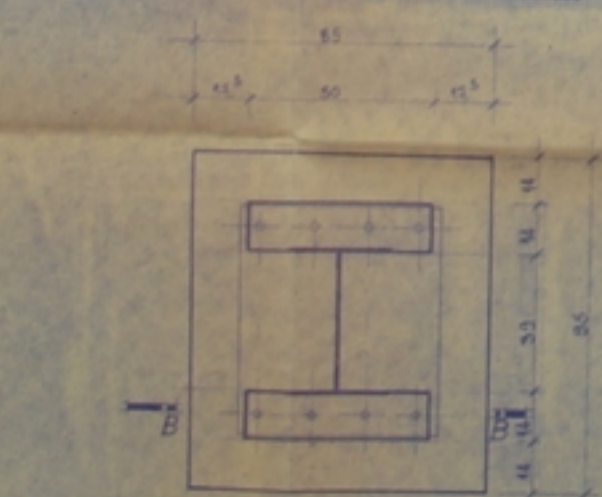
DETAIL DALLE



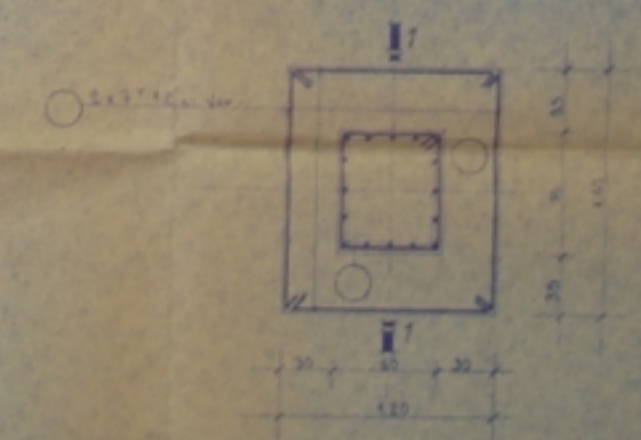
COUPE SUR FONDATION



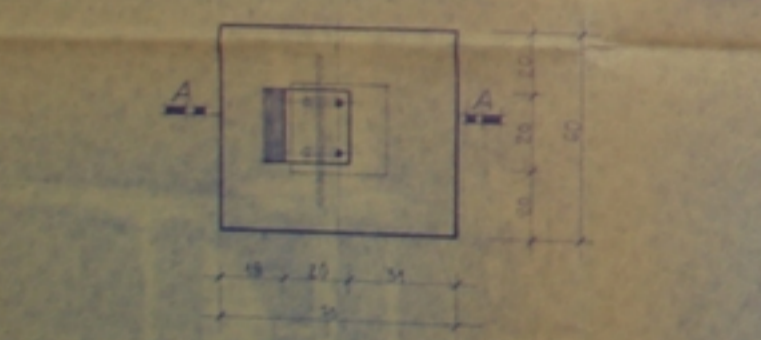
DETAIL RESERVATION HEA 400



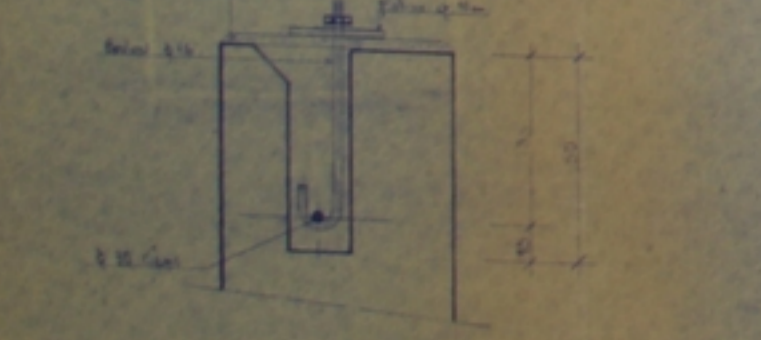
FERRAILLAGE TYPE SEMELLE / Exemple S1



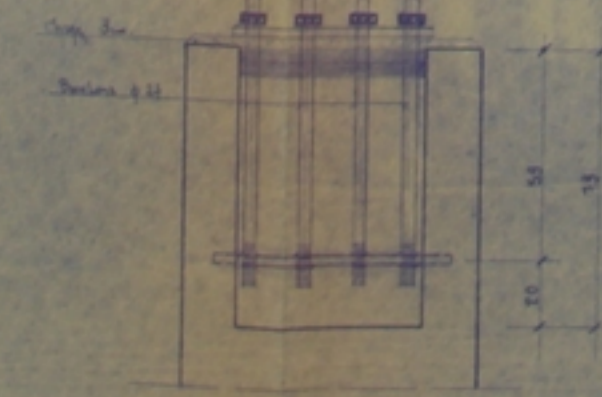
DETAIL RESERVATION POUR POUTRE HEA 200



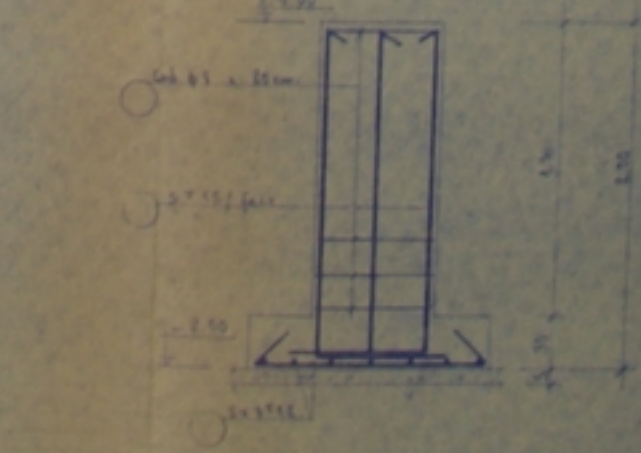
COUPE A A



COUPE B B



COUPE 1.1



REUNION ALGERIE DES INGENIEURS ET ARCHITECTES

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET : P.F.E.

ETUDE ET CONCEPTION D'UN BATIMENT INDUSTRIEL EN CHARPENTE METALLIQUE

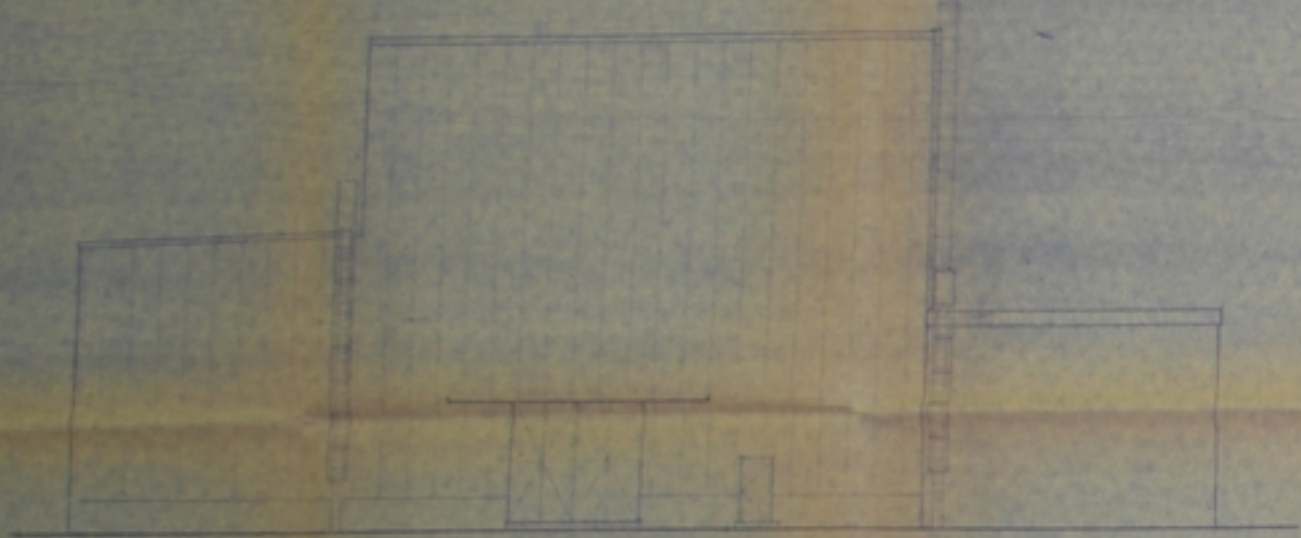
TITRE VUE EN PLAN FONDATIONS & DETAILS

Propose par : ENGIP

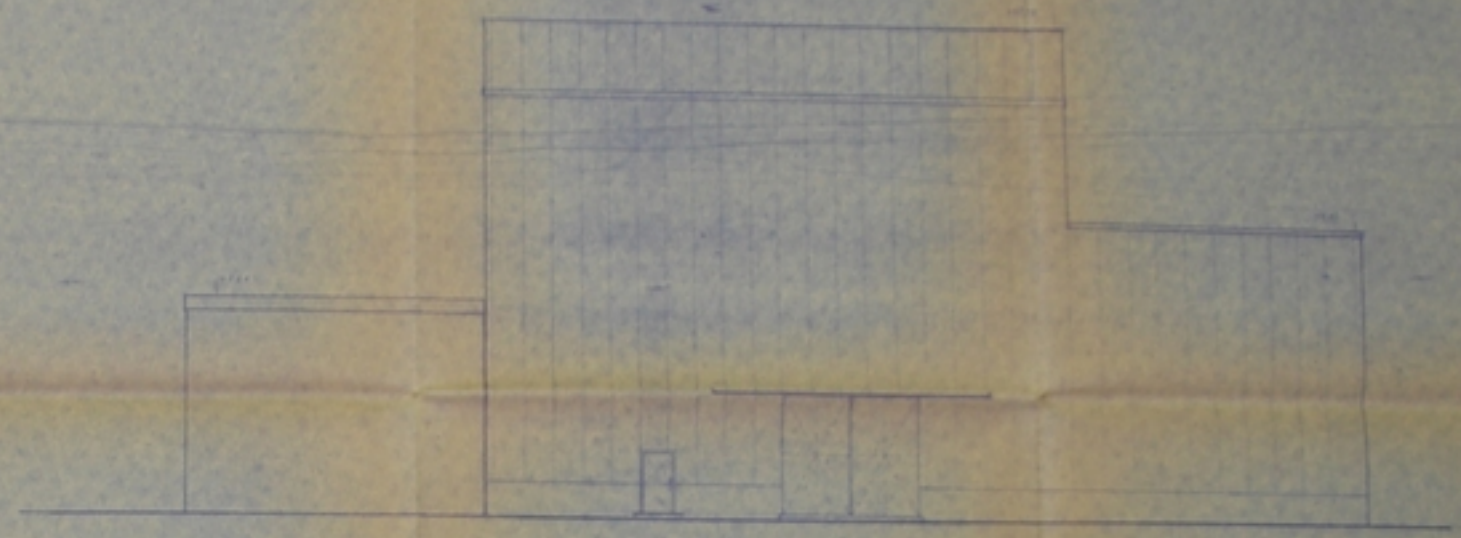
Plan 004

Elaboré par : ...

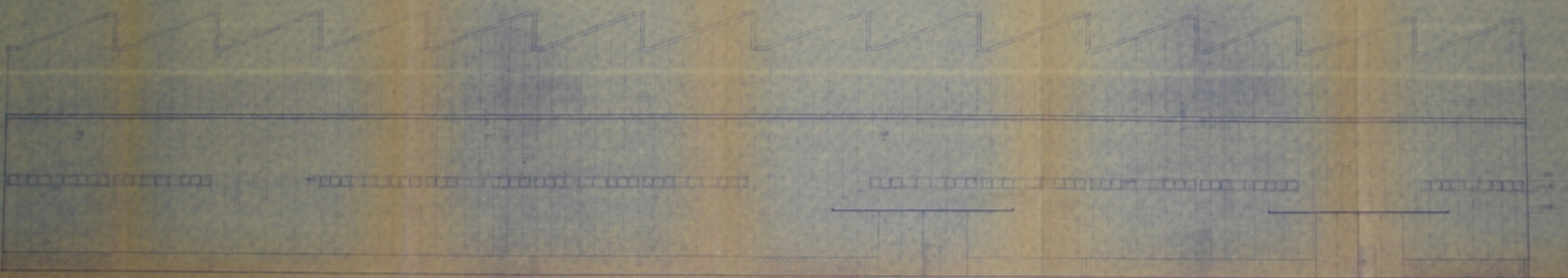
— FAÇADE LATÉRALE GAUCHE —



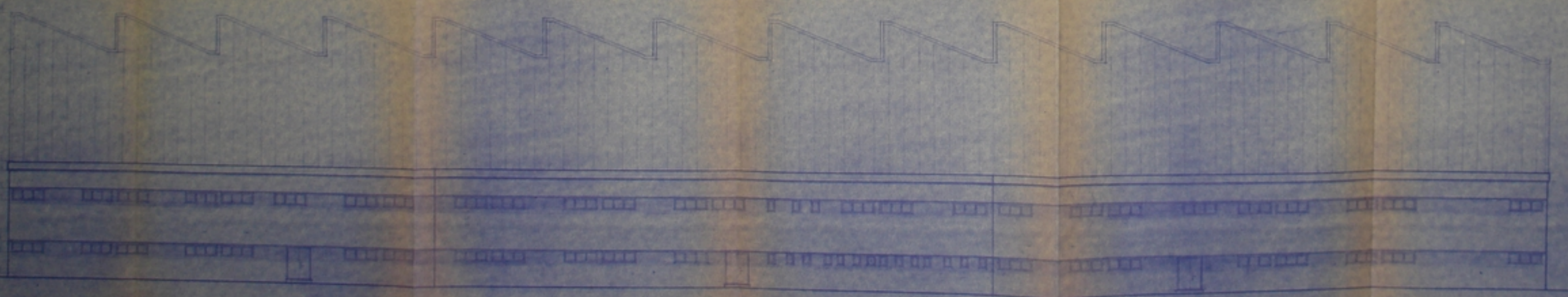
— FAÇADE LATÉRALE DROITE —



— FAÇADE POSTÉRIEURE —



— FAÇADE PRINCIPALE —



Republique Algérienne Démocratique Et Populaire

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT
SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
PROJET P.F.E.

ÉTUDE ET CONCEPTION
D'UN BÂTIMENT INDUSTRIEL
EN CHARPENTE MÉTALLIQUE

TITRE FAÇADES

Plan 154

ÉLABORÉ PAR K. BAHOU
N. SOUFI

Échelle 1/100

N° 28