

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

56/85

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
PROJET DE FIN D'ETUDES
المكنة
INGENIORAT D'ETAT EN GENIE CIVIL
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

Hôpital en Charpente Métallique :
Comparaison entre une Structure Contreventée
par palées de Stabilité et une Structure Auto-stable

5 PLANS

Proposé par :

B. E. A. B.

Etudié par :

BENTEFTIFA Ahmed Chawki

LEMSANI Abdelkader

Dirigé par :

Melle DJILLALI - BERKANE

Maitre - assistant à L'ENPA

PROMOTION : JUIN 1985

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

INGENIORAT D'ETAT EN GENIE CIVIL

Hôpital en Charpente Métallique :
Comparaison entre une Structure Contreventée
par palées de Stabilité et une Structure Auto-stable

Proposé par :
B. E. A. B.

Etudié par :
BENTEFTIFA Ahmed Chawki
TLEMSANI Abdelkader

Dirigé par :
Melle DJILLALI - BERKANE
Maitre - assistant à L'ENPA

PROMOTION : JUIN 1985

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier notre Promoteur pour les conseils
utiles qu'elle nous a donnés , sans oublier Madame REDJIMI
Pour la documentation qu'elle nous a aimablement fournie .

A mon père
à ma mère
à mes frères
à mes soeurs
et à tous mes amis.
Chawki

A ma mère
à ma grand-mère
sans oublier tous mes
amis

Kady

TABLE DES MATIERES

Introduction:

- 1- Thème du projet
- 2- Présentation de l'ouvrage
- 3- Rapport de sol
- 4- Caractéristiques des matériaux

1ère partie : Structure contreventée par palées de stabilité

§1- Predimensionnement	1
§2- Etude de la dalle	7
§3- Etude du plancher collaborant.....	13
§4- Etude au vent	18
§5- Etude au seisme.....	22
§6- Comparaison seisme-vent,verification au renversement	28
§7- Verification de l'ossature	32
§8- Assemblages	42
§9- Bases des poteaux	52
§10-Etude des fondations	57

2ème partie : Structure autostable

§1- Predimensionnement.....	63
§2- Etude au seisme	68
§3- Comparaison seisme-vent,verification au renversement.....	72
§4- Verification de l'ossature	73
§5- Assemblages	79
§6- Bases des poteaux	82
§7- Etude des fondations.....	84

Conclusion : Comparaison entre les deux structures

89

Annexe : Etude au feu

94

5 PLANS

T H E M E D U P R O J E T

Deux traditions coexistent dans la construction:

- La solution "ossature" (ossature en bois, puis fer et acier, puis béton armé).
- La solution "murs" (maçonnerie puis béton banché et panneaux porteurs).

L'ossature assure le contreventement sans utiliser le poids (les remplissages pouvant ne pas être permanents), les partitions (façades, cloisons, couvertures, planchers) doivent être assurées par le second oeuvre.

Ces caractères étant communs à toutes les solutions ossatures, passons en revue les avantages de la solution métallique.

1- Préfabrication:

La préfabrication en usine (générale en construction métallique) conduit à un gain de temps important sur le chantier, ce dernier est donc encombré pendant le minimum de temps et les moyens de levage sont extrêmement réduits et même parfois rudimentaires, il n'est pas question de coffrage complet et d'étais nombreux comme dans le béton armé.

2- Legèreté:

Le métal permet des ossatures beaucoup plus légères que le béton.

Le poids propre des ossatures métalliques intervient peu dans les calculs de résistance, il en résulte une diminution des charges sur le sol qui doit entraîner une économie de fondations, celle-ci étant plus appréciable que le terrain est plus mauvais.

3- Demontabilité:

Le métal a l'avantage sur le B.A de permettre d'exécuter des bâtiments démontables.

On peut noter que le coût de démolition d'un bâtiment à ossature métallique est souvent entièrement compensé par la valeur résiduelle de ses matériaux récupérés.

4- Souplesse:

La construction métallique étant, par nature élastique, se prête mieux que le B.A aux légers mouvements du sol, s'il se produit quelques déformations, il est possible de renforcer les éléments notamment par soudure et sans abîmer en rien les parties restées bonnes.

5- Fiabilité:

La fiabilité du materiau dont les caracteristiques sont connues et garanties avec une grande precision(à la sortie des acieries) conduit à une grande securité des constructions metalliques, sans consommation excessive de materiau.

6- Faibles encombrements:

Les faibles sections des ossatures en acier(dues aux caracteristiques élevées de resistance de ce materiau)presentent plusieurs interêts:

- * Ouvertures maximales à la lumière du jour et aux vues, en façades et en toitures.
- * Encombrement minimal à l'intérieur des locaux.
- * Passage faciles d'un local à l'autre, jusqu'a proximité immediate des elements porteurs et au travers même des palées triangulées ou en cadres.

C'est en sens que nous nous sommes proposés d'etudier un hopital à ossature metallique.

Cet ouvrage est composé de plusieurs blocs qui sont:

- * Service medico-technique.
- * Hebergement.
- * Services generaux.
- * Galeries de liaison
- * Administration
- * Logements d'astreinte.

Notre étude portera sur le premier bloc seulement, car tous les blocs sont à quelques differences près identiques(ce qui nous permet d'eviter un travail repetitif).

Cette étude se fera selon deux conceptions differentes:

- * La première consiste à prendre une structure contreventée par palées de stabilité dans les deux sens c'est à dire que le contreventement sera assuré par des barres de triangulation appelées "barres de contre-ventement".
- * La seconde considère une structure à portiques autostables.

En conclusion de cette étude nous ferons une comparaison entre les deux structures;

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Il s'agit ici d'un bâtiment à R+1 dont la base au niveau du sol est un rectangle de:

- longueur $a = 57,6$ m.
- largeur $b = 16,5$ m.

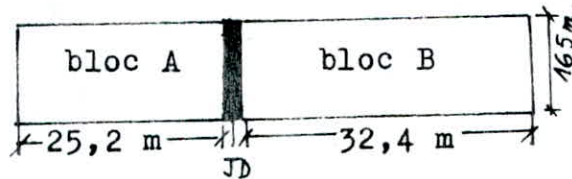
Comme la longueur dépasse 50 m on prévoit un joint de dilatation.

Conditions à observer en ce qui concerne le joint:

* les joint doivent assurer l'étanchéité et l'isolation thermique et acoustique au même degré que les parties courantes de l'ouvrage.

* on espace les joint de 25 à 50 m donc on aura un seul joint.

* vu le plan d'architecture on aura le découpage suivant:



Cet ouvrage sera implanté à El affroun (wilaya de BLIDA). C'est une zone de moyenne sismicité (zone II).

Ossature:

* Structure contreventée par palées de stabilité:

Il n'est pas nécessaire d'avoir recours aux encastremets des sur les poteaux, à moins que l'on cherche par ce procédé à diminuer la retombée des poutres et l'épaisseur des planchers, mais ceci au détriment de la complexité des attaches. Donc on aura partout des articulations, celles-ci sont réalisées par des cornières-equerres. *partie*

* Structure autostable:

Dans ce cas le contreventement est assuré par les portiques les poutres seront alors encastées aux poteaux, et de même les poteaux seront encastés aux fondations.

Plancher:

- * On utilise des planchers mixtes (acier-béton)
- * La dalle est ancrée aux poutres ou enrobe les poteaux.

Coffrage:

Coffrage traditionnel pour les fondations, coffrage perdu avec la TN 40 pour les planchers.

RAPPORT DE SOL

I - Etude du sol

Une étude a été faite à ce sujet, elle est basée sur:

- * les résultats de pénétration statique.
- * " " de laboratoire (mécaniques et physiques)

II - Résultats physiques:

Caractère	Valeur Min.	Valeur Max	Valeur moyenne
Poids volumique Sec: γ_d	1,53	1,07	1,70
Teneur en eau: W%	14,9	28,7	20,5
Degré de saturation: S_r %	22	42	29
Limite de liquidité: W_L	43,7	72,2	60
Indice de plasticité: I_p	27,3	56,4	38,5
Indice de consistance: I_c	0,76	1,26	1,04

Conclusion: Les résultats montrent qu'il s'agit d'une formation d'argile à argile-sableuse de $\gamma_d = 1,7$ ^{à 1,7}

$$W = 20,5\% \text{ saturée (94\%)}$$

III - Résultats mécaniques:

Neuf essais de compressibilité à l'oedomètre pour des profondeurs différentes ont été effectués, les résultats de ces essais montrent que le sol est en général surconsolidé.

La pression de surconsolidation varie entre 2,0 et 4,25 bars.

La valeur du coefficient de tassement C_t montrent que le sol est moyennement compressible.

Les essais de cisaillement rectiligne (UU et CD) donnent:

- $C = 0,10$ bar
- $\varphi' = 30^\circ$ et 26° .

IV - Reconnaissance du sol:

Les trois sondages réalisés dans le terrain jusqu'à 20 m de profondeur montrent que le sol est composé d'argile-argile sableuse moyennement compressible, ils montrent également que le sol est homogène latéralement ainsi que verticalement.

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

0=0=0=0=0=0=0=0=0=0=0=0=0=0=0=0=

I - Acier

1-a Nuance:

On a le choix entre plusieurs aciers, suivant la destination de l'ouvrage:

-FeE 24: $\sigma_{en} = 2400 \text{ daN/cm}^2$.

Acier le plus utilisé pour les charpentes courantes.

-FeE 26: $\sigma_{en} = 2600 \text{ daN/cm}^2$.

Grandes administrations (PTT, SNTF, PONT).

-FeE 30, FeE 36: aciers HLE (haute limite élastique)

Boulons de citernes, constructions spéciales.

-4ème acier: aciers pour rivets et boulons, grande déformabilité (pourcentage en carbone élevé).

d'où on prendra l'acier FeE 24 avec $\sigma_{en} = 2400 \text{ daN/cm}^2$.

1-b Profilés:

- poutres: IPE, HEA.
- poteaux: HEA, HEB.
- cornières: à ailes égales et inégales.

1-c Assemblages:

1)- Boulons ordinaires:

* Qualité des vis et des écrous:

classe de qualité	4-6	4-8	5-6	5-8	6-6	6-8	6-9	8-8	10-9
$\sigma_c : \text{daN/cm}^2$	2400	3200	3000	4000	3500	4800	5400	6400	9000

* Principaux diamètres:

$\phi \text{ mm}$	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
$A \text{ mm}^2$	50,2	71,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
$A_r \text{ mm}^2$	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

* Perçage des trous de boulons: d .

- d = $\phi + 1 \text{ mm}$ pour d $\leq 10 \text{ mm}$.
- d = $\phi + 2 \text{ mm}$ " d $\leq 22 \text{ mm}$.
- d = $\phi + 3 \text{ mm}$ " d $\geq 24 \text{ mm}$.

2)- Boulons à haute résistance (HR):

Les boulons utilisés pour les ouvrages d'art sont de deux types:

- type H.R 10-9
- type H.R 8-8

La signification des chiffres est la suivante:

- Le premier chiffre est égal au 1/10 de la contrainte de rupture de l'acier de la vis, exprimé en daN/cm^2 .
- Le deuxième chiffre est égal à 10 fois le rapport de la limite d'élasticité de l'acier de la vis à sa contrainte de rupture.

II - Béton

Le béton utilisé est:

- non contrôlé d'où $\beta = 5/6$
- dosé à $350 \text{ kg}/\text{m}^3$ de ciment CPA 325, d'où $\alpha = 1$

Resistance nominale:

- de compression à 28 jours: $\bar{\sigma}'_{28} = 270 \text{ daN}/\text{cm}^2$
- de traction " : $\bar{\sigma}_{28} = 23,2 \text{ daN}/\text{cm}^2$.

Contrainte admissible:

- de compression simple: $\bar{\sigma}'_{bo} = 67,5 \text{ daN}/\text{cm}^2$
sous SP_1
 $\bar{\sigma}'_{bo} = 101,3 \text{ daN}/\text{cm}^2$
sous SP_2
- de flexion simple: $\bar{\sigma}'_b = 2 \cdot 'bo = 135 \text{ daN}/\text{cm}^2$
sous SP_1
 $\bar{\sigma}'_b = 202,5 \text{ daN}/\text{cm}^2$
sous SP_2 .
- de traction: $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ daN}/\text{cm}^2$ sous SP_1
 $\bar{\sigma}_b = 8,8 \text{ daN}/\text{cm}^2$

III - Aciers de ferrailage

- 1- Aciers ronds lisses: $\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ daN}/\text{cm}^2$ (FeE 24)
- 2- Aciers à haute adhérence HA: (FeE 40)

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{en} &= 4200 \text{ daN}/\text{cm}^2 & \text{si } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ \bar{\sigma}_{en} &= 4000 \text{ daN}/\text{cm}^2 & \text{si } \phi > 20 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_q = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_e \quad \text{sous } SP_1$$

$$\bar{\sigma}_q = \bar{\sigma}_e \quad \text{sous } SP_2.$$

P R E M I E R E P A R T I E

STRUCTURE CONTREVENTEE PAR PALEE DE STABILITE

PREDIMENSIONNEMENT
O=O=O=O=O=O=O=O=O=

I - Evaluation des charges

1- Charges permanentes:

1-a Toiture:

- Complexe isolation	: 150 daN/m ²
- Dalle béton + TN 40.....	: 350 "
- Charpente	: 25 "
- Faux plafond	: 25 "
- Réseaux	: 10 "
<hr/>	
$G_1 = 560 \text{ daN/m}^2$	

1-b Etage:

- Revêtement sol	: 165 daN/m ²
- Dalle béton + TN 40	: 350 "
- Cloisons	: 150 "
- Charpente	: 30 "
- Faux plafond	: 25 "
- Réseaux	: 10 "
<hr/>	
$G_2 = 730 \text{ daN/m}^2$	

1-c Bardage vertical extérieur: $G_3 = 250 \text{ daN/m}^2$

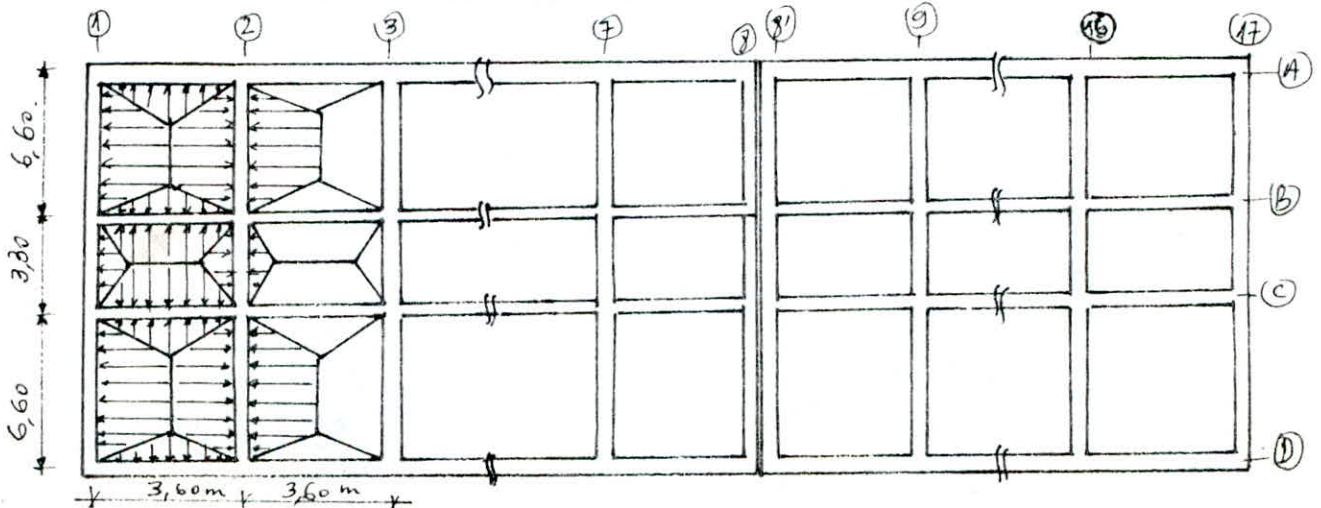
2- Surcharges d'exploitation:

2-a Vent: site normal, region II

2-b Neige: pression normale: $P_n = 20 \text{ daN/m}^2$

Remarque: On suppose que la surcharge climatique de neige n'agit pas en même temps que la surcharge d'exploitation $P_1 = 100 \text{ daN/m}^2$ (vu que la terrasse est inaccessible).

II - Predimensionnement



1- Epaisseur de la dalle:

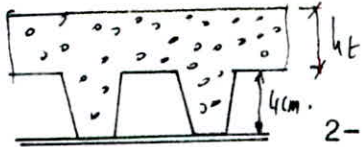
On est dans le cas d'un batiment courant:

$$h_t/l_x \geq 1/30 \div 1/35 \quad h_t \geq l_x (1/30 \div 1/35)$$

où l_x : la plus petite portée.

h_t : hauteur de la dalle.

Si on considère : $h_t \geq l_x/30 \Rightarrow h_t \geq 10 \text{ cm.}$



1-a Plancher terrasse: on prend $h_t = 10 \text{ cm}$

1-b Plancher étage: on prend $h_t = 14 \text{ cm.}$

2- Poutres:

Le predimensionnement est effectué sur la base du critère de déformabilité. Les valeurs à comparer aux flèches admissibles doivent être calculées sur la base des charges et surcharges prévues au projet, sans application de coefficients de pondération.

Les poutres sont doublement articulées

Si on transforme les charges trapezoidales et triangulaires en charges rectangulaires de largeur lm :

où: $* lm = (0,5 - (l_x/l_y)^2) \cdot l_y$

pour une charge trapezoidale

$$* lm = 0,333 \cdot l_x$$

pour une charge triangulaire

On aura alors

$$f = 5 \cdot q \cdot l^4 / (384 \cdot E \cdot I_x)$$

avec:

$$* \bar{f} = 1/300 \cdot l \text{ (planchers courants).}$$

$$* \bar{f} = 1/500 \cdot l \text{ (poutres supportant des murs, cloisons ou poteaux)}$$

Critère de verification:

$$f \leq \bar{f} \quad \text{alors} \quad \left\{ \begin{array}{l} I_x \geq 1,86 \cdot 10^{-2} \cdot q \cdot l^3 \quad \underline{\text{terrasse}} \\ I_x \geq 3,1 \cdot 10^{-2} \cdot q \cdot l^3 \quad \underline{\text{étage}} \end{array} \right.$$

- Remarque:
- . q : exprimé en kg/ml
 - . l : " " m
 - . I_x : " " cm⁴ .

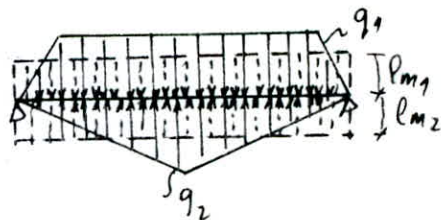
2-a Valeurs de l_m :

- poutre -	1-AB	1-BC	A1-2	2-AB	2-BC	B1-2
l_x	3,6	3,3	3,6	3,6	3,3	3,6
l_{m1}	1,62	-	✓	1,62	1,1	1,2
l_{m2}	-	1,1	1,2	1,62	1,1	1,2
$l_{m1}+l_{m2}$	1,62	1,1	1,2	3,24	2,2	2,4

2-b Resultats:

$$q = q_1 \cdot l_{m1} + q_2 \cdot l_{m2}$$

si $q_1 = q_2$ alors $q = q_1(l_{m1} + l_{m2}) = q_2(l_{m1} + l_{m2})$



* Portique intermediaire:

portique	poutre	- predimensionnement - - rigidite -					verification - resistant				verification rigidite.			Observations		
		G	P	q	I_x cal	Profil	W_x eff	G'	q	M_{max}	σ	I_{xeff}	q		I_x cal	
- Sens trans -	terrace	Rive	1815	324	24304	11405	HEA 280	1010	76,4	30071	16,4	1624	13670	2214	11839	La resistance et rigidite verifiees.
		Inter	1232	220	1452	9706	IPE 180	146	18,8	19977	2,7	1849	1377	19708	983	-
	etage	Rive	23652	1296	36612	32209	HEA 360	1890	112	5247	28,6	1513	33090	3732	33628	-
		Inter	1606	880	2486	21625	IPE 220	252	26,2	34963	4,8	1905	2772	25122	27507	-
Sens long.	terrace	-	1344	240	1584	13746	IPE 200	194	22,4	21119	3,5	1804	1943	16064	1686	-
	etage	-	1752	960	2712	39225	IPE 270	429	36,1	38241	6,2	1445	5790	27411	39447	-

remarque: . G, P, q exprimes en kg/ml

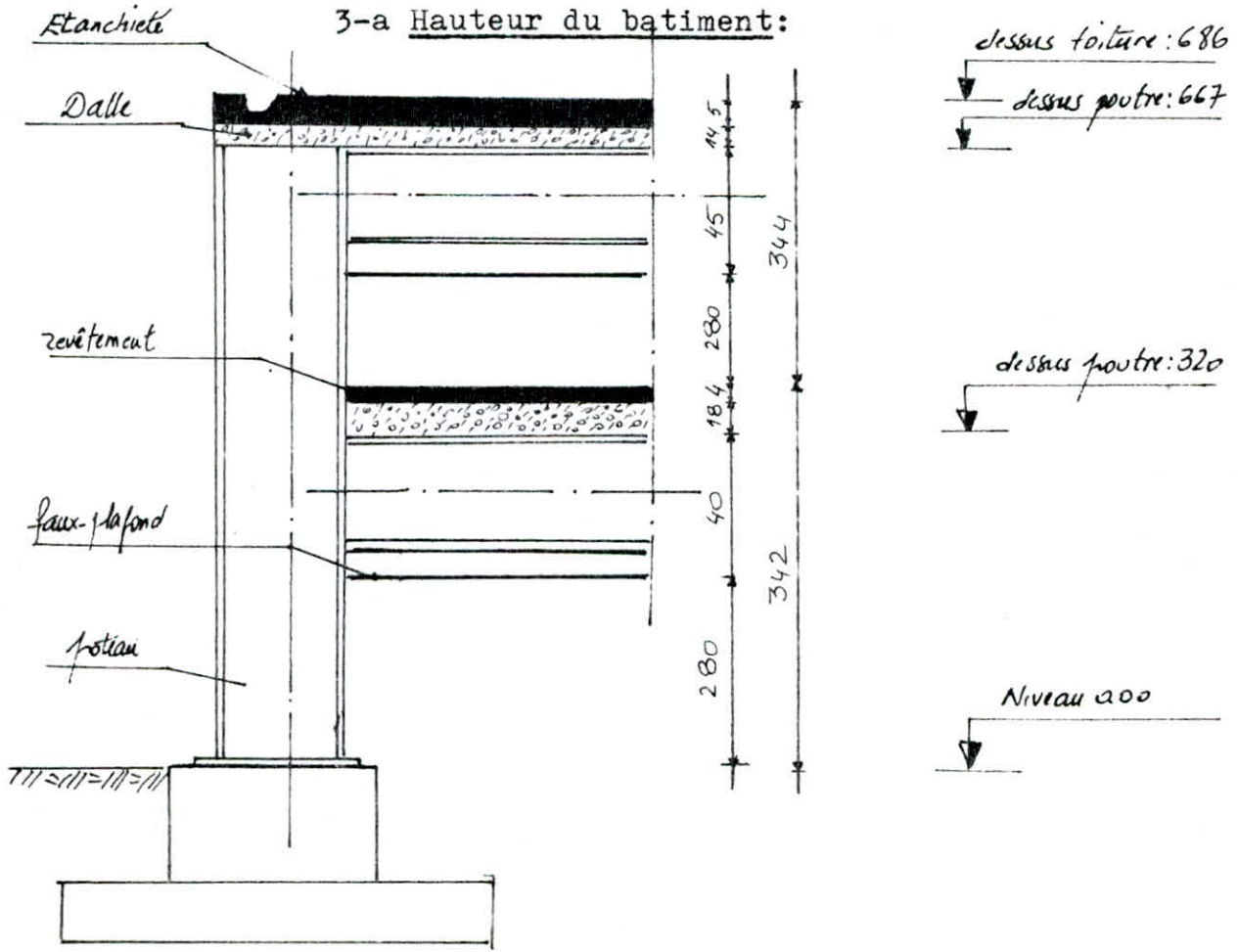
- . I_x " cm^4
- . W_x " cm^3
- . " " daN/cm^2 .

* Portique de rive:

Portique	Poutre	G	R	q	$I_{x\text{ cal}}$	profil	$W_{x\text{ eff}}$	G'	q	M_{max}	σ	$I_{x\text{ eff}}$	q	$I_{x\text{ cal}}$	Observations		
sens trans-	terrace	Rive	910	162	1072	5732	IPE 270	429	36,1	1505	8,19	1909	5700	1108	5915	- résistance ventée - exas 2% rigidité	
		Inter	620	110	730	488	IPE 140	773	12,9	1009	1,77	1772	541	7429	4965	- résistance rigidité ventées.	
	étage	Rive	1200	650	2550	22727	HEA 320	1480	97,6	9638	19,8	1338	22930	2648	93590	- excas de 9% rigidité.	
		Inter	810	440	1250	1393	IPE 200	1094	22,4	1770	2,41	1242	1943	1272	1448	- II -	
	sens long-	terrace	-	672	120	792	687	IPE 160	109	15,8	10972	1,78	1633	869	808	701	- I -
		étage	-	876	4430	1356	1961	IPE 220	252	26,2	1923	3,12	1338	2772	1382	1999	- II -

3- Poteaux:

3-a Hauteur du bâtiment:



3-b Predimensionnement du poteau:

- Choix de la forme de la section

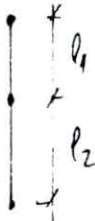
Il depend des critères suivants:

- 1) Economie d'aciers
- 2) Difficultés d'attaches, d'usinage, d'approvisionnement.
- 3) Architecture.
- 4) Protection incendie, peinture, entretien.
- 5) Coût matière (coût peinture compris)

Le profil HEA apparait, comme le plus économique, suivi d'assez près par le profil creux carré.

- Schema statique du poteau:

Nous avons des poteaux articulés au niveau de chaque étage ainsi qu'au niveau du sol (c. à d. de sa fixation sur la fondation)



La stabilité d'ensemble est assurée par un contreventement par palées de stabilité donc les poteaux seront calculés en compression simple.

- Longueur de flambement: (CM 66, Art 5.133).

$$l_f / l_0 = (1 - 0,6 \cdot K_A) / (1 - 0,2 \cdot K_A)$$

Les deux extrémités ont le même coefficient d'encastrement

$$(K_A = K_B)$$

Comme A et B sont des articulations alors $K_A = K_B = 0$

d'où $l_f = l_0$

on prendra la plus grande hauteur d'étage soit $l_f = l_0 = 3,44 \text{ m.}$

- Caracteristiques du poteau:

L'effort N est obtenu à partir d'une descente de charges.

Le poids est estimé à 50 kg/ml.

La hauteur totale du poteau est 6,86 m.

En première approximation on prend $50 \leq \lambda \leq 60$.

$$(\text{pour } \lambda = 55 \Rightarrow K = 1,151)$$

$$\text{Combinaison: } N = 4/3 \cdot G + 3/2 \cdot P$$

- Application:

* Descente de charges:

- Soit:
- S /surface de plancher revenant à chaque poteau.
 - l /longueur de bardage " " "
 - G /charge permanente " " "
 - P /surcharge d'exploitation " " "

Poteau	S m ²	l.m	G (t)	P (t)	N (t)
2-B	17,82	0	35,7	17,8	74,4
1-B	8,91	4,95	21,2	14,5	35,01
1-A	5,94	5,1	17,7	2,97	28,05
2-A	14,88	3,6	22,5	5,9	37,9

* Predimensionnement:

1) Poteau de file centrale: 2-B

Critère de verification:

$$\sigma = K.N/A \leq \sigma_{en} \quad \Rightarrow \quad A_{nec} \geq K.N/\sigma_{en}$$

. N=74,4 t $\Rightarrow A_{nec} \geq 35,6 \text{ cm}^2$ d'où HEA 160.

verification:

. $\lambda = l_f/i_x = 52,4 \Rightarrow K = 1,333$

. G = 35,6 $\Rightarrow N = 74,2 \text{ t} \Rightarrow K.N/A = 2167 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$;

. P = 17,82

2) Poteau de rive: 2-A

. $A_{nec} = 18,2 \text{ cm}^2$ d'où IPE 160.

verification:

. $\lambda = 52,3 \Rightarrow K = 1,132$

. G = 21,7 $\Rightarrow N = 37,8 \text{ t} \Rightarrow K.N/A = 2129 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$.

. P = 5,9

Conclusion:

File centrale : HEA 160.

File de rive : IPE 160.

ETUDE DE LA DALLE

O=O=O=O=O=O=O=O=O=O=

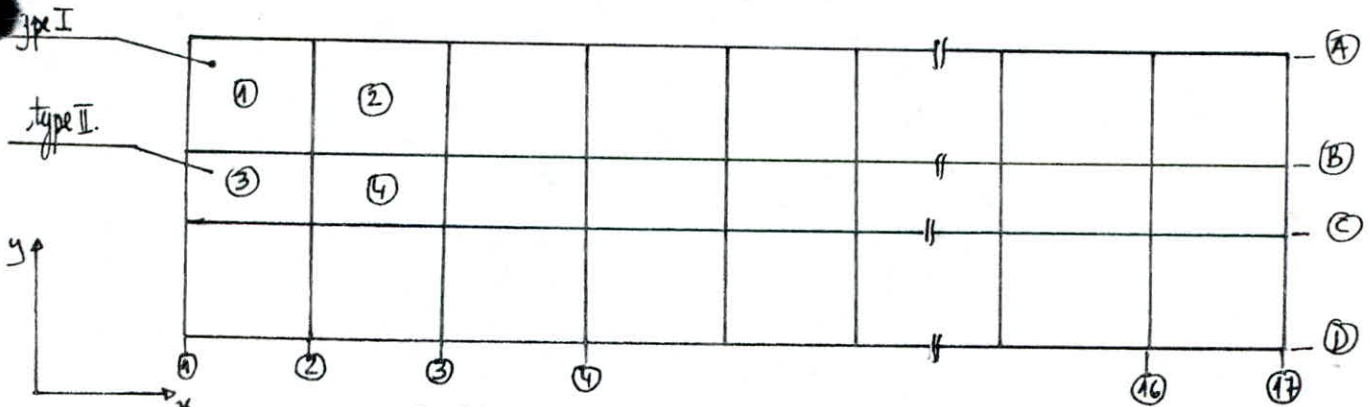
I - Introduction

Les planchers sont des éléments d'ouvrages horizontaux infiniment rigides, ils jouent un double rôle:

1- Cheminement des charges verticales vers les éléments porteurs (poteaux).

2- Du fait de leur grande rigidité, ils transmettent les efforts horizontaux (vent, séisme) aux éléments de contreventement.

II - Determination des efforts



1- Coffrage:

Nous avons deux types de panneau différents:

*Type I : (3,60 x 6,60) m² (entre-axes)

*Type II : (3,30 x 3,60) m²

Pour chaque type de panneau on aura 2 cas à considerer

- *le panneau de rive
- *le panneau intermediaire.

2- Sollicitation:

$$S = G + 1,2 P \quad \text{avec: } G = 730 \text{ daN/m}^2$$

$$P = 400 \text{ daN/m}^2$$

Pour les 2 types de panneau nous avons $0,4 < \rho < 1$, donc nous aurons une dalle continue dans les 2 sens (l_x, l_y).
Le calcul se fera en deux temps:

1ere fois: en considerant la plaque simplement appuyée.

2eme fois: en restituant la continuité.

Remarque: $P < 2G \Rightarrow$ plancher à surcharge modérée.

2-a Dalle simplement appuyée:

$$\begin{cases} M_{0x} = q \cdot \frac{l_y^2}{8} \cdot \frac{1}{k} \\ M_{0y} = q \cdot \frac{l_x^2}{8} \cdot \frac{1}{k} \end{cases} ; \begin{cases} T_{0x} = q \cdot \frac{l_x \cdot l_y^4}{2(l_x^4 + l_y^4)} \\ T_{0y} = q \cdot \frac{l_y \cdot l_x^4}{2(l_x^4 + l_y^4)} \end{cases} \quad \text{ou: } k = 1 + \rho^2 \cdot \frac{1}{\rho^2}$$

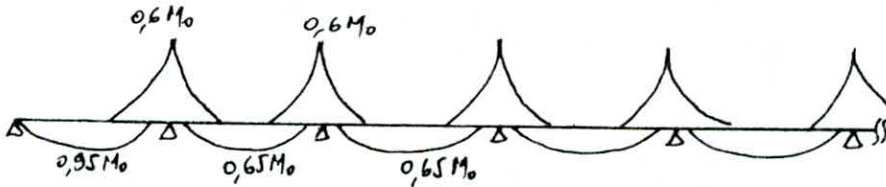
2-b Continuité:

Les calculs précédents ont été fait en considérant la dalle simplement appuyée or on a la continuité sur les quatre côtés du panneau.

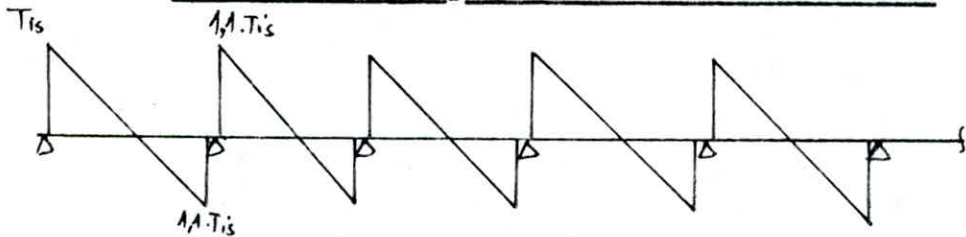
Les moments en travées et sur appuis doivent vérifier (et ceci dans les deux sens):

$$M_t + (M_w + M_e) / 2 \geq 1,25 M_o .$$

* Courbe enveloppe des moments:



* Courbe enveloppe des efforts tranchants:



2- c Applications:

On étudiera le plancher le plus chargé, à savoir le plancher étage.

$$G = 730 \text{ daN/m}^2$$

$$P = 400 \text{ daN/m}^2$$

$$S = G + 1,2 P = \underline{1,21 \text{ t/m}^2} .$$

en prenant une bande de 1m de largeur

$$q = \underline{1,21 \text{ t/ml}} .$$

Type de panneau		l_x (m)	l_y (m)	ρ	Max $\frac{M}{cm^2}$	Max $\frac{M_y}{cm^2}$	T_{ox} $\frac{kg}{cm}$	T_{oy} $\frac{kg}{cm}$	M_x^R	M_y^R	M_x^Y	M_y^Y	T_x^{Max}	T_y^{Max}
Type I	Rue	3,60	6,60	0,55	1,52	0,45	2,15	0,35	1,46	0,43	0,92	0,42	2,37	0,39
	Inter								1,0	0,43	0,92	0,42	2,37	0,39
Type II	Rue	3,30	3,60	0,91	0,69	0,58	1,26	0,97	0,45	0,55	0,42	0,35	1,39	1,07
	Inter								0,45	0,39	0,42	0,35	1,39	1,07

III - Détermination des armatures:

1 - Diamètre des barres utilisées:

$$\phi_x , \phi_y < h_t / 10 \Rightarrow \phi \leq 14 \text{ mm} .$$

2- Disposition des aciers;



-coupe en travée-

-coupe sur appui-

Enrobage:

L'enrobage e doit correspondre à l'un des cas suivants:

$$e = \begin{cases} 1 \text{ cm} & \rightarrow \text{en milieu protégé} \\ 2 \text{ cm} & \rightarrow \text{" à humidité permanente} \\ 4 \text{ cm} & \rightarrow \text{" soumis aux intempéries.} \end{cases}$$

Dans notre cas: milieu protégé: $e = 1 \text{ cm}$

$$d = 1 + \phi/2 = 1,5 \text{ cm.}$$

$$d'où: h_x = h_t - d = \underline{12,5 \text{ cm}}$$

$$z_x = 7/8 \cdot h_x = \underline{10,9 \text{ cm}}$$

$$h_y = h_x - (\phi_x + \phi_y) = \underline{11,5 \text{ cm}}$$

$$z_y = 7/8 \cdot h_y = \underline{10,1 \text{ cm}}$$

3- Verification à l'effort tranchant:

(verification au cisaillement simple)

Critère de verification:

$$\tau_b = T_{\max} / b \cdot z \leq 1,15 \bar{\sigma}_b$$

$$\cdot \tau_b = 2,17 \text{ daN/cm}^2$$

$$\cdot 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,8 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_b < 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b$$

4 - Ferraillage:

$$A = M / (z \cdot \bar{\sigma}_a)$$

avec $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ daN/cm}^2$

type		$3x$	$3y$	M_e^x	M_e^y	M_d^x	M_d^y	A_{e,cm^2}^x	A_{e,cm^2}^y	A_{d,cm^2}^x	A_{d,cm^2}^y
Type I	Rive	10,9	10,1	1,46	0,43	0,92	0,42	4,76	1,52	3,01	1,47
	Inter			1,0	0,43	0,92	0,42	3,26	1,52	3,01	1,47
Type II	Rive	10,9	10,1	0,45	0,55	0,42	0,35	1,47	1,96	1,37	1,24
	Inter			0,45	0,38	0,42	0,35	1,47	1,34	1,36	1,24

5- Entraxes max des armatures:

direction	charges réparties
la plus sollicitée	$\leq 3h$ et 33cm
h	$\leq 4h$ et 45cm

Nous devons avoir: $e^x \text{ max} \leq \min(28; 33 \text{ cm}) \Rightarrow e^x = 25 \text{ cm}$
 $e^y \text{ max} \leq \min(56; 45 \text{ cm}) \Rightarrow e^y = 45 \text{ cm}.$

6- Nombre minimal de barres / ml.

6-a Armatures principales:

$$n_x^{\min} = 100 / e^x + 1 = 5 \Rightarrow n_x \geq 5 \text{ barres}$$

$$n_y^{\min} = 100 / e^y + 1 = 3,2 \Rightarrow n_y \geq 4 \text{ barres}$$

7- Entraxe effectif des barres:

Soit n le nombre de barres/ml alors

$$t = 100 / (n-1).$$

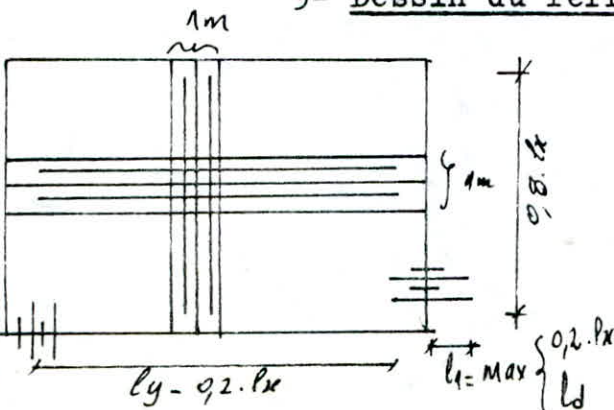
8- Choix des aciers:

type		A_t^x	A_t^y	A_a^x	A_a^y
I	Rive	10T8	6T6	6T8	6T6
	Inter	7T8	6T6	6T8	6T6
II	Rive	6T6	7T6	6T6	6T6
	Inter	6T6	6T6	6T6	6T6

Entraxe:

nombre de barres	10	7	6
t (cm)	10	15	20

9- Dessin du ferrailage:



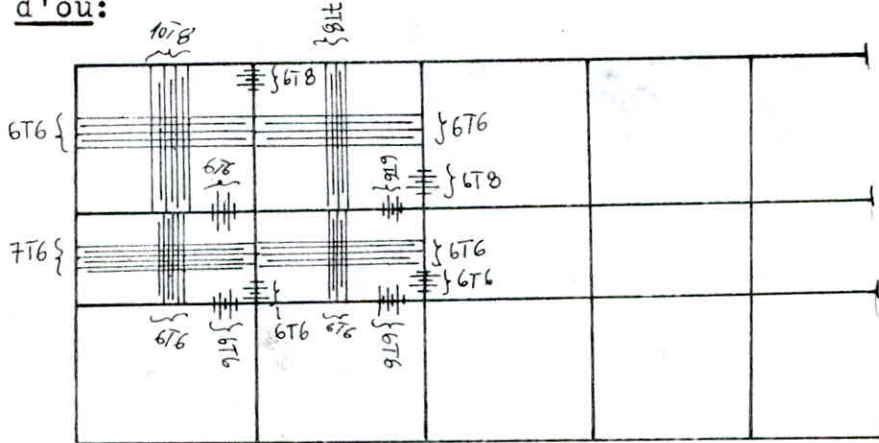
$$l_d = \phi_{\max} \cdot \sigma_a / (4 \cdot \tau_d).$$

avec: $\tau_d = 1,25 \psi_d^2 \cdot \sigma_b = 1,66 \text{ daN/cm}^2$

$$l_d = \phi_{\max} \cdot 42.$$

- type		l_x (cm)	l_y (cm)	l_d	q_{1x}	q_{1y}	q_{2x-2y}	l_{1cm}	l_{2cm}
I	Rive	360	660	42	72	288	588	72	42
	Inter								
II	Rive	330	360	30	66	264	294	66	33
	Inter								

d'où:



IV - Verifications

1- Condition de non fragilité:

$$A \geq \max [A_0, \min (A_1 , A_2)]$$

où: A_0 : section d'armatures calculée pour équilibrer les sollicitations du 1er genre.

A_1 : section A_0 majorées de 20 % (pour résister aux sollicitations majorées de 20 %).

A_2 : armatures qui peuvent équilibrer la sollicitation de fissuration du béton supposé non armé et non fissuré.

On considère le cas du panneau I - travée de rive:

$$A_0 : A_{0x} = 4,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{0y} = 1,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_1 : A_1 = 1,2 A_0$$

$$A_{1x} = 5,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{1y} = 1,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_2 : A_{2x} = b \cdot h_x \cdot 0,69 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_e} \cdot (2 - \rho) / 2 = 1,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{2y} = b \cdot h_y \cdot 0,69 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_e} \cdot (1 + \rho) / 2 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Verification:

-(1) A_x ?

$$\text{MAX} (A_{ox}, \min(A_{1x}, A_{2x})) = A_{ox} = 4,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_x = 10 \text{ T } 8 = 5,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{-verifié-}$$

-(2) A_y ?

$$\text{MAX} (A_{oy}, \min(A_{1y}, A_{2y})) = A_{oy} = 1,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y = 6 \text{ T } 6 = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{- verifié-}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2- Verification de la flèche:

Nous étudierons le panneau ayant la plus grande portée ainsi que le plus grand moment en travée.

$$l_x = 3,30 \text{ m}$$

$$A = 10 \text{ T } 8 = 5,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Critère de verification:

$$f_{\text{max}} = f_{g\infty} + f_{q0} - f_{g0} \leq \bar{f}$$

- où:
- * $f_{g\infty}$: flèche due à la déformation instantanée et différée sous l'effet des charges permanentes
 - * f_{q0} : flèche instantanée sous les charges (l'ensemble des charges)
 - * f_{g0} : " " " " " " " " permanentes.
 - * $f_q - f_{g0}$: flèche due aux surcharges d'exploitation

On a:

$$* \bar{f} = 1/500 = 360/500 = \underline{0,72 \text{ cm}}$$

$$* f_{g\infty} = M_g \cdot l_x^2 / (10 \cdot E_v \cdot I_{fv}) = \underline{0,61 \text{ cm}}$$

$$* f_{g0} = M_g \cdot l_x^2 / (10 \cdot E_i \cdot I_{fi}) = \underline{0,27 \text{ cm}}$$

$$* f_{q0} = M_q \cdot l_x^2 / (10 \cdot E_i \cdot I_{fi}) = \underline{0,36 \text{ cm}}$$

d'où:

$$f_{\text{max}} = 0,70 \text{ cm} < \bar{f} = 0,72 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

PLANCHER COLLABORANT

ETUDE DE LA POUTRE MIXTE

o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o

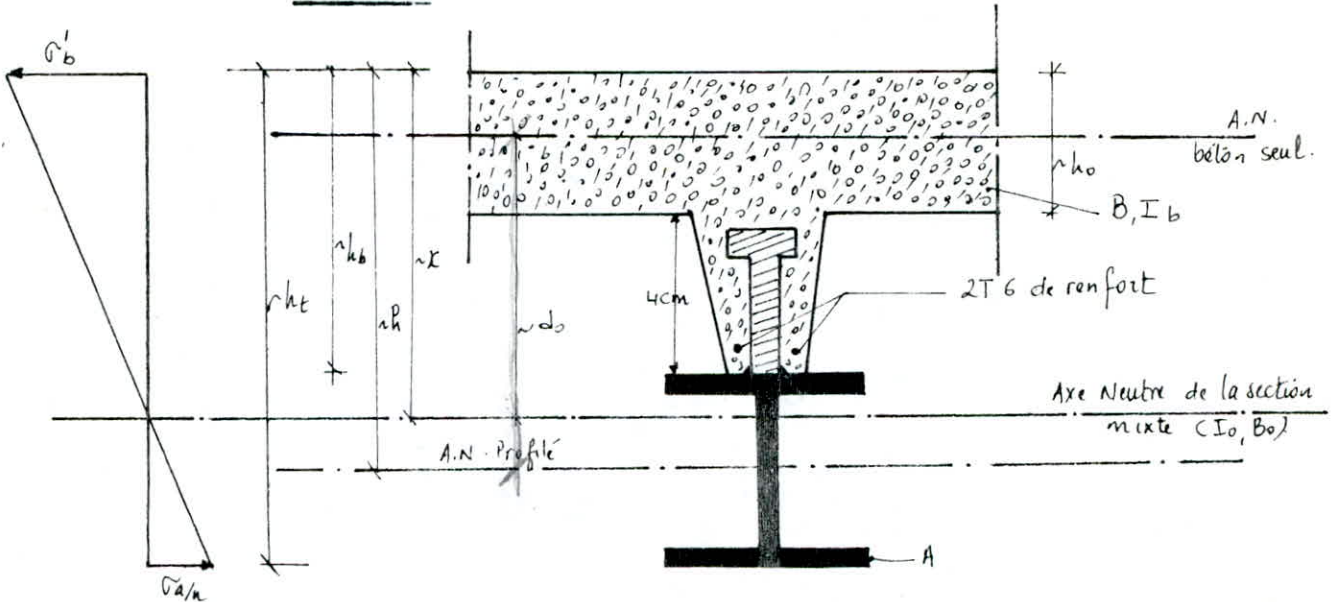
I - Introduction

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

Le béton joue, dans ce cas un rôle actif dans la résistance de de l'ouvrage ainsi pour obtenir un taux de travail maximum dû à l'association d'éléments en acier et béton, il est indispensable de s'assurer qu'ils travaillent solidairement et qu'aucun glissement n'est possible au droit de leur jonction.

II - Plancher collaborant

1 - Schema:



2 - Relation entre les différents paramètres:

- * $h = h_0/2 + d_0$
- * $B = b \cdot h_0$
- * $B_0 = B + nA = bh_0 + nA$
- * $I_b = b h_0^3/12$

3 - Axe neutre de la section mixte

3-a L'axe neutre passe en dessous de la section du béton seul.

$$\frac{B}{n \cdot A} \leq 2 \cdot \frac{(h - h_0)}{h_0} \Rightarrow x = \frac{h_0}{2} + \frac{d_0 \cdot n \cdot A}{B_0}$$

3-b L'axe neutre passe dans la dalle.

$$\frac{B}{nA} > \frac{2(h-h_0)}{h_0} \Rightarrow x = \frac{2R}{1 + \sqrt{1 + 2 \frac{b.R^2}{nA}}}$$

4 - Largeur de la dalle collaborante:

$$b = \min \left\{ \begin{array}{ll} l'/2 & l': \text{entraxe des poutres} \\ l/10 & l: \text{portée de la poutres} \\ 3/4 \text{ de la distance de la section considérée} & \\ & \text{à l'appui le plus proche.} \end{array} \right.$$

5 - Connecteurs:

La transmission des forces de glissement de la poutre vers le béton se fait par des connecteurs.

Il existe plusieurs types de connecteurs qui sont classés suivant leur capacité, dont on cite

5-a Goujons à tête cylindrique:

de capacité: $\bar{Q} = 42 \cdot d \cdot \sqrt{d \cdot \sigma'_j}$ où d: diamètre du goujon

5-b Cornières:

de capacité $\bar{Q} = 40 (2 + \sqrt{d}) \sqrt{db \sigma'_j}$ où b: largeur de la cornière
d; épaisseur

On utilise des goujons à tête cylindrique:

* Espacement des connecteurs:

$$t_c < 10 h_0$$

* Conditions:

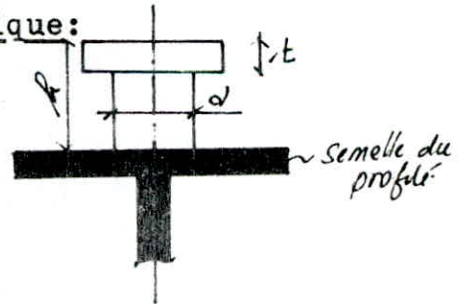
• $\sigma'_j = 270 \text{ daN/cm}^2$

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

• $0,6d \leq t \leq d$

• $h \geq 4d$

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



6 - Action de l'effort tranchant:

L'effort tranchant provoque un effort de glissement de la dalle sur la poutre/unité de longueur: T_1 :

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

si $x \geq h_0$.

où:

- $S^* = d_o \cdot nA \cdot B/B_o$: moment statique/à l'axe neutre d'une partie de la section mixte acier-béton situé d'un côté de la ligne de contact.
 - $I_o = I_b + nI_a + S^* \cdot d_o$: moment d'inertie de la section homogénéisée/A.N de la section mixte.
- avec : $I_b = b \cdot h_o^3 / 12$.

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

- $T = q \cdot l / 2,4$: agissant sur une distance (0,3 l) à partir de chaque appui et tendant à faire glisser le béton vers l'appui.

III - Applications

On considère, la aussi le cas du plancher étage.

1- Poutre transversale de rive (2.A.B)

- $G = 730 \text{ kg/m}^2$; $l = 6,60 \text{ m}$; profilé: HEA360: $A = 142,8 \text{ cm}^2$
- $P = 400 \text{ kg/m}^2$; $l' = 3,60 \text{ m}$; $I_x = 33090 \text{ cm}^4$
- $h_o = 14 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$
- $h_b = 18 \text{ cm}$
- $h_t = 53 \text{ cm}$
- $b = \min \begin{cases} 3,6/2 = 1,8 \text{ m} \\ 6,6/10 = 66 \text{ cm} \end{cases}$; $b = 66 \text{ cm}$.
- $h = 35,5 \text{ cm}$.

$$\left. \begin{aligned} \cdot \frac{B}{nA} = \frac{b \cdot h_o}{nA} = 0,43 \\ \cdot \frac{2(h-h_o)}{h_o} = 3,1 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{B}{nA} < \frac{2(h-h_o)}{h_o}$$

d'où $X = h_o/2 + d_o \cdot nA/B_o = 27 \text{ cm}$.

Espacement des connecteurs:

$t_c \leq 10 h_o$

on prend 32 connecteurs espacés de $t_c = 20 \text{ cm}$.

$t_c \leq 140 \text{ cm}$

Conditions d'application

- $1 \leq d \leq 3,2$
- $0,6d \leq t \leq d = 1,2$
- $h \geq 4d = 4,8 \text{ cm} \Rightarrow$
- $1,2d \leq \phi \leq 1,4 \cdot d$
- $1,44 \leq \phi \leq 1,68$

- $d = 1,2 \text{ cm}$
- $t = 1 \text{ cm}$
- $h = 5 \text{ cm}$
- $\phi = 1,5 \text{ cm}$

2- Poutre transversale intermédiaire (2.B.C).

$h_0 = 14 \text{ cm}$, profilé: <u>IPE 220</u> ;	$A = 33,4 \text{ cm}^2$
$h_b = 18 \text{ cm}$		$I_x = 2772 \text{ cm}^4$
$h_t = 40 \text{ cm}$	$l = 3,30 \text{ m}$	
$h = 29 \text{ cm}$	$l' = 3,60 \text{ m}$	
$d_0 = 22 \text{ cm}$		
$b = 33 \text{ cm}$	} 1 ^{er} Cas:	$\frac{B}{nA} = 0,92$
$B = 462 \text{ cm}^2$		$2 \frac{(h-h_0)}{h_0} = 2,14$
$B_0 = 963 \text{ cm}^2$		

d'où $X = 18,45 \text{ cm}$.

Espacement des connecteurs:

On prend 10 connecteurs espacés de $t_c = 30 \text{ cm}$ même caractéristiques que précédemment.

3- Poutre longitudinale (B.1.2).

$h_0 = 18 \text{ cm}$, profilé: <u>IPE 270</u> ;	$A = 45,9 \text{ cm}^2$
$h_b = 18 \text{ cm}$		$I_x = 5790 \text{ cm}^4$
$h_t = 45 \text{ cm}$	$l = 3,60 \text{ m}$	
$h = 31,5 \text{ cm}$	$l' = 4,95 \text{ m}$	$h = 27 \text{ cm}$
$d_0 = 22,5 \text{ cm}$		
$b = 36 \text{ cm}$	} = D 1 ^{er} Cas	$\frac{B}{nA} = 0,94$
$B = 648 \text{ cm}^2$		$2 \frac{(h-h_0)}{h_0} = 1,5$
$B_0 = 1336,5 \text{ cm}^2$		

d'où $X = 20,6 \text{ cm}$.

Espacement des connecteurs:

On prend 7 connecteurs par travées espacés de $t_c = 45 \text{ cm}$. même caractéristiques que précédemment.

IV - Verification à l'effort tranchant

L'effort tranchant revenant à chaque goujon est $T_1^* = T_1 \cdot t$, on doit vérifier que la résistance du connecteur est supérieure^c à T_1^* ;

soit $\bar{Q} \geq T_1^*$

Profils	l	d	I _a	h ₀	b	A	B	B ₀	d ₀	S*	I _b	I ₀	T	T ₁	t	T ₁ *	Q	Observations
- poutre transversale - - Rue - HEA 360	6,6	1,2	33090	14	66	142,8	924	3066	28,5	10397,7	15092	104.105	2196	388	20	776	907,2	Vérifié.
- poutre transversale - - Inter - IPE 230	33	1,2	2772	14	33	33,4	462	963	22	5288,8	7576	77.105	549	17	30	510	907,2	-4-
- poutre longitudinale - IPE 270	36	1,2	5790	18	36	45,9	648	1336,5	22,5	7510,9	17496	77.105	653,4	18,2	45	819	907,2	-1-

Conclusion: La résistance des connecteurs est vérifiée.

ETUDE AU VENT
=0=0=0=0=0=0=0=

I - Introduction

L'etude au vent est faite le reglement en vigueur à savoir le NV 65 (neige et vent 65).

Deux types de vent sont à considerer:

- vent normal V_n
- vent exceptionnel V_e , avec $V_e = 1,75.V_n$.

1- Direction du vent:

Pour le calcul des constructions, on suppose que la direction d'ensemble moyenne du vent est horizontale et de surcroit perpendiculaire aux parois.

2- Exposition des surfaces:

Si on eclaire notre construction par un faisceau de rayons lumineux parallèles à la direction du vent alors:

- les surfaces éclairées (respectivement exposées au vent) sont dites "au vent"
- les surfaces non éclairées sont dites "sous vent".

3- Caracteristiques:

.La construction est constituée par deux blocs accolés à toiture unique.

.La base au niveau du sol est un rectangle de longueur a et de largeur b.

$$\begin{cases} a = 57,6 \text{ m} \\ b = 16,5 \text{ m} \end{cases}$$

.La hauteur du batiment est de $h=6,86 \text{ m}$.

II - Pression dynamique: (NV.art 2.92)

$$Q_f = (46+0,7h).K_r.K_s. \zeta. \beta \quad (\text{daN/m}^2)$$

- Kr:coefficient de region:

Zone II : pression normale: $K_r=1,4$
pression extreme: $K_r=2,45$

- Ks:coefficient de site:

Site normale en region II: $K_s=1$

- :effet de dimensions:

La plus grande dimension de la surface afférente offerte au vent, à l'element considéré dans le calcul est: $(3,3+6,6)/2 = 4,95 \text{ m}$.

d'où: $\beta = 0,87$.

- coefficient de majoration: tenant compte de l'effet des actions dynamiques parallèles à la direction du vent, comme on n'est pas dans ce cas alors $\beta = 1$.

d'où: $Q_f = 61,9 \text{ daN/m}^2$.

* Modifications des pressions dynamiques de base (Art 1.241)

Pour des constructions dont la hauteur varie de 0 à 10 m, on adopte une pression constante égale à celle regnant à 10 m.

Region II: $q_h = 70 \text{ daN/m}^2$ d'où: $Q_f = 70 \text{ daN/m}^2$.

III - Actions statiques exercées par le vent

$$C = C_e - C_i$$

avec: - C_e : actions extérieures indépendantes des ouvertures
 - C_i : actions intérieures dépendant de la perméabilité μ , où

$$\mu = \frac{\text{surface des ouvertures sur la face}}{\text{surface totale de la face}}$$

1- Calcul de λ : rapport des grandeurs:

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_a = h/a = 0,119 \\ \lambda_b = h/b = 0,415 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} \gamma_{0a} = 0,95 \\ \gamma_{0b} = 0,85 \end{array}$$

2- Calcul de μ :

C'est une structure à conditionnement d'air donc

- . pour les faces (1), (2), (3): $\mu < 5\%$
 - . pour la face (4), on a une porte de $2 \times 2 \text{ m}^2$
- $$\mu = 2 \times 2 \times 100 / (16,5 \times 6,86) = 3\% < 5\%$$

Donc la construction est fermée, donc il n'y a pas lieu de faire des interpolations.

3- Parois verticales:

3-a Actions extérieures:

- . $C_e = 0,8$ face au vent.
- . $C_e = -(1,3 \gamma_0 - 0,8)$ sous vent.

3-b Actions intérieures:

- . $C_i = 0,6(1,8 - 1,3 \gamma_0)$ surpression.
- . $C_i = -0,6(1,3 \gamma_0 - 0,8)$ dépression.

Remarque: Dans le cas de construction à conditionnement d'air les faces intérieures sont toujours soumises à une légère surpression, cependant pour plus de sécurité, en particulier en cas de bris de vitre on pourra prendre:

- . $C_i = 0,6(1,8 - 1,3 \gamma_0)$ surpression.
- . $C_i = -0,3(1,3 \gamma_0 - 0,8)$ dépression.

4- Parois horizontales:

. $C_e = -0,5$

Par mesure de simplification on ne tient compte des pressions différentielles sur les planchers pour le calcul de ceux-ci, mais on tient compte de la pression intérieure pour le calcul des planchers terrasses.

5- Application:

. $Q_f = 70 \text{ daN/m}^2, \gamma_{oq} = 0,95, \gamma_{ob} = 0,85.$

5-a Parois verticales:

		"	<u>au vent</u>	"	<u>sous vent</u>
. <u>Long_pan:</u>	{	$C_i = 0,34$	"	"	"
		$C_e = 0,8$	"	"	$C_e = -0,435$
		$C_i = -0,2$	"	"	"
<hr/>					
. <u>Pignon:</u>	{	$C_i = 0,42$	"	"	"
		$C_e = 0,8$	"	"	$C_e = -0,305$
		$C_i = -0,2$	"	"	"

5-b Parois horizontales:

. $C_e = -0,5$
 . $C_i = \begin{cases} 0,42 & \text{surpression} \\ -0,2 & \text{depression} \end{cases}$

6- Actions resultantes unitaires sur les parois:

$C = C_e - C_i ;$

Les differents cas defavorables sont:

- . Long_pan: $C = \begin{cases} 1 & \text{surpression (resistance, rigidité)} \\ -0,775 & \text{depression (deversement)}. \end{cases}$
- . Pignon : $C = \begin{cases} 1 & \text{surpression} \\ -0,725 & \text{depression} \end{cases}$
- . Plancher terrasse: $C = -0,92.$

IV - Action globale du vent: q .

$q = Q_f \cdot C$;

- 1- *Face au vent: $q = 70 \text{ daN/m}^2.$
- *Face sous vent: $q = 70 \text{ "}$.

2- Surface transversale du batiment/ml:

- . $L_y = 16,5 \text{ m}$ d'où $*q_{nt} = q \cdot L_y = 1,2 \text{ t/ml.}$
 $*q_{et} = 1,75 \cdot q_{nt} = 2,02 \text{ t/ml.}$

3- Surface longitudinale du batiment/ml:

- . bloc A: $L_x = 25,2 \text{ m}$ d'où $*q_{nl} = 1,8 \text{ t/ml.}$
 $*q_{el} = 3,15 \text{ t/ml.}$
- . bloc B: $L_x = 32,4 \text{ m}$ d'où $*q_{nl} = 2,3 \text{ t/ml.}$
 $*q_{el} = 4,03 \text{ t/ml.}$

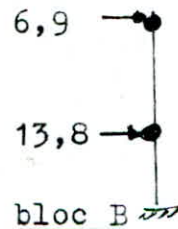
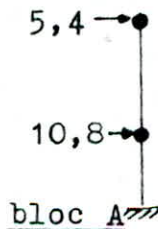
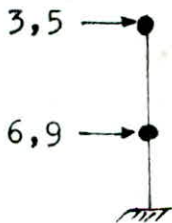
4- Pour pouvoir faire l'analogie avec le seisme, on concentre les forces reparties precedentes sur les differents planchers qui sont supposés infiniment rigides dans leurs noeuds.

4-a Face transversale:

- . terrasse: $F_T = q_{et} \cdot h_1/2 = 2,02 \cdot 1,72 = 3,5 \text{ t.}$
- . étage: $F_E = q_{et} \cdot (h_1+h_2)/2 = 2,02 \cdot 3,43 = 6,9 \text{ t.}$

4-b Face longitudinale:

- . bloc A: $F_T = 5,4 \text{ t.}$
 $F_E = 10,8 \text{ t.}$
- . bloc B: $F_T = 6,9 \text{ t.}$
 $F_E = 13,8 \text{ t.}$



-sens trans-

-sens long-

ETUDE AU SEISME

O=O=O=O=O=O=O

I - Introduction

Une grande partie de l'Algerie est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques, l'intensité de ces secousses est suffisante pour causer d'importants dommages (ou ruines) aux constructions. Il est donc nécessaire que celle-ci soit conçues et réalisées de manière à résister à ces effets.

II - Principe de calcul

Nous appliquerons le règlement parasismique en vigueur en ALgerie qui est le RPA 81 (version 83).

Ce règlement est issu d'analyses d'observations sur la sismicité en Algerie.

L'étude peut se faire selon deux méthodes:

- * Methode statique
- * Methode dynamique

1- Methode statique:

C'est une methode pseudo-dynamique qui consiste à considerer la structure comme soumise à un effort tranchant V à sa base.

2- Methode dynamique

C'est une methode plus exacte, basée sur l'utilisation d'accélérogrammes ou de spectre de reponse adaptés au site de la construction.

Nos calculs seront effectués par la methode statique car nous verifions toutes les conditions données par le RPA 81 à savoir:

- $h < 45$ m (zone II)
- forme en plan du bâtiment est:
 - * simple
 - * symétrique
- pas de décrochement
- la structure ne présente pas plusieurs degrés de liberté dans un même plan horizontal, pour chacune des directions étudiées.
- la rigidité de 2 niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction.

III - Action sismique

Le RPA permet sous les conditions citées precedemment de calculer la structure par la methode statique, la valeur de l'effort tranchant est donnée par:

$$V = A.D.B.Q.W \quad ;$$

où:

1- A: coefficient d'acceleration de zone:

. groupe d'usage : I	}	<u>A = 0,25</u>
. zone sismique : II		

2- B: facteur d'amplification dynamique moyen:

- . type structure : ossature métallique
- . nature contreventement: palées de stabilité

$$\underline{B = 0,25}$$

3- Q: facteur de qualité:

$$Q = 1 + \sum P_q \quad (P_q : \text{depend du critère de pénalité } q)$$

Q:fonction de

- l'hyperstaticité.
- surabondance en plan.
- symetrie en plan
- regularité en elevation
- qualité du contrôle
- " des materiaux.

d'où:

* bloc A : sens trans : Q = 1,4 .
 sens long : Q = 1,3 .

* bloc B : sens trans : Q = 1,4 .
 sens long : Q = 1,3 .

4- W: poids de la structure:

	<u>bloc A</u>	<u>bloc B</u>
<u>terrasse</u>	284,1	363,2
<u>etage</u>	447,4	571,1
<u>demi poteaux inferieurs</u>	25,5	30,1

$$W = 757 \text{ t} \quad W = 964,4 \text{ t}$$

5- D: facteur de comportement de la structure:

calcul de la periode:

$$T = 0,10 \cdot H / \sqrt{L} \quad \text{où: } H : \text{hauteur du batiment.}$$

$$L : \text{dimension du batiment}$$

$$\text{dans le sens du seisme.}$$

* bloc A:

$$\begin{cases} \text{trans} & T_t = 0,185 < 0,5 \text{ s} & D_t = 2 \\ \text{long} & T_l = 0,135 < 0,5 \text{ s} & D_l = 2 \end{cases}$$

* bloc B:

$$\begin{cases} T_t = 0,185 < 0,5 \text{ s} & D_t = 2 \\ T_l = 0,119 < 0,5 \text{ s} & D_l = 2 \end{cases}$$

1- Calcul de la force sismique minimum:

* bloc A:

$$\begin{cases} \text{trans} & V_y = 132,5 \text{ t.} \\ \text{long} & V_x = 123,0 \text{ t.} \end{cases}$$

* bloc B:

$$\begin{cases} \text{trans} & V_y = 168,8 \text{ t.} \\ \text{long} & V_x = 156,7 \text{ t.} \end{cases}$$

2- Distribution en hauteur des forces latérales:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad (\text{RPA 3-3-5})$$

où F_t : force concentrée au sommet de la structure.

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

$$F_K = ((V - F_t) \cdot W_K \cdot h_K) / \left(\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i \right)$$

où:

F_K : effort horizontal en K

W_K : charge au niveau K.

d'où:

bloc A:

				Trans.	long.
niveau	$W_K (t)$	$h_K (m)$	$W_K \cdot h_K [tm]$	$F_K (t)$	$F_K (t)$
2	284,1	6,86	1948,2	74,2	68,9
1	447,4	3,42	1530,2	58,3	54,1
			$\Sigma = 3478,4$		

bloc B:

niveau	$W_k(t)$	$h_k(m)$	$W_k \cdot h_k(m)$	Trans.	long.
				$F_k(t)$	$F_k(t)$
2	363,2	6,86	2491,6	94,6	87,8
1	571,1	3,42	1953,2	74,2	68,9
			$\Sigma: 4444,8$		

3- Repartition des forces sismiques sur chaque palées:

3-a Introduction: Dans les systèmes hyperstatiques, la distribution des efforts horizontaux sur les différents contreventements ne peut pas être faite par les seules considérations d'équilibres.

Pour cela, on fait intervenir des conditions supplémentaires de compatibilité des déformations dans les différents contreventements.

3-b Hypothèses simplificatrices:

- plancher infiniment rigide horizontalement
- inertie constante des contreventement verticaux sur toute la hauteur ou qui varie pour chacun d'entre eux dans le même rapport, (elle est nécessaire pour pouvoir admettre que la distribution des efforts horizontaux sur les différents contreventements est la même à chaque niveau de la construction).

3-c Distribution:

L'effort H de l'étage considéré sera distribuée sur les différents contreventements suivant les formules ci-dessous:

$$R_{iy} = H_y \cdot I_{xi} \cdot \left(\frac{1}{\sum I_{xi}} + \frac{e \cdot X_i}{\sum I_{xi} \cdot X_i^2} \right) .$$


$$R_{ix} = H_x \cdot I_{yi} \cdot \left(\frac{1}{\sum I_{yi}} + \frac{e \cdot Y_i}{\sum I_{yi} \cdot Y_i^2} \right) .$$

où:


- R_i : effort revenant à la palée i .
- X_i, Y_i : coordonnées des palées dans (C_T, X, Y)
- e : excentricité (dans notre cas nous avons un bloc symétrique donc le centre de torsion est confondu avec le centre de masse alors on prendra une excentricité accidentelle $e_x = e_y = 5\% \cdot L_{max}$)

I_x, I_y : inerties equivalentes des palées de stabilités
(voir CM 66 3,421, pièces composées à treillis)


* sens long: type 1

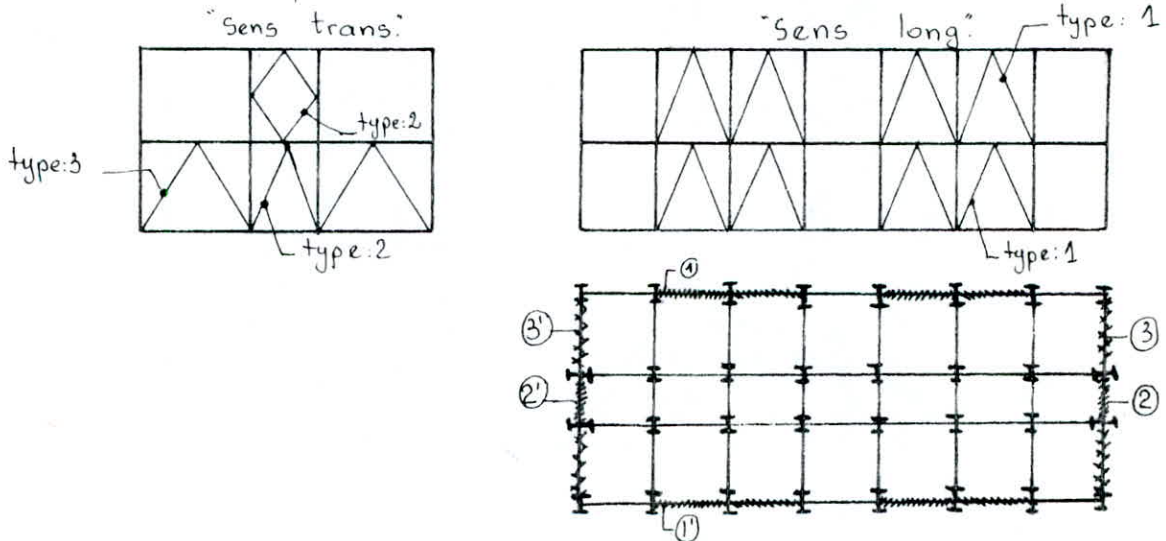
 $I_e^y = 2.A(1/2)^2 + 2.I_y = 251,54.10^{-4} \text{ cm}^4$

* sens trans: type 2

 $I_e^x = 2.A(1/2)^2 + 2.I_y = 211,39.10^{-4} \text{ cm}^4$

type 3

 $I_e^x = 2.A(1/2)^2 + I_x + I_y = 845,29.10^{-4} \text{ cm}^4$



Resultats:

* bloc A:

		I_x [10^{-4} m^4]	I_y [10^{-4} m^4]	X [m]	Y [m]	$I_x \cdot x^2$ (m^6)	$I_y \cdot y^2$ (m^6)	e (m)	ΣI_x (10^{-4} m^4)	ΣI_y (10^{-4} m^4)	$\Sigma I_x \cdot x^2$ (m^6)	$\Sigma I_y \cdot y^2$ (m^6)	H_x [t]	H_y [t]	R_y [t]	R_x [t]
Etage	1		251,55		6,99		1,229	1,26		2012,4		14,02	68,9			9,70
	1'		"		9,51		2,275	"		"		"	"			10,09
	2	211,39		11,34		2,718		"	422,8		6,78			74,2	40,38	
	2'	"		13,86		4,061		"	"		"			"	41,11	
R.D.C.	1		251,55		6,99		1,229	"		2012,4		14,02	54,1			7,61
	1'		"		9,51		2,275	"		"		"	"			7,92
	2	211,39		11,34		2,718		"	422,8		6,999			58,3	3,52	
	2'	"		13,86		4,061		"	"		"			"	3,59	
	3	845,29		11,34		10,870		"	3803,9		"			"	14,09	
	3'			13,86		16,238		"				"		"	14,35	

* bloc B:

		I_x ($10^4 m^4$)	I_y ($10^4 m^4$)	X (m)	Y (m)	$I_x \cdot X^2$ (m^6)	$I_y \cdot Y^2$ (m^6)	e (m)	ΣI_x ($10^4 m^4$)	ΣI_y ($10^4 m^4$)	$\Sigma I_x \cdot X^2$ (m^6)	$\Sigma I_y \cdot Y^2$ (m^6)	$H_x^{(t)}$	$H_y^{(t)}$	$R_{y,t}$	$R_{x,t}$
Etagé	1	/	251,55	/	6,99	/	1,229	1,62	/	2012,4	/	14,06	87,8	/	/	12,80
	1'	/	"	/	9,51	/	2,275	"	/	"	/	"	"	/	/	13,45
	2	211,39	/	14,58	/	4,494	/	"	422,8	/	11,206	/	94,6	51,42	/	/
	2'	"	/	17,82	/	6,713	/	"	"	/	"	/	"	52,66	/	/
R.D.C.	1	/	251,55	/	6,99	/	1,229	"	2012,4	/	14,06	68,9	/	/	/	19,04
	1'	/	"	/	9,51	/	2,275	"	"	/	"	"	"	/	/	19,54
	2	211,39	/	14,58	/	4,494	/	"	422,78	100,899	/	/	74,2	4,45	/	/
	2'	"	/	17,82	/	6,713	/	"	"	"	/	"	"	4,58	/	/
	3	845,30	/	14,58	/	35,938	/	"	3803,95	"	"	/	"	17,95	/	/
	3'	/	/	17,82	/	53,685	/	"	"	"	"	/	"	18,27	/	/

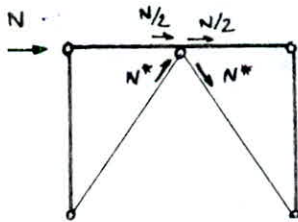
IV - Predimensionnement des diagonales:

Elles sont dimensionnées en compression simple.

Soit $\lambda = 100$ d'où $K = 1,89$

Critère de dimensionnement:

$$A \geq K \cdot \frac{N^*}{\sigma_{en}}$$



		Bloc A.				Bloc B.			
		$N(t)$	$N^*(t)$	$A^c_{[cm^2]}$	choix Γ	$N(t)$	$N^*(t)$	$A^c_{[cm^2]}$	choix Γ
Sens trans.	étage - 2	20,56	29,70	23,40	80x80x8	26,33	38,03	29,96	90x90x9
	R.D.C. 2	4,08	9,38	7,40	45x45x45	5,21	11,90	9,38	50x50x5
	3	16,31	23,42	18,46	70x70x7	20,78	29,92	23,56	80x80x8
Sens long.	étage 1	5,05	10,90	8,58	50x50x5	6,73	14,52	11,44	60x60x6
	R.D.C. 1	9,00	19,32	15,22	70x70x7	11,98	25,72	20,26	80x80x8

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{Hx} = 0,175 \\ W_1 = 363,2 \text{ t} \\ W_2 = 571,1 \text{ t} \\ F_1 = 94,6 \text{ t} \\ F_2 = 74,2 \text{ t} \\ b = l_x/2 = 5 \text{ m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_r = 3853,2 \text{ t.m} \\ M_c = 902,72 \text{ t.m} \\ H.z = 236,3 \text{ t.m} \quad (z=1,4 \text{ m}) \end{array} \right.$$

verification: $M_r > 1,5 \cdot (M_c + H.z) = 1139,02 \text{ t.m}$.

batiment stable dans le sens trans.

2- Sens long:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{Hy} = 0,1625 \\ W_1 = 363,1 \\ W_2 = 571,1 \\ F_1 = 87,8 \\ F_2 = 68,9 \\ b = 16,4 \text{ m} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} M_r = 12831,2 \text{ t.m} \\ M_c = 837,9 \text{ t.m} \\ H.z = 219,4 \text{ t.m} \end{array}$$

Verification: $M_r > 1,5 \cdot (M_c + H.z)$

batiment stable dans le sens long.

3- Conclusion:

Le batiment sera stable vis-à-vis du renversement dû au seisme suivant les deux axes principaux.

ETUDE DES PORTIQUES

ELEMENTS DE REDUCTION

o=o=o=o=o=o=o=o=o=o=o=o

I - Methode utilisée

Le calcul des systèmes à haut degré d'hyperstaticité par les méthodes des forces ou de cross est très laborieux, il est donc nécessaire de disposer d'un procédé de calcul dans lequel l'introduction d'inconnues nouvelles permet de réduire d'une manière essentielle les inconnues dans les systèmes d'équations à résoudre, c'est ainsi qu'on utilise la méthode des déformations (méthode de rotation) qui fait intervenir les angles de rotation et les déplacements des nœuds.

Ce calcul peut se faire d'une manière automatique en utilisant le programme STRESS.

II - Combinaisons:

Les combinaisons utilisées sont:

- . $4/3(G+T) + 3/2.P$
 - . $G+T+P+1,25E$
 - . $G+T+P+1,2.E$
 - . $0,8(G+T)+E$
- (contravtement P . S)
(structure autostable)

III - Charges et surcharges appliquées

- sens transversal -

		Portique de rive		Portique intermédiaire	
Plancher		G.t/ml	P.t/ml	G.t/ml	P.t/ml
Terrasse	R	0,91	0,46	1,81	0,32
	I	0,62	0,11	1,23	0,22
étage	R	1,2	0,65	2,37	1,3
	I	0,81	0,44	1,61	0,88

Portique de rive	
	Si (t)
(6)	52,66
(2)	18,27
(5)	4,58
(8)	18,27

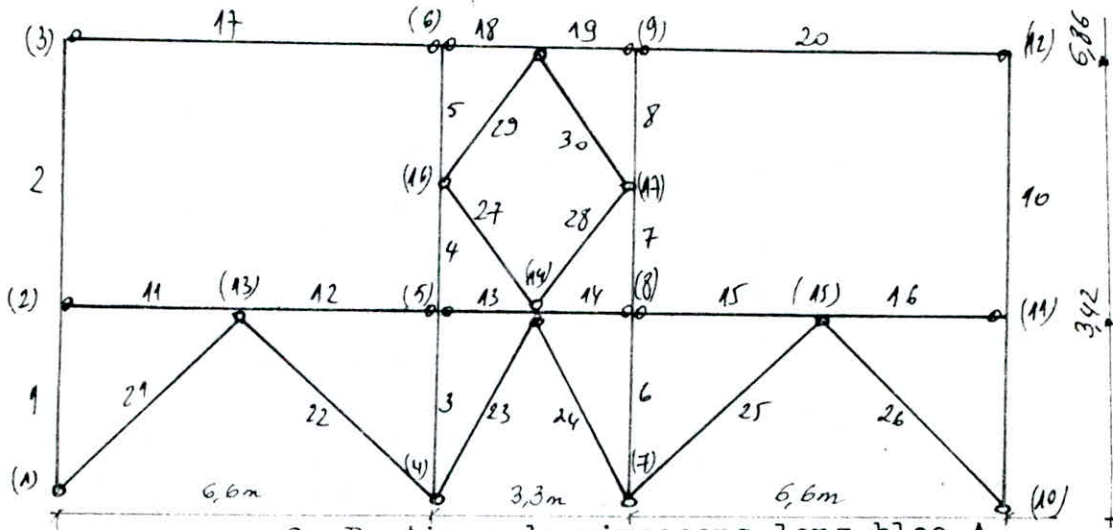
- sens longitudinal -

		portique de rive		portique interme	
plancher		G.t/ml	P.t/ml	G.t/ml	P.t/ml
terrasse	-	0,61	0,12	1,34	0,24
	-	0,88	0,46	1,75	0,86

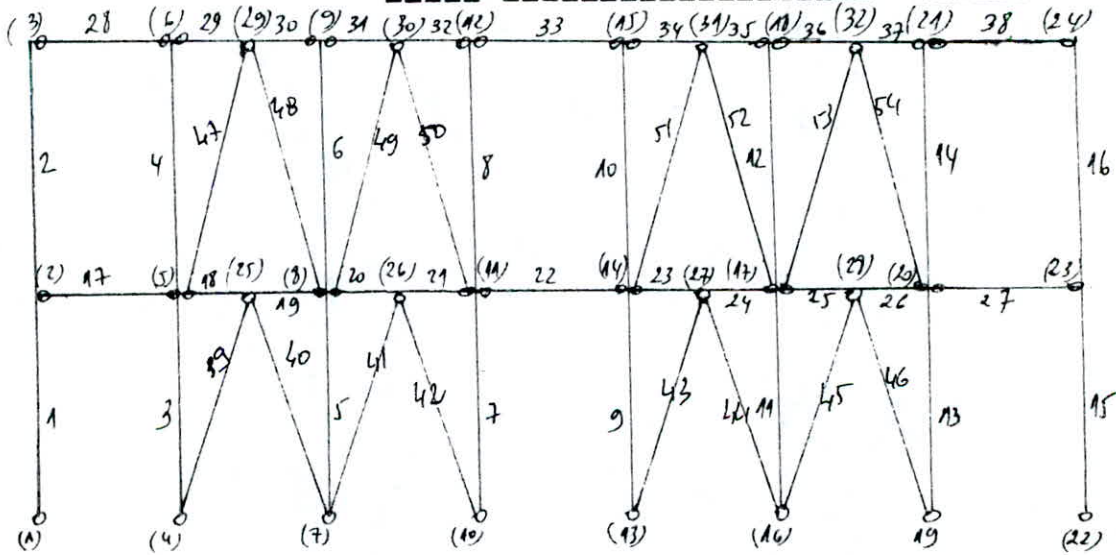
Nœud	Si (t)	Nœud	Si (t)
(6)	20,54	(6)	15,40
(5)	16,10	(5)	12,10
(9)	20,54	(9)	15,40
(8)	16,10	(8)	12,10
(21)	20,54	(15)	15,40
(20)	16,10	(14)	12,10
(24)	20,54	(18)	15,40
(23)	16,10	(17)	12,10

III - Schema des portiques

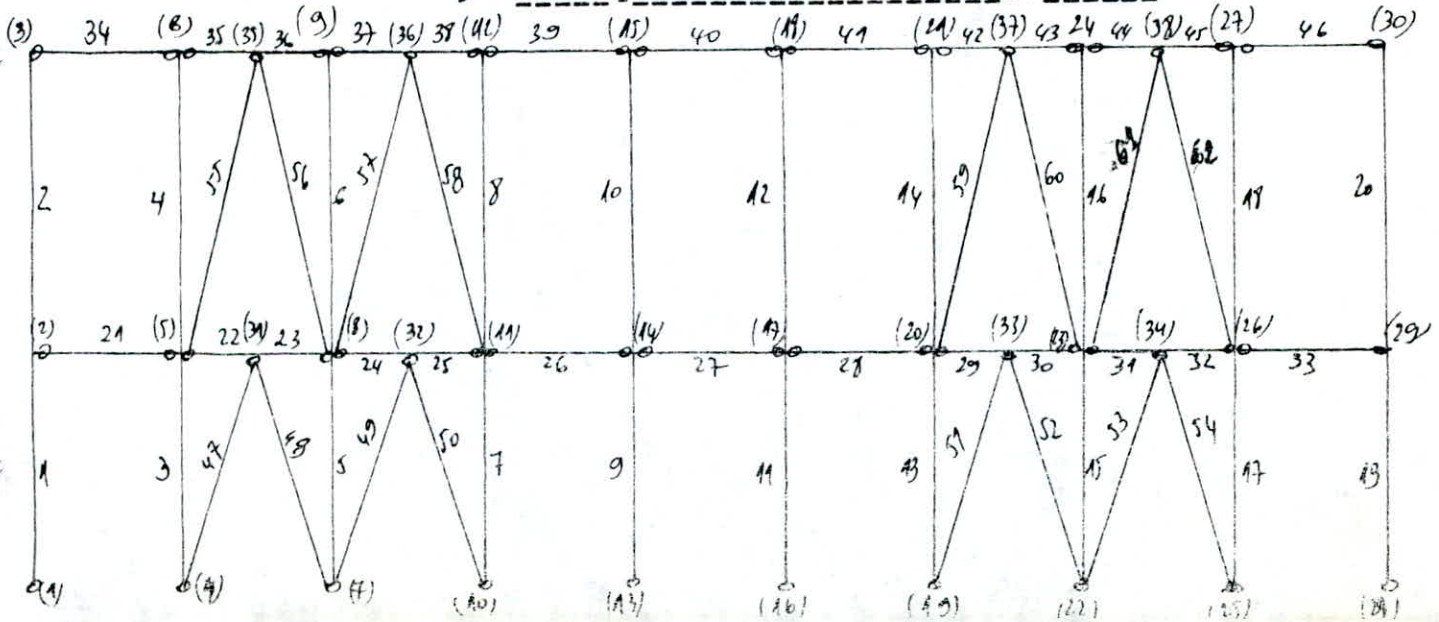
1- Portique de rive:sens trans



2- Portique de rive:sens long, bloc A



3- Portique de rive:sens long, bloc B



VERIFICATION DE L'OSSATURE

o=o=o=o=o=o=o=o=o=o=o=o=o=o=o=o

I - Poteaux

1- Verification à la resistance:

. Les poteaux sont doublement articulés.

. On remarque les differents cas de la compression + flexion perpendiculaire au plan de flambement.

1er cas: plan de flexion Y-Y : $K_{1y} \cdot \sigma + K_{fx} \cdot \sigma_{fx} \leq \sigma_e$

2ème cas: " " X-X : $K_{1x} \cdot \sigma + K_{fy} \cdot \sigma_{fy} \leq \sigma_e$

Calcul des differents coefficients:

1) $\sigma = N/A$.

2) $\sigma_{fi} = M_{i,max} / W_i$

3) $K_{1i} = (\mu_i - 1) / (\mu_i - 1,3)$.

avec $\mu_i = \sigma_{ki} / \sigma = \pi^2 \cdot E / (\lambda_1^2 \cdot \sigma)$.

4) K_{fi} : depend de la nature du chargement.

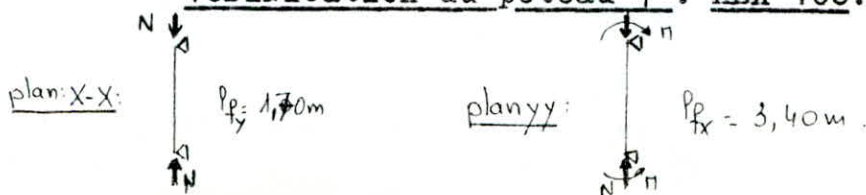
Remarque: Cas de plusieurs charges: $K_{fi} \cdot \sigma_{fi} = \sum_{i=1}^n K_{fij} \cdot \sigma_{fij}$

1-a Elements de reduction:

Postique	Poteau	Noeud	P(m)	I(cm ⁴)	A(cm ²)	M(t.m)	N(t)
Postique trans.	6	7	3,42	616	38,8	0	68,3
		8				-0,22	-68,3
	7	8	1,72	616	38,8	0,22	71,85
		17				0,07	-71,85
	1	11	3,42	869	20,1	0	8,3
		12				0,048	-8,3
Postique long.	17	25	3,42	683	20,1	0	18,51
		26				0,04	-18,51

1-b Verification:

Verification du poteau 7 : HEA 160:



* plan de flambement:

$$\left. \begin{aligned} \cdot \lambda_x &= L_{fx}/i_x = 52,1 \\ \cdot \lambda_y &= L_{fy}/i_y = 43,2 \end{aligned} \right\} \lambda_{\max} = \lambda_x = 52,1, \text{ plan de flambement Y-Y (2ème Cas).}$$

* calcul des differents coefficients:

$$\begin{aligned} \cdot \mu_x &= \pi^2 \cdot E / (\lambda_x^2 \cdot \sigma) = 4,2 \quad \text{d'où } K_{1x} = 1,1 \\ \cdot \sigma &= N/A = 1,81 \text{ t/cm}^2 \\ \cdot \sigma_{fy} &= M_{y\max} / W_y = 286 \text{ daN/cm}^2 \\ \cdot K_{fy} &= (\mu_y + 0,25) / (\mu_y - 1,3) \\ &\quad \text{avec } \mu_y = \pi^2 \cdot E / (\lambda_y^2 \cdot \sigma) = 6,13 \quad \text{d'où } K_{fy} = 1,32. \end{aligned}$$

d'où $\sigma = 1,1 \cdot 1,812 + 1,32 \cdot 286 = 2370 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$ -verifié

La verification des autres poteaux est resumée dans le tableau ci-dessous:

poteau	N(H)	M ^{max} (t.m)	P _{fx} (t)	P _{fy} (t)	i _x	i _y	λ _x	λ _y	λ _{max}	A	plan de flambement	σ	K _i	W _i	σ _{fi}	K _{fi}	Verifi.
7 HE160	71,85	0,22	3,44	1,72	6,57	3,98	52,1	43,2	52,1	38,8	Y-Y	1812	1,1	77	286	1,06	2296
6 HEA 180	68,3	0,22	3,42	3,42	6,57	3,98	52,1	85,9	85,9	38,8	X-X	1760	2,01	77	286	6,23	5319
1 IPE160	8,3	0,48	3,42	3,42	6,58	1,84	51,9	186	186	20,1	X-X	412,8	2,98	109	440	1,12	1679,2
17 IPE160	18,51	0,04	3,42	3,42	6,58	1,84	51,9	186	186	20,1	X-X	921	1	14,7	229,5	1	1160,5

On remarque donc que la resistance n'est pas verifiée pour le poteau 6, donc soit un HEA 180 :

$$\left. \begin{aligned} \cdot i_x &= 7,45 \\ \cdot i_y &= 4,52 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \lambda_x &= 46 \\ \lambda_y &= 75,66 \end{aligned} \quad \lambda_{\max} = \lambda_y = 75,66$$

plan de flambement X-X.

$$\begin{aligned} \cdot \sigma &= 1508 \text{ daN/cm}^2 \\ \cdot K_1 &= 1,27 \\ \cdot K_f &= 2,4 \\ \cdot \sigma_{fy} &= 214 \text{ daN/cm}^2 \end{aligned}$$

d'où $\sigma = 2429 \text{ daN/cm}^2$ Exces de 1,2 % (admissible).

Remarque: Comme le poteau 7 est le prolongement du poteau 6 alors on prendra pour les deux poteaux un HEA 180.

Il n'y a pas lieu de reverifyer le poteau 7.

2- Verification au cisaillement:

formule simplifiée: $\tau = T / A_a = T / ((h-2e).a) \leq \sigma_e / 1,54$

condition d'application: $A_s > 15\% A$ où A_s : aire de semelle.

* HEA 180: $A_s = b.e = 17,1 \text{ cm}^2$
 $15\% A = 6,8 \text{ cm}^2$ } condition verifiée

* HEA 160: $A_s = 6,1 \text{ cm}^2$
 $15\% A = 3,02 \text{ cm}^2$ } " "

* $\sigma_e / 1,54 = 1558 \text{ dan/cm}^2$.

poteau	T	h	e	a	τ	observation
7	0,24	17,1	0,95	0,6	26,3	Verifié
1	0,16	16	0,74	0,5	22	" "
14	0,02	16	0,74	0,5	2,75	" "

3- Verification au deversement:

Il y a risque de deversement s'il y a flexion dans le plan Y-Y c'est à dire dans le plan de l'ame.

* Poteaux 7,6,17: plan de flexion X-X donc pas de risque de deversement.

* Poteau 1: plan de flexion Y-Y, donc il y a risque de deversement

verification du poteau 1: IPE 160

On est dans le cas d'une pièce soumise à 2 moments differents au droit des appuis.

$M_i = 0$

$M_s = 0,48 \text{ t.m}$

$$* D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot J \cdot L^2 / (I_y \cdot h^2)}$$

avec:

$$J = \sum b_i \cdot e_i^3 / 3 = 2,82. \quad \text{d'où} \quad \underline{D = 1,99} .$$

* C?

$$l = l_o \quad , \quad M_i / M_s = 0 \quad \text{d'où} \quad \underline{C = 1,88} .$$

* contrainte de non deversement:

On la calcul avec $B = C = 1$

$$\sigma_d = \frac{\pi^2 \cdot E}{5,2} \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{l^2} (D-1) \cdot 1,1 = \underline{679 \text{ daN/cm}^2} .$$

* calcul de λ_o :

$$\lambda_o = \frac{l_o}{h} \sqrt{4 \cdot \frac{I_x}{I_y} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} = 129 \quad \text{d'où} \quad \underline{K_{do} = 2,822} .$$

* calcul de K_d (en considerant $C=1,88$).

$$K_d = K_{do} / C + (C-1) / (5 \cdot K_{do}) = 1,563 .$$

verification:

$$* \sigma_f = M_x / W_x = 440,4 \text{ daN/cm}^2 .$$

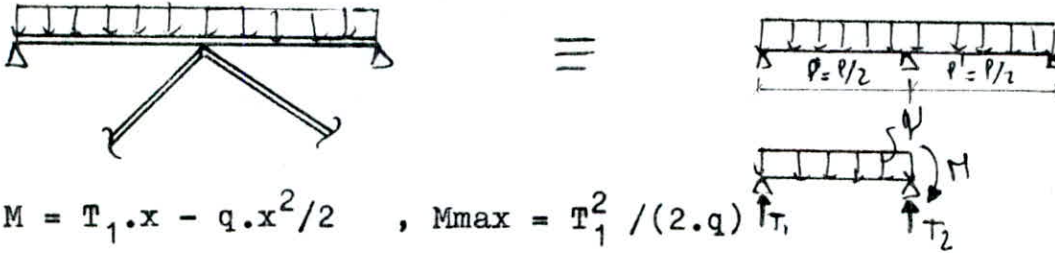
$$* \sigma_f \cdot K_d = 688,3 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \quad \underline{\text{donc pas de risque de deversement.}}$$

II - Poutres

1- Verification à la resistance:

. Les poutres sont articulées à leurs extrémités, elles sont prémunies contre le deversement car elles sont solidaires au plancher leur correspondant.

. Le principe de verification est le même que celui des poteaux
 remarque: concernant les poutres participant au contreventement:



1-a Elements de reduction:

Poutre	Poutres	Nœud	l	Ix	A	G+T+P+1,2.E			4/3(G+T)+1/2 P		
						M	N	T	M	N	T
Poutre trans.	20	9	6,60	5790	45,9	0	0,1	3,53	0	-0,02	4,78
	(IPE 270)	12				0	-0,1	3,53	0	0,02	4,78
	18	6	1,65	541	16,4	0	69,1	0,45	0	-0,09	0,88
	(IPE 140)	8				0,02	-69,1	0,55	0,12	0,09	0,75
	14	8	1,65	1943	28,5	0	33,4	1,14	0	13,8	1,60
	(IPE 220)	14				0,07	-33,4	0,92	0,26	-13,8	1,30
15	8	3,30	22930	124,4	0	56,6	3	0	14,0	5,10	
(HEA 320)	15				-4	-56,6	5,5	-2,22	-14,0	6,50	
Poutre long.	22	5	1,80	2772	33,4	0	20,9	1,17	0	-1,30	1,30
	(IPE 220)	31				-0,1	-20,9	1,17	-0,61	1,3	2,00
	26	11	3,60	2772	33,4	0	12,6	2,43	0	18,1	3,37
	(IPE 220)	14				0	-12,6	2,43	0	-18,1	3,37
	40	15	3,60	869	20,1	0	3,4	1,42	0	6,3	1,93
	(IPE 160)	18				0	-3,4	1,42	0	-6,3	1,93
	42	21	1,80	869	20,1	-0,08	20,1	0,61	-0,07	6,3	0,95
	(IPE 160)	37				-0,10	-20,1	0,89	0	-6,3	0,98

On remarque que les valeurs de Tmax sont données par la 2ème combinaison, donc on fera la verification au cisaillement en considérant ces valeurs.

Verification de la poutre 18:

On remarque que cette poutre n'est pas vérifiées donc on prend un profil plus grand, soit un HEA 140.

. $q = 1,03 \text{ t/ml}$

. $\lambda_x = 28,8$ } $\lambda_{\max} = \lambda_y = 93,7$, plan de flamb^t X-X
 $\lambda_y = 93,7$ }

. $\sigma = 2073 \text{ daN/cm}^2$

. $K_{1y} = 1$ ($\mu_y < 0$)

. $W_x = 155$ d'où $\sigma_{fx} = q \cdot l_x^2 / (8 \cdot W_x) = 226 \text{ daN/cm}^2$

. $K_f = (\mu_x + 0,03) / (\mu_x - 1,3) = 1,03$

verification:

$K_{1y} \cdot \sigma + K_{fx} \cdot \sigma_{fx} = 2306 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$ verifié

2- Verification de la rigidité:

Comme les poutres ont été predimensionnées à partir du critère de déformabilité, alors il n'y a pas lieu de cette verification, mais celle-ci s'impose pour la poutre 18 car on a pris un profil plus grand que celui donné par le predimensionnement.

Soit l'HEA 140 ($G' = 24,7 \text{ kg/ml}$)

$q = 620 + 110 + 24,7 = 754,7 \text{ kg/ml}$.

$I_x = 1033 \text{ cm}^4$

Critère de verification:

$I_x \geq 1,86 \cdot 10^{-2} \cdot q \cdot l^3$

$I_x \geq 63,05 \text{ cm}^4$ verifié

3- Verification au cisaillement:

C'est le même principe de verification que celui des poteaux.

Poutre	Profilé	h	e	A _s	A	15%.A	condition d'application	T	a	T/A _a	Observation
20	IPE 270	27	1,02	27,4	45,9	6,9	verifié	4,78	0,66	290	- vérifié
18	HEA 140	133	0,85	11,3	31,4	4,71	"	0,88	0,55	130	"
14	IPE 200	20	0,85	17	28,5	4,3	"	1,6	0,56	156	"
15	HEA 320	31	1,55	40,05	124,4	18,7	"	6,5	0,9	259	"
26	IPE 220	20	0,85	17	33,4	5,01	"	3,37	0,56	329	"
40	IPE 160	16	0,74	11,84	20,1	3,02	"	1,93	0,5	226	"

III - Dimensionnement du joint de dilatation

On considère les déplacements longitudinaux, en tête de poteaux c'est à dire les déplacements des noueds:

3 et 30 pour le portique B long

3 et 24 " " A long

1 - Déplacements des noueds:

		G	P	\vec{E}	\vec{F}	T
A	3	~0	~0	0,54	-0,86	-0,32
	24	~0	~0	0,86	-0,54	+0,32
B	3	~0	~0	1,10	-0,91	
	30	~0	~0	0,91	-0,10	

2 - Combinaisons:

2-a Combinaisons possibles:

- $4/3 (G+T) + 3/2 P$

- $G+T+P+1,25 E$

2-b Combinaisons max:

- $G+T+P+1,25 E$

- * bloc B : $x_3 = 1,52 \text{ cm}$

- * bloc A : $x_{24} = 1,41 \text{ cm}$.

3- Deplacemen max:

$$x_{\max} = x_3 + x_{24} = 2,93 \simeq 3 \text{ cm}$$

4- Verification du deplacement relatif d'un bloc:

$$d^r = \frac{X}{2.B} < 0,007.H$$

$$d^r = 1,52 / (2.0,25) = 3,04 < 5,16 \quad \text{verifié}$$

5- Epaisseur du joint:

5-a d'après RPA 81/

$$e_1 = H/300 = 2,28 \text{ cm}.$$

5-b d'après deplacement max/

$$e_2 = X_{\max} = 3 \text{ cm}$$

5-c epaisseur du joint:

$$e = \max \begin{cases} e_1 \\ e_2 \end{cases} \quad e = 3 \text{ cm}$$

IV - Vérification des diagonales

1- Introduction:

- . La verification sera faite en compression simple.
- . Les diagonales sont articulées à leur 2 extremités, d'où

$$l_f = l_0$$

Critère de verification: $K \cdot \frac{N}{A} \leq e$.

Si la diagonale n'est pas verifiée, on peut reduire les longueurs de flambement en plaçant des tirants (lorsqu'ils sont necessaires on optera pour des tirants perpendiculaires aux diagonales).

2- Vérification:

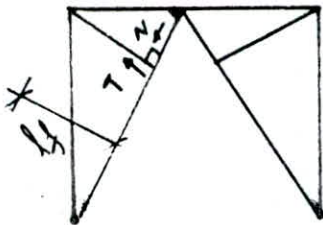
		Paées	N [t.m]	l ₀ [m]	TF	verification [kg/cm ²]	observation	l ₀ [m]	TF	Verification [kg/cm ²]	Observation
BLOC B.	Sens trans	2-étage	47,19	2,39	90.90.9	2446,2	-reduire l _f	1,23	-	1658,8	OK
		3-RDC	28,20	4,75	80.80.8	6985,50e	-reduire l ₀	2,46	-	2209,7	-4-
		2-RDC	19,62	3,79	50.50.5	1973,20e	-augmenter TF -reduire l _f	3,08	80.80.8	2182,5	-4-
	Sens long	1-étage	42,75	3,86	60.60.6	6193,40e	-augmenter TF -reduire l _f	3,03	70.70.7	2166,8	-4-
		1-RDC	19,74	3,81	80.80.8	3300,50e	-reduire l _f	3,05	-	2105,8	-4-
BLOC A.	Sens trans	2-étage	37,78	2,39	80.80.8	2940,80e	augmenter TF	-	90.90.9	1932,3	-4-
		3-RDC	23,42	4,75	70.70.7	9476,70e	-reduire l ₀ -augmenter TF	2,46	80.80.8	1840,9	-4-
		2-RDC	15,30	3,79	45.45.4,5	23267,30e	-reduire l ₀ -augmenter TF	3,08	80.80.8	1702,1	-4-
	Sens long	1-étage	9,56	3,86	50.50.5	996,00e	-reduire l ₀ -augmenter TF	3,03	70.70.7	1695,0	-4-
		1-RDC	15,11	3,81	70.70.7	4401,40e	-reduire l ₀ -augmenter TF	3,05	80.80.8	1740,9	-4-

3- Dimensionnement et verification des tirants:

Les longueurs de flambement paraissent trop importantes et conduisent à surdimensionner de beaucoup certaines barres, on peut reduire les longueurs au moins dans le plan de flambement par des

barres secondaires appelées tirants.

Ils n'interviennent pas dans le calcul général des efforts, on les dimensionne en supposant qu'ils doivent résister à un effort transversal à la barre principale égal au 1/100 de l'effort normal de compression.



$$T = N/100 \quad ;$$

Pour des raisons de simplification, on prendra des tirants perpendiculaires à la barre principale.

Ils seront dimensionnés en compression simple (articulés aux deux extrémités d'où $l_f = l_0$).

On dimensionnera un seul tirant, le plus défavorable c'est à dire: - la plus grande longueur de flambement.
- le plus grand effort de compression.

Soit le tirant correspondant aux diagonales type 3, sens trans bloc B.

Choix: $\overline{\text{I}}\text{F} 30.30.3$ (le plus petit de cornière adopté)

$$\cdot l_0 = 2,38 \text{ m}$$

$$K.N/A = 795,2 < \sigma_e .$$

$$\cdot T = N/100 = 0,282 \text{ t}$$

D'où tous les tirants même dimensionnement $\overline{\text{I}}\text{F} 30.30.3$.

ASSEMBLAGES

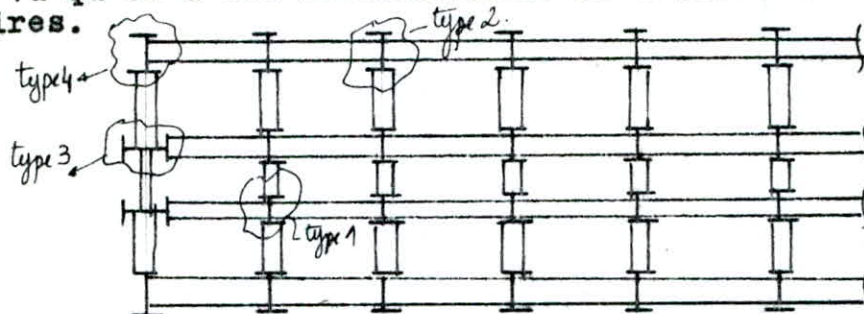
O=O=O=O=O

I - Assemblages poteau-poutres

On est dans le cas de portiques contreventés par palées de stabilité, donc on a opté pour des articulations entre poteaux et poutres.

Comme la hauteur du bâtiment n'exède pas 10 m (de l'ordre de 7 m) alors on a considéré des poteaux continus.

Vu qu'on a des articulations on utilisera des boulons ordinaires.



On étudiera les assemblages pour un seul niveau c'est à dire pour le niveau étage.

Remarque: pour les boulons ordinaires, il n'y a pas lieu de les vérifier à la compression, donc on tiendra compte que des efforts de traction et de cisaillement (il n'y a pas de moments).

Les efforts de traction (respectivement compression) dans les poutres sont des efforts de compression (resp. traction) dans les boulons.

1- Etude théorique:

1-1 Description de l'assemblage:

La poutre est reliée au poteau par l'intermédiaire de deux cornières-équerrés, les pièces sont serrées entre elles par des boulons ordinaires, grâce au serrage opéré entre la tête de la tige et l'écrou, les pièces assemblées ne peuvent pas glisser l'une par rapport à l'autre, le frottement entre les surfaces en contact les en empêche.

Le boulon ordinaire travaille au cisaillement en cas de glissement des pièces (ce n'est pas le cas du boulon H-R).

Remarque: pour éviter le desserrage des écrous, on procède soit:

- à un matage au marteau de la partie filetée qui dépasse l'écrou.
- à des points de soudure.
- à placer un contre écrou.

1-2 Calcul de l'assemblage:

1-2-1: Diametre d des trous:

ϕ : diametre du boulon.
 d : " trou.

1-2-1-1: Assemblage corniere-poutre:

Les boulons sont soumis à un double cisaillement:

si n = nombre de boulons

ns = " sections cisailées par boulon

et N_1 : l'effort tranchant dû à N alors $N_1 = N/n.ns$

T_1 : " " " " $T_1 = T/n.ns$

alors il en resultera un effort resultant T^*

$$T^* = \sqrt{N_1^2 + T_1^2} = \sqrt{(N^2 + T^2)/(n.ns)}$$

On verifie alors que:

$$1,54.T^*/Ar \leq \sigma_e$$

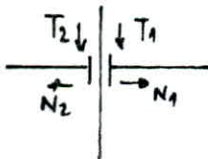
Remarque: on prend Ar au lieu de A car aucune precaution speciale n'est exigée pour l'execution: ($Ar = 0,8.A$).

donc: $1,54.T^*.4/(0,8.\pi.\phi^2) \leq \sigma_e$

alors: $\phi \geq 0,837 \sqrt{T^*}$

1-2-1-2: Assemblage corniere-poteau:

Dans le cas de N et T , chaque boulon travaille à un effort incliné de composantes N et T .



On a deux plans de cisaillement, on considère un seul plan avec les efforts lui correspondant (on aura alors $ns = 1$ dans tous cas).

Deux verifications s'imposent:

1) vérification à la condition d'arrachement:

$$1,25 N^*/Ar \leq \sigma_e \quad \text{d'où} \quad \phi_1 \geq 0,754 \sqrt{N^*}$$

2) vérification aux contraintes multiples:

$$\frac{\sqrt{N^{*2} + 2,36.T^{*2}}}{Ar} \leq \sigma_e \quad \text{d'où} \quad \phi_2 \geq 0,674 \sqrt[4]{N^{*2} + 2,36.T^{*2}}$$

On prendra $\phi = \max(\phi_1, \phi_2)$

Remarque: cas où $N = 0$, on retrouve la 2ème verification

$$\phi_2 \geq 0,837 \sqrt{T^*}$$

1-2-2: Vérification des conditions des pièces assemblées:

1-2-2-1: Conditions d'épaisseur:

Les pièces assemblées étant classées par ordre d'épaisseurs décroissantes, en appelant e_2 l'épaisseur de la deuxième:

on vérifie: $d \geq e_2 + 2 \text{ mm}$ si $e_2 \leq 20 \text{ mm}$.
 $d \geq 22 \text{ mm}$ si $e_2 \geq 20 \text{ mm}$.

1-2-2-2: Condition sur l'épaisseur totale $\sum e$:

Pas de limitation car il n'y a pas de fourrures interposées entre les pièces transmettant des efforts dans l'assemblage.

1-2-2-3: Pression diamétrale:

$$T / (d \cdot e_{\min}) \leq 3 \cdot \sigma_e$$

Cette vérification est inutile si $\left\{ \begin{array}{l} d/e_2 < 3 \text{ (boulon travaillant à double section)} \\ d/e_2 < 6 \text{ (boulon travaillant à simple section)} \end{array} \right.$

1-2-2-4: Conditions des distances:

* Distance entre axes des boulons:

$$3 \cdot d \leq s \leq 10 \cdot d$$

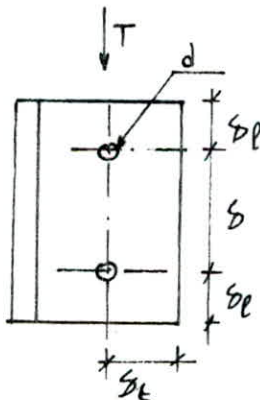
(pièces non soumises aux intempéries).

* Pince longitudinale s_1 :

$$\sup \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \cdot d \\ 0,8 \cdot T / (e_2 \cdot \sigma_e) \end{array} \right. \leq s_1 \leq 2,5 \cdot d$$

* Pince transversale s_t :

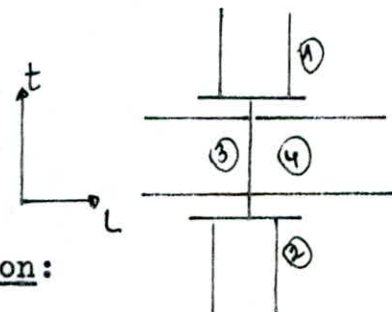
$$1,5 \cdot d \leq s_t \leq 2,5 \cdot d$$



2- Applications:

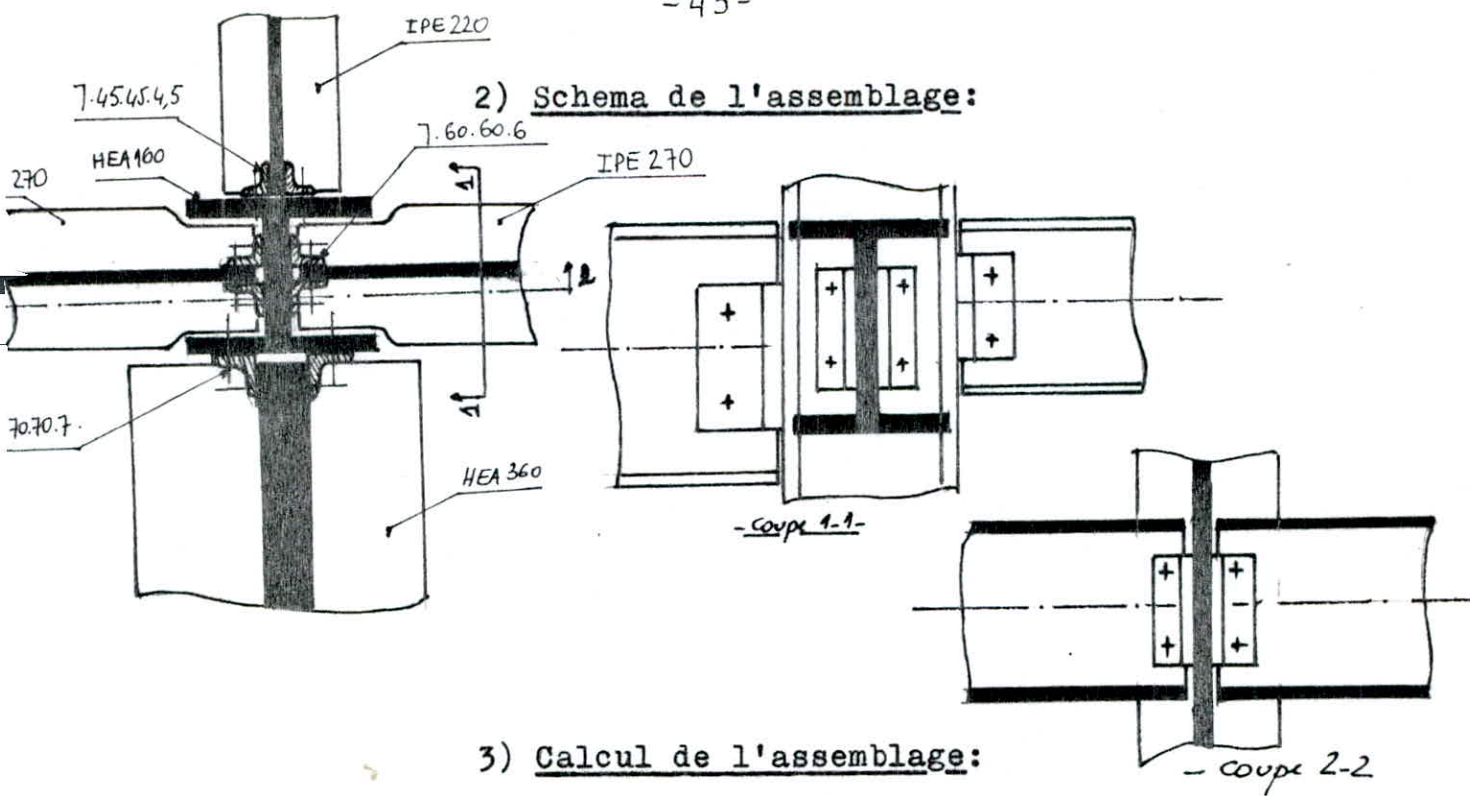
2-1: Assemblage type I:

- . poteau: HEA 160
- . poutre 1: IPE 220
- . " 2: HEA 360
- . " 3 et 4: IPE 270



1) Elements de reduction:

poutre	1	2	3	4
$N(t)$	0	0	0	0
$T(t)$	5,73	16,86	6,79	6,79



Remarque: les indices p,pt,c, correspondent respectivement aux poutre, poteaux, et cornières.

* Assemblage longitudinal:

$a + a_p/2 < h'_{pt}/2$ d'où $a < (h'_{pt} - a_p) / 2 \Rightarrow a < 63,4$
 on prend 7 60.60.6

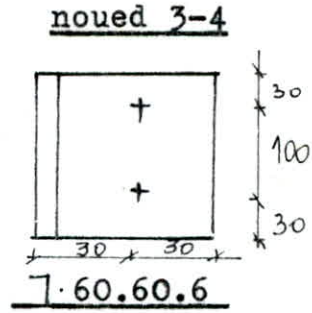
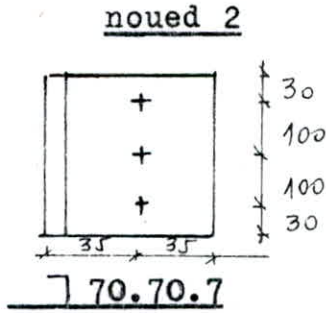
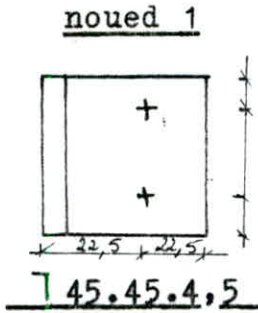
* Assemblage transversal:

- Noued 1: $a < (b_p - a_p) / 2 \Rightarrow a < 45,4$
 on prend 7 45.45.4,5.
- Noued 2: $a < (b_{pt} - a_p) / 2 \Rightarrow a < 75$
 on prend 7 70.70.7.

- Calculs:

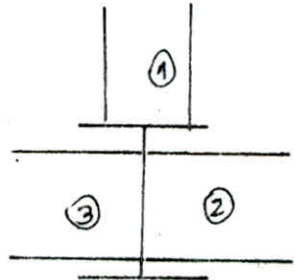
Sens	Assemblage	n	n _s	T	N	T*	N*	φ ₁	φ ₂	φ	d	e ₂	condition d'espacement des pièces assemblées	d/e ₂	Pression diamétrale	S	S _e	S _t
Sens Rayonné	Assemblage poteau	2	2	6,79	0	1,7	0	-	11	12	14	6	d > 6t = 9 vérifié	2,33	d/e ₂ < 3 vérifié	100	30	30
	Assemblage poutre	4	1	6,79	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	100	30	30
Sens Trans	Assemblage poteau	2	2	5,73	0	1,43	0	10,1	-	12	14	4,5	d > 4,5t = 6,5 vérifié	3,11	d/e ₂ < 6	100	30	22,5
	Assemblage poutre	3	2	16,96	0	2,31	0	-	14	14	16	6	d > 6t = 8 vérifié	2,66	d/e ₂ < 3	100	30	35
	Assemblage poteau	6	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	100	30	35

- Conclusion:



2-2: Assemblage type 2:

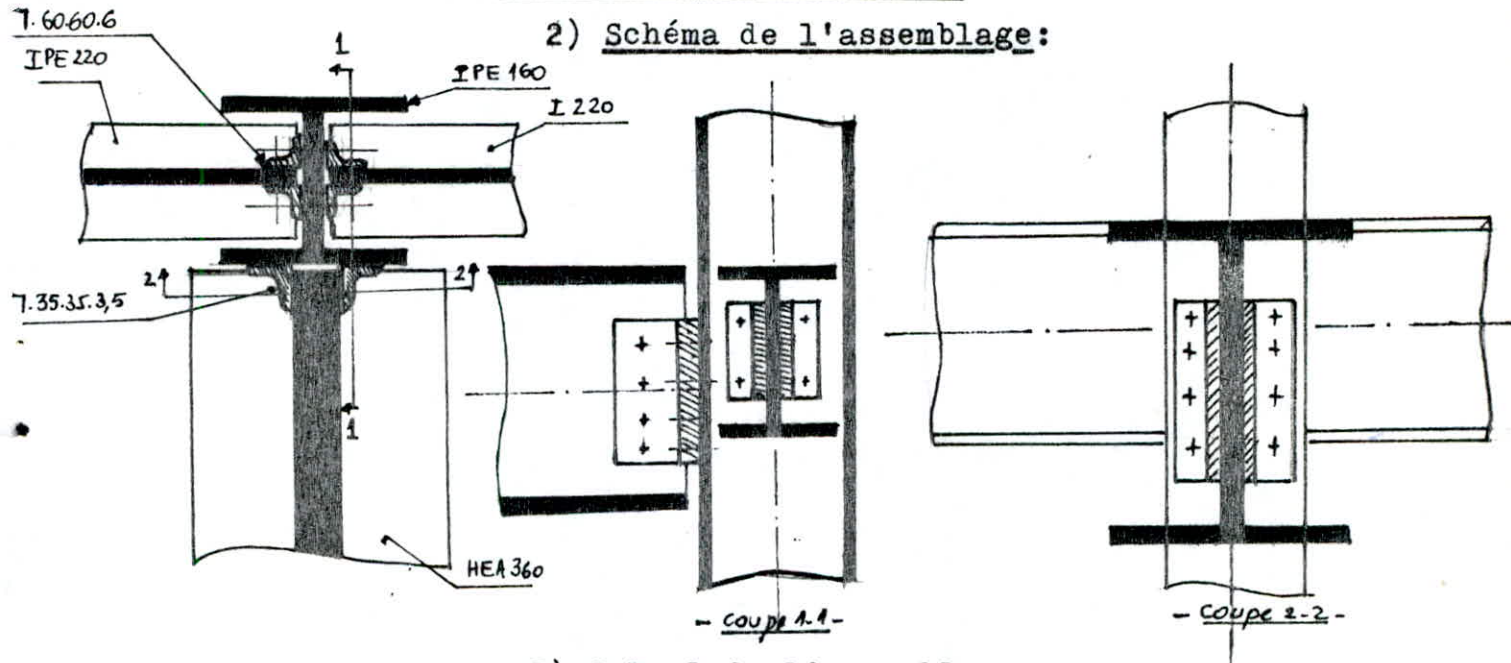
- . poteau : IPE 220
- . poutre 1 : HEA 360
- . " 2-3 : IPE 160



1) Elements de reduction:

poutre	1	2 - 3		
$N(k)$	0	22,4	18,03	19,77
$T(k)$	11,45	1,18	3,38	1,88

2) Schéma de l'assemblage:



3) Calcul de l'assemblage:

- Diametre d:

* Sens longitudinal:

- . Assemblage cornières-poutre: $n = 2$, $ns = 2$
- . Assemblage cornières-poteau: $n = 4$, $ns = 1$

N	T	T*	ϕ_1 mm	N*	T*	ϕ_1	ϕ_2
22,24	1,18	5,56	20	5,56	0,295	18	16
11,03	3,38	4,58	↖	4,5	0,85	-	16
19,77	1,88	4,96	↖	4,94	0,47	-	16

Donc pour les deux assemblages on prendra des ϕ 20 d'où $d = 22\text{mm}$

* Sens transversal:

- . Assemblage cornières-poutre: $n = 4$, $n = 2$
- . Assemblage cornières-poteau: $n = 8$, $n = 1$

d'où $T^* = 11,45/8 = 1,43 \text{ t}$ d'où $\phi = 10 \text{ mm}$, $d = 11\text{mm}$.

- choix des cornières:

* Assemblage longitudinal:

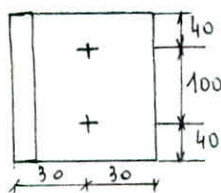
$(a+a_p) < h'_{pt}/2$ d'où $a = 69,7 \text{ mm}$, on prend 7 60.60.6.

* Assemblage transversal:

$(a+a_p/2) < b_{pt}/2$ d'où $a = 36 \text{ mm}$, on prend 7 35.35.3,5.

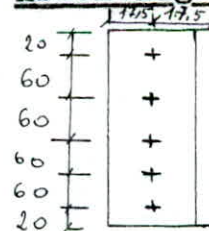
- Resultats:

. Assemblage long



60.60.6

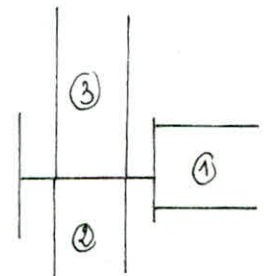
. Assemblage trans



35.35.3,5

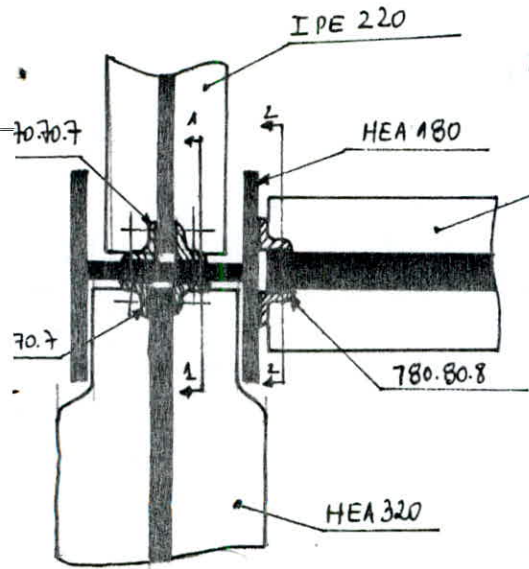
2-3 Assemblage type 3:

- . poteau : HEA 180
- . poutre 1: IPE 270
- . " 2: HEA 320
- . " 3: IPE 200

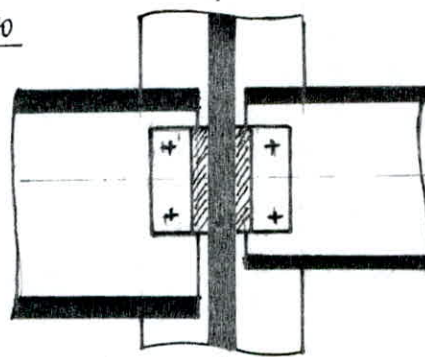


1) Elements de reduction:

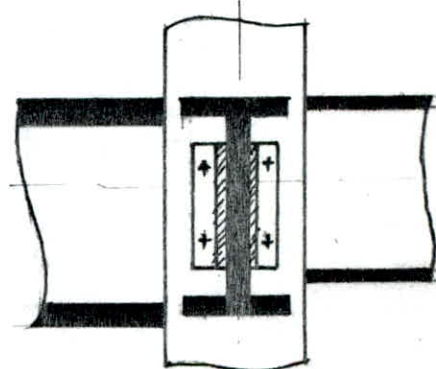
nom d	1	2-3			
N	0	0	4,02	2,97	5,10
T	6,79	6,5	15,7	56,6	11,97



2) Schema de l'assemblage:



- coupe 1-1 -

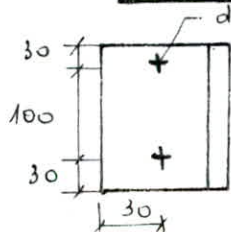


- Coupe 2-2 -

3) Calcul de l'assemblage:

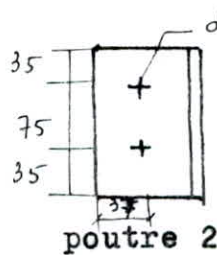
On trouve:

* sens long :

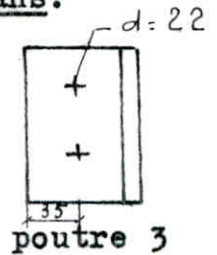


780.80.8

* sens trans:



poutre 2

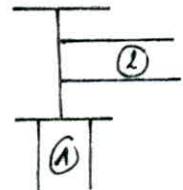


poutre 3

770.70.7

2-4 Assemblage type 4:

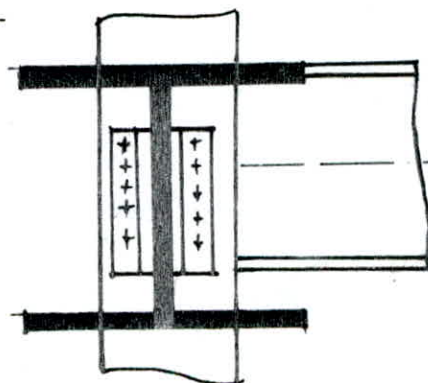
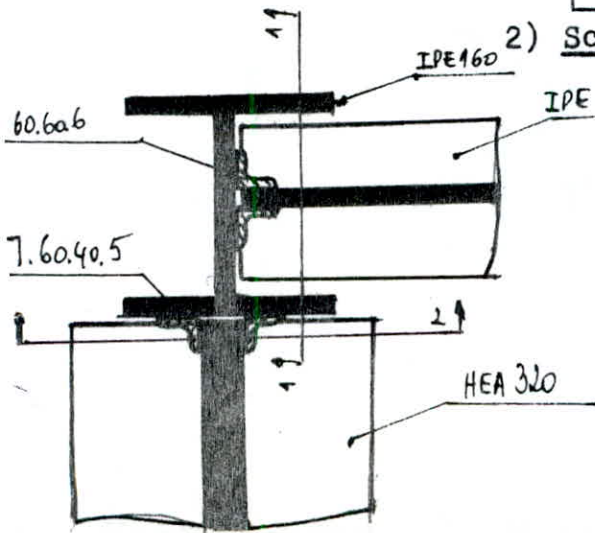
- . poteau : IPE 160
- . poutre 1: HEA 320
- . " 2: IPE 220



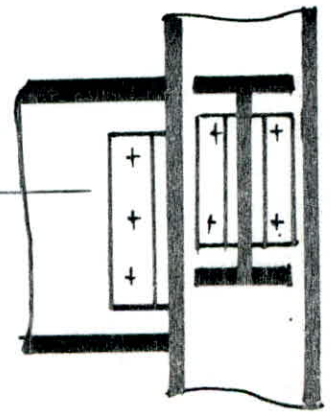
1) Element de reduction:

noeud	2	1
N	0,03	4,4 0,21
T	9,18	23 55

2) Schema de l'assemblage:

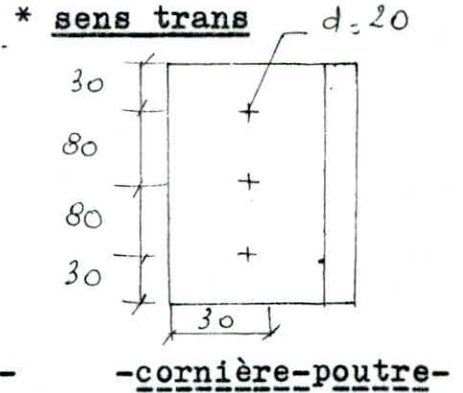
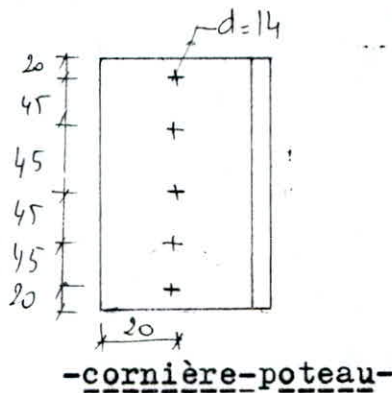
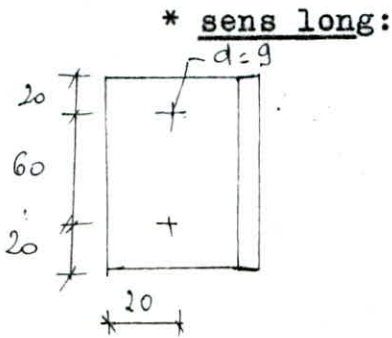


- coupe 2-2 -



- Coupe 1-1 -

On trouve:



7 60.60.6

7 60.40.5

II - Assemblages des diagonales

1- Etude theorique:

Les diagonales sont sollicitées soit en compression soit en traction d'où les assemblages seront sollicités en cisaillement pur.

Nous avons deux sections cisailées par boulon, d'où l'effort tranchant revenant à un boulon

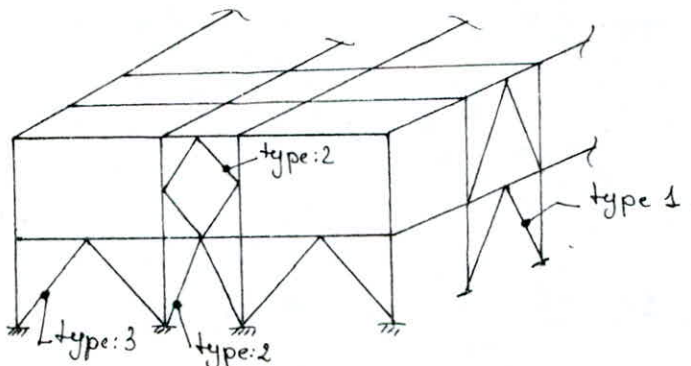
$$T^* = N / (2 \cdot n) \quad \text{où } N: \text{effort normal} \\ n: \text{nombre de boulon}$$

1-a verification du boulon:

$$1,54 \cdot \frac{T^*}{A_{nette}} < \sigma_e \quad A_{net}: \text{section resistente d'un boulon.}$$

1-b verification des cornières:

$$K \cdot \frac{N}{A_{net}} < \sigma_e \quad A_{net}: \text{section nette resis- des diagonales.}$$



2- Calcul de l'assemblage:

On utilise des boulons ordinaires de classe 6-6 avec $\sigma_e = 3500 \text{ kg/cm}^2$

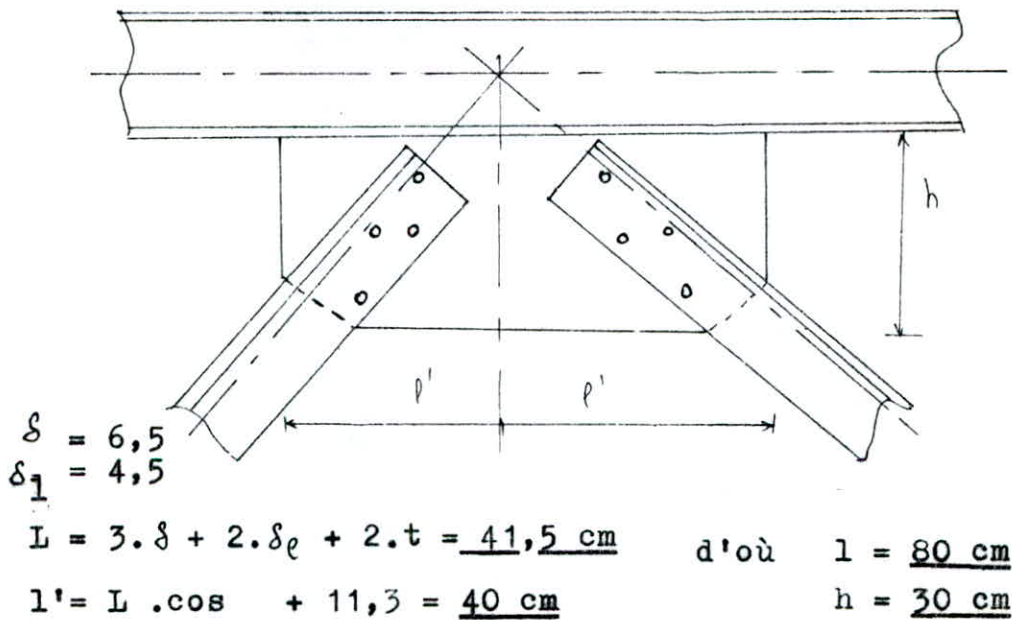
		Γ	N (t)	ϕ (mm)	\bar{T} (t)	n	T^* (t)	A_{net} (cm ²)	V_{eiP1}	obs.	δ	δ_p	δ_t	A_{net}	V_{eiP2}	
Sans trans.	étage 2	90x90x9	47,19	22	6,89	4	5,89	3,03	2997,9	OK	6,8	4	3,5	2.13,5	2210,5	
	R.D.	2	80x80x8	19,62	20	5,57	2	4,90	2,45	1083,3	OK	7	3,5	3,5	2.19,7	1185
	3	80x80x8	28,19	22	6,89	2	7,05	3,03	3587,6	OK + $\frac{25}{100}$	7,5	4	4	2.19,5	2405,6	
Sans borg.	étage 1	70x70x7	2,25	18	4,37	2	3,06	1,92	2456,4	OK	6,5	3,5	3,5	2.8,1	2410,2	
	R.D.C.1	80x80x8	20	20	5,57	2	4,93	2,45	3101,2	OK	7	3,5	3,5	2.19,7	2320,2	

3- Etude des gousset:

Nous avons deux types de gousset:

- * un gousset où 2 diagonales se rattachent.
- * un gousset où une diagonales se rattache au poteau

3-a Gousset type a:



- calcul des soudures:

. effort: $F_1 = F_2 = 47,19 \text{ t.}$

- . epaisseur cordon: $a = 7 \text{ mm}$, $a \alpha = 0,64$
- . longueur utile: $l_u = l - 2a = 78,6 \text{ cm}$.

Nous avons des cordons frontaux/

$$\frac{F}{0,75 \cdot l \cdot a \cdot \alpha} = \frac{0,5(F_1 + F_2) \cdot \cos \theta}{0,75 \cdot l \cdot a \cdot \alpha} = 871,7 < \sigma_e$$

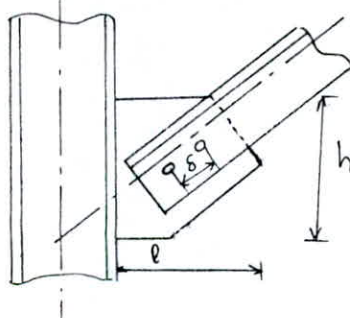
- calcul de l'epaisseur du gousset:

$$* \sigma = \frac{(F_1 + F_2) \cdot \cos \theta}{h \cdot e} < \sigma_e \quad \text{d'où} \quad e > \frac{(F_1 + F_2) \cdot \cos \theta}{h \cdot \sigma_e} \Rightarrow e_1 > 0,93$$

$$* 1,54 \cdot \tau < \sigma_e \quad \text{d'où} \quad e_2 > 1,54 \cdot \frac{1,5 \cdot F_1 \cdot \sin \theta}{h \cdot \sigma_e} \Rightarrow e_2 > 0,97$$

$$e_{\text{gousset}} > \max(e_1, e_2) \quad \text{on prend} \quad \underline{e = 10 \text{ mm}}$$

3-b Gousset type b:



$$\delta = 7,5$$

$$\delta_1 = 4$$

$$L = 2 \cdot \delta + 2 \cdot t = 25,5 \text{ cm}$$

$$h = L \sin \alpha = 18,35 \rightarrow h = 20 \text{ cm}$$

$$l = L \cos \alpha = 17,71 \rightarrow l = 20 \text{ cm}$$

- calcul des soudures:

Nous avons un cordon oblique

$$a = 7 \text{ mm} , a \cdot \alpha = 0,64, \text{d'où} \quad l_u = 18,6 \text{ cm} .$$

$$\text{verification: } \frac{F}{2 \cdot (0,75 + \sin \varphi \cdot 0,1) \cdot l_u \cdot a \cdot \alpha} = 1011,58 \quad e .$$

$$2 \cdot (0,75 + \sin \varphi \cdot 0,1) \cdot l_u \cdot a \cdot \alpha$$

- epaisseur de la platine:

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

BASES DE POTEAUX

ETUDE DE LA PLATINE ET DES BOULONS D'ANCRAGE
 O=

I - Introduction:

Generalement les poteaux metalliques ont des sections qui s'inscrivent dans des rectangles.

Pour repartir les efforts qu'ils rapportent sur une fondation on prévoit une platine à la base de chaque poteau.

II - Etude de la platine

1- Elements de reduction:

		S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅	S _c
G+T+P+1,2E	N (+)	74,2	41,6 (-6,17)	13,85	71,85 (-49,88)	71,85 (-49,88)	15,85
	T (+)	0	0,01	0,2	0,09	0,09	0,2
G+T+1,2P	N(6)	57	28,63	12,09	14,22	14,22	12,09
	T (+)	0	0,01	0,02	0,01	0,01	0,02

2- Dimensions minimales de la platine:

Soit c et d les dimensions de la platine et S_p l'aire de celle ci, on doit avoir:

$$\frac{G+1,2 P+T}{\sigma'_{mf}} \leq c.d$$

où: σ'_{mf} : contraintes admissible en compression du materiau de fondation.

$$\sigma'_{mf} = 67,5 \text{ daN/cm}^2$$

remarque: pour dimensionner la platine on considère l'effort de compression et la combinaison G+T+1,2P.

S _i	Poteau	G+T+1,2P	R	b	Sp min	c	d	Sp	$\frac{G+T+1,2P}{\sigma'_{mf}}$
1	HEA 160	57	152	160	844,4	35	30	1050	844,4
2	IPE 160	28,63	160	82	424,1	20	25	500	424,1
3	IPE 160	12,09	"	"	179,1	20	15	300	179,1
4	HEA 180	14,22	171	180	210,7	30	40	1200	210,6
5	HEA 180	14,22	"	"	210,7	30	40	1200	210,6
6	IPE 160	12,09	160	82	179,1	20	15	300	179,1

3- Epaisseur minimale de la platine:

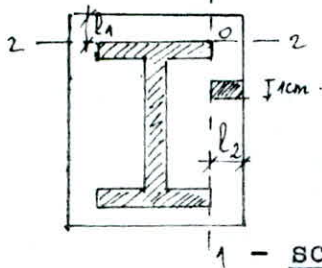
On considère l'effort de compression max donné par les combinaisons du CM 66.

3-a Calcul de la contrainte sous la platine:

On a un effort de compression d'où $\sigma_j = \frac{N}{S_p}$.

	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅	S ₆
S _p (cm ²)	875	500	300	800	800	300
N (k)	74,2	41,6	15,85	71,85	71,85	15,85
/	/	/	/	/	/	/
σ _j (daN/cm ²)	70,6	83,2	52,8	59,9	59,9	52,8

3-b Epaisseur:



remarque: en O on n'a pas une flexion déviée. Les vérifications sont effectuées indépendamment pour les différentes sections de pliage sans qu'il soit nécessaire de combiner les contraintes.

1 - schéma de calcul: (au droit de chaque ligne de pliage)

Le calcul se fait par bande de 1 cm de largeur. ($q = \sigma_j \cdot 1 \text{ cm} = \sigma_j$)

$$M = \sigma_j \cdot \frac{l^2}{2}$$

$$W = \frac{e_p^2}{6}$$

on vérifie $M / W \leq \sigma_e$ (flexion simple)

$$\frac{3 \cdot \sigma_j \cdot l^2}{e_p^2} \leq \sigma_e$$

$$e_p \geq l \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot \sigma_j}{\sigma_e}}$$

avec: σ_j : (daN/cm²)

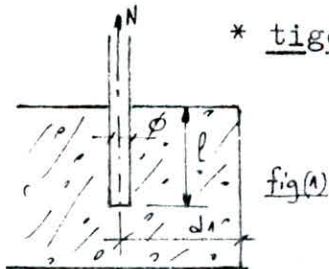
l: (cm)

σ_e : (daN/cm²)

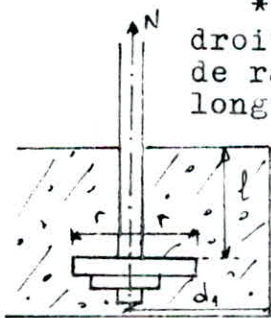
S	ρ_j (dan/ci)	l_1	l_2	$e_{p_1 \text{ min}}$	$e_{p_2 \text{ min}}$	e_p
1	70,6	9,9	7	2,94	2,07	3
2	83,2	2	8,4	0,6	2,7	3
3	52,8	2	3,4	0,5	0,87	1
4	59,9	6,45	11	1,76	3	3
5	59,9	6,45	11	1,76	3	3
6	52,8	2	3,4	0,5	0,87	1

III - Etude des boulons d'ancrage:

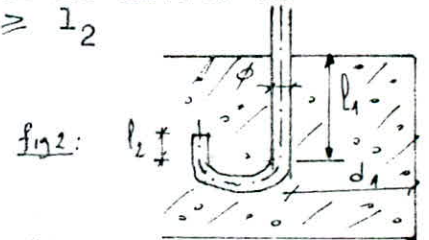
On a le choix entre 3 types de boulons d'ancrage.



* tige lisse droite de diametre ϕ et de longueur l : fig(1)



* tige lisse de diametre ϕ : comportant une partie droite de longueur l_1 prolongée par un crochet à 180° de rayon r puis par une nouvelle partie droite de longueur l_2 satisfaisant à : $L_1 \geq r \geq l_2$



fig(3).

* tige lisse droite de diametre ϕ et de longueur l : terminée par une plaque d'ancrage circulaire de rayon r et d'épaisseur suffisante: fig(3)

Pour éviter une longueur d'ancrage l_1 assez importante, on considère le 2ème cas.

1- Diamètre ϕ des boulons:

(pour les critères de dimensionnement voir § assemblages)

Pour que les appuis peuvent être considérées comme effectivement articulés, il faut que les pieds des poteaux restent dégagés et qu'en particulier ils ne soient pas noyés dans un dallage ou dans la maçonnerie, de plus les boulons doivent être disposés sur une seule file

2- Pinces:

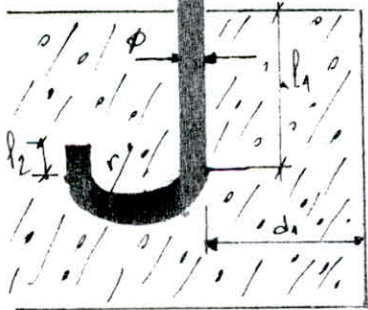
S_i	n_i	n_s	$N_{(t)}$	$T_{(t)}$	N^*	T^*	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_{min}	d_{max}	schema	S_b	S_l	S_t
1	2	1	0	0	0	0	8	-	8	9		210	20	76
2	2	1	6,4	0,01	3,1	0,005	14	12	14	16		190	30	80
3	2	1	0	0,2	0	0,1	8	-	8	9		140	20	80
4	4	1	498	0,09	12,5	0,02	27	24	27	30		100	50	85,5
5	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"		100	50	"
6	2	1	0	0,2	0	0,1	8	-	8	9		110	20	80

verification de la pression diametrale:

$d/e < 6$;

$\left. \begin{array}{l} - d_{max} = 30mm \\ e_{min} = 10mm \end{array} \right\} \max d/e = 3 < 6 \text{ verifié}$

3- Dimensions des tiges: (barre H A)



- . $l_2 = 2 \cdot \phi$
- . $r = 5 \cdot \phi$
- . $l_1 = 0,4 \cdot l_d$

L'effort admissible de traction est donnée par:

$$N = 0,1 \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{(1 + \phi/d_1)^2} \cdot (l_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_2)$$

où: g_c (kg/m^3) représente le dosage en ciment du béton
 CPA 325 $\Rightarrow g_c = 350 kg/m^3$

- calcul de l_d :

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\tau d}$$

$$\text{où } \bar{\tau}_d = 1,25 \cdot \Psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

comme on utilise des HA alors $d = 1,5$
 d'où $\bar{\tau}_d = 2,8 \cdot \bar{\sigma}_b = 16,52 \text{ daN/cm}^2$.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bar{\sigma}_a = 2800 & \text{si } \phi \leq 20 \\ \bar{\sigma}_a = 2670 & \text{si } \phi > 20 \end{array} \right.$$

$$\text{d'où } \boxed{l_d = \phi \cdot \bar{\sigma}_a / 66,88 ;}$$

S	ϕ	$\bar{\sigma}_a$	l_2	r	l_1	d_1	$\bar{N}(t)$	$\bar{N}(t)$	observation:
1	8	2800	1,6	4	14	2	0	6,33	vérifié
2	14	2800	2,8	7	24	3	3,1	17,29	vérifié
3	8	2800	1,6	4	14	2	0	6,33	—
4	27	2670	5,4	13,5	43	5	12,5	57,84	—
5	27	2670	5,4	13,5	43	5	12,5	57,84	—
6	8	2800	1,6	4	14	2	0	6,33	—

ETUDE DES FONDATIONS

O=O=O=O=O=O=O=O=O=O=

Introduction:

la fondation est un élément qui permet la transmission des charges de la superstructure au sol.

Il existe plusieurs types de semelle pour les fondations superficielles.

* Semelle isolée: fondation la plus économique, facile à réaliser, la plus courante, utilisée lorsque les poteaux sont espacés et les charges sont faibles.

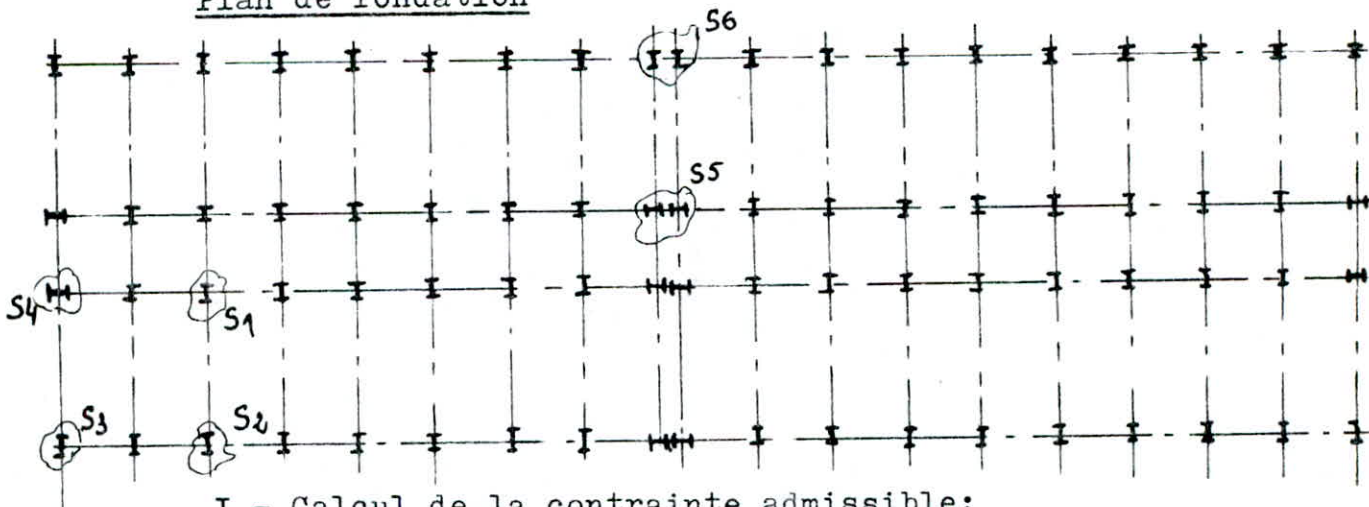
* Semelle filante (continue): utilisée lorsque les poteaux sont peu espacés, lorsqu'il y a crainte de tassement différentiel.

* Radiers: utilisés lorsque les semelles filantes sont insuffisantes, lorsque le sol est hétérogène et médiocre et lorsqu'il y a un problème d'eau.

Remarque: Les types de semelle ont été cités dans l'ordre décroissant du point de vue économie.

Donc vu qu'on n'a pas de tassement différentiel, que l'espace-ment entre les poteaux est assez grand et que les charges sont assez faibles alors on prend des semelles isolées.

Plan de fondation



I - Calcul de la contrainte admissible:

- semelle rectangulaire:

$$\sigma_s = \gamma_h \cdot D + \frac{\rho \cdot \gamma_h \cdot N_f + \delta \cdot D \cdot (N_q - 1) + 1,3 \cdot C' \cdot N_c}{F}$$

où : F : coefficient de securité on prend $F = 3$.
 f : rayon moyen

$$f = \frac{\text{surface de la semelle}}{\text{perimètre de la semelle}} = \frac{A \cdot B}{2(A+B)}$$

on prendra des semelles dont les côtés seront dans le même rapport que les côtés du fût.

D : profondeur d'ancrage, on prend $D = 1,50$ m.

$$\begin{aligned} \gamma' = 26^\circ \text{ donc } N_\gamma &= 12 \\ N_\gamma &= 11,8 \\ N_c^d &= 22,2 \end{aligned}$$

γ_h : densité apparente humide, le rapport de sol donne la densité apparente seche, on alors calculé γ_h et on trouve $\gamma_h = 1,8 \text{ t/m}^3$

$$\text{d'où: } \sigma_s = 2,2 + 0,0072 \cdot f ;$$

II - Principe de calcul

On a des semelles isolées sous poteaux sollicitées seulement par un effort normal

- N_1 : effort normal sous sollicitation 1er genre.
- N_2 : " " " " " 2ème "

Les semelles sont disposées sur un béton de propreté dosé à 150 kg/m^3 d'épaisseur 10 cm.

On prévoit des longrines entre les semelles dans les 2 sens.

1- Dimensionnement:

$$\cdot h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{array} \right. \quad ; h_t = h + d$$

d : enrobage = 5 cm.

$$\cdot A \cdot B > N_{sp1} / \sigma_s$$

$$\cdot A \cdot B > N_{sp2} / \sigma_s$$

remarque: si $N_{sp2} < 1,5 \cdot N_{sp1}$ alors on dimensionnera avec N_{sp1} sinon le contraire.

Soit $A = k B$ avec $k = a/b$ où a et b: dimensions du fût.

$$\text{alors } B^2 > N / (k \cdot \sigma_s)$$

or $\sigma_s = 2,2 + 0,0072 \cdot f$ où $f = \frac{A \cdot B}{2 \cdot (A+B)}$
 $f = \frac{k \cdot B}{2 \cdot (k+1)}$

$\sigma_s = 2,2 + 0,0072 \cdot k \cdot B / (2 \cdot (k+1))$

si on pose $0,0072 \cdot k / (2 \cdot (k+1)) = k'$

alors $\sigma_s = 2,2 + k' \cdot B$

d'où $B^2 > N / (2,2 + k' \cdot B) \Rightarrow k' \cdot B^3 + 2,2 \cdot B^2 - N \geq 0$

2- Ferraillage:

On utilise la methode des bielles à savoir:

// B: $A_b = \frac{N}{8} \cdot \frac{(B-b)}{h \cdot \sigma_a}$

// A: $A_a = \frac{N}{8} \cdot \frac{(A-a)}{h \cdot \sigma_a}$

3- Application:

	a [cm]	b [cm]	a' [cm]	b' [cm]	K	K'	N(SP1) [t]	N(SP2) [t]	Sous SP1		H	Sous SP2		Ab [cm ²]	Aa [cm ²]
									B	A		B	A		
S ₁	35	30	45	40	1,13	0,002	388	53,4	120	140	30			5,70	5,38
S ₂	25	20	35	30	1,17	0,002	28,6	41,6	110	130	25			3,98	4,73
S ₃	10	15	30	25	1,2	0,002	12,1	15,9	70	90	15			1,42	1,89
S ₄	40	30	50	40	1,3	0,002	14,2	71,9			30	130	170	4,99	6,65

* choix et espacement des aciers:

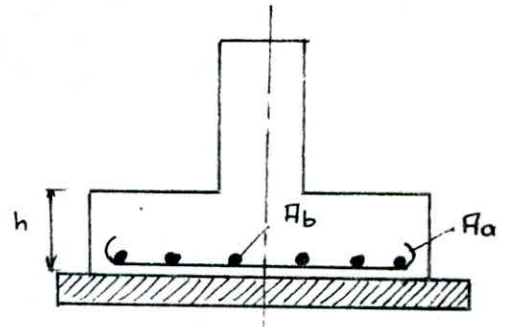
	Aa [cm ²]	Ab [cm ²]	Aa ^{choix}	Ab ^{choix}	ta [cm]	tb [cm]
S ₁	5,38	5,70	6T12	8T10	14	20
S ₂	4,73	3,98	7T10	5T10	18	26
S ₃	1,89	1,42	4T10	4T10	23	30
S ₄	6,65	4,99	6T12	7T10	26	28

* verification de l'adherence:

Si $\phi_a < \frac{\bar{\tau}_d}{\bar{\sigma}_a} \cdot A$ alors pas de crochets.
 Si $\phi_b < \frac{\bar{\tau}_d}{\bar{\sigma}_a} \cdot B$ " " " .

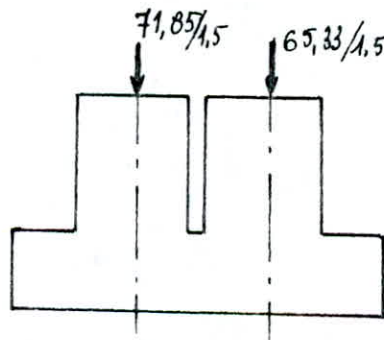
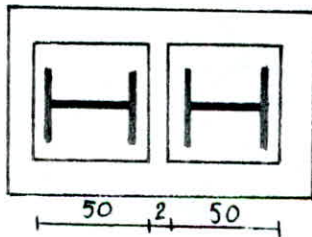
$d = 16,6 \text{ daN/cm}^2$ $\bar{\tau}_d / \bar{\sigma}_a = 0,006$

	ϕ_a	ϕ_b	$\frac{\bar{\tau}_d}{\bar{\sigma}_a} \cdot A$	$\frac{\bar{\tau}_d}{\bar{\sigma}_a} \cdot B$	observation
S ₁	12	12	10,2	9,0	crochets
S ₂	10	10	7,8	6,6	"
S ₃	10	10	5,4	4,2	"
S ₄	12	10	10,2	7,8	"



Remarque: comme $h_t = \text{cte}$, on adoptera des semelles rectangulaires ($h_t = 40 \text{ cm}$) et la verification au cisaillement est inutile.

- Semelle S₂:



Il s'agit d'une semelle sous 2 poteaux, vu que l'espace entre les deux fûts est très petit et de plus la semelle est rigide alors la repartition sera rectangulaire.

* Dimensions du fût equivalent:

$a = 2 \times 0,5 + 0,02 = 1,02 \text{ m.}$
 $b = 0,5 \text{ m.}$ } $k = 2,04$ $k' = 0,002$

* Dimension de la semelle:

$N = (71,85 + 65,33) / 1,5 = 91,45 \cdot t$

d'où $(B = 140 \text{ cm}$
 $(A = 290 \text{ cm}$

$h = 50 \text{ cm}$ $h_t = 55 \text{ cm}$

$$N_t = 1,6 \cdot (290-102) \cdot (140-40) \cdot (140-50) = 2,71 \text{ t.}$$

$$N_m = 2,5 \cdot (A \cdot B \cdot h_t + a \cdot b \cdot (D-h_t)) = 6,67 \text{ t.}$$

$$N^T = N + N_t + N_m = 100,63 \text{ t.}$$

verification: $\sigma = \frac{N}{A \cdot B} = 2,47 < \bar{\sigma}_s = 2,50 \text{ daN/cm}^2 \cdot$

* Ferrailage:

$$\begin{array}{lll} A_b = 9,43 \text{ cm}^2 & 13T10 = 10,14 \text{ cm}^2 & t = 24 \text{ cm} \\ A_a = 19,71 \text{ cm}^2 & 10T16 = 20,10 \text{ cm}^2 & t = 15 \text{ cm.} \end{array}$$

* verification de l'adhérence:

$$\begin{array}{ll} \phi_a = 10 < 17,4 & \text{pas de crochets.} \\ \phi_b = 16 > 8,4 & \text{crochets} \end{array}$$

4- Calcul du Fût:

ILs seront calculés en compression simple.

Calcul: $A' = \frac{1}{n \cdot \bar{\sigma}_{bo}} \cdot (N - B \cdot \sigma'_{bo})$

Reglement: $A_{min} = \frac{1,25}{1000} \cdot \sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot \sigma_3 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_{bo}}$

Remarque: zone sismique $\phi \geq 14 \text{ mm.}$

	$a_{(a)}$	$b_{(a)}$	$B_{(a)}$	$N_{(a)}$	$N_{(t)}$	$A'_{(a)}$				$A_{min}^{[cm^2]}$	Choix
							σ_1	σ_2	σ_3		
S_1	45	40	1800	57,0	/	<0	1	1,67	1,9	3,31	4 ϕ 14
S_2	35	30	1050	28,6	/	<0	1,4	1,96	"	2,76	4 ϕ 14
S_3	30	25	750	12,1	/	<0	1,8	1,28	"	1,75	4 ϕ 14
S_4	50	40	2000	/	71,9	<0	1,4	0,62	"	2,19	4 ϕ 14

Pour les armatures transversales on prendra des cadres ϕ 8 tous les 15 cm .

5- Calcul des longrines:

Les longrines seront calculées conformément à l'article 4.2.3.3 (RPA 81).

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous

l'action d'une force egale à $N = N_{\max}/10$, où N_{\max} : effort axial du poteau.

- Ferraillage:

$$A_1 > N/\sigma_e .$$

$$N_{\max} = 71,85 \text{ t} \quad N = 7,185 \text{ t}$$

$$A_1 > 7,185 \cdot 10^3 / 2800 = 2,57 \text{ cm}^2$$

on prend 4 T 14 ($A = 6,16 \text{ cm}^2$).

pour les armatures transversales on prend des cadres $\emptyset 8$ tous les 15 cm.

- Condition de non fragilité

section de coffrage: 30x30 cm.

$$A > 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{b}{a} = 1,18 \text{ cm}^2 \quad \underline{\text{verifié}}$$

DEUXIEME PARTIE

STRUCTURE AUTOSTABLE

PREDIMENSIONNEMENT

o-o-o-o-o-o-o-o-o-o=

I - Poteaux

Ils sont dimensionnés en flexion composée sous l'action

-d'un effort normal dû aux -charges permanentes

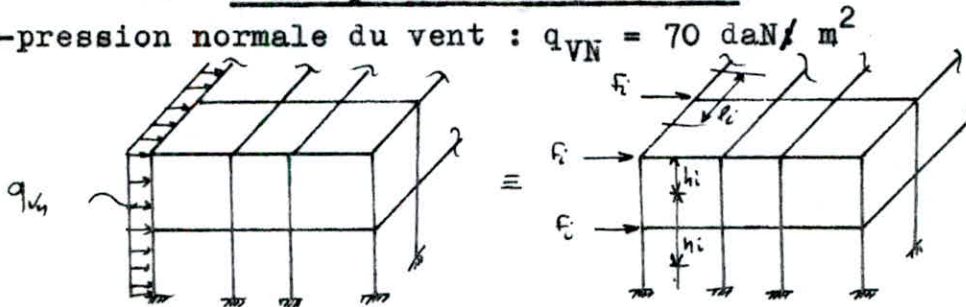
-surcharges d'exploⁱon

-d'une flexion due aux surcharges climatiques.

la surcharge climatique prise en compte est l'action du vent pour cela nous faisons une etude preliminaire au vent.

1 - Etude preliminaire au vent:

-pression normale du vent : $q_{VN} = 70 \text{ daN/m}^2$



- on assimilera l'action du vent à une action concentrée appliquée à chaque plancher:

- nous prendrons un portique intermediaire car il sera le plus sollicité (ayant la plus grande largeur exposée au vent).

1-a Evaluation des efforts dus aux forces

horizontales :

Pour cela, nous appliquerons la methode française en faisant les hypothèses suivantes :

- * poteaux encastrés à leurs bases et articulés à mi-hauteur d'etage.
- * les forces horizontales se répartissent entre les differents poteaux proportionnellement aux moments d'inerties (les moments d'inerties des poteaux de rive sont affectés d'un coefficient 0.8).
- * les efforts normaux verticaux sont proportionnels à la distance de chacun des poteaux au point equidistant des deux poteaux de rive.

Efforts horizontaux:

* poteau de rive: $f_i = \frac{0,8 \cdot I_n}{0,8 \cdot \sum I_n + \sum I_i} \cdot F_i$

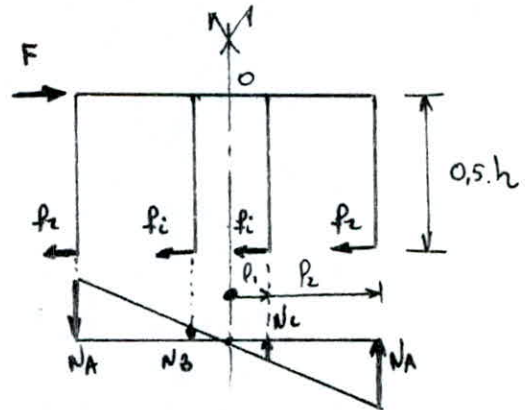
* poteau intermediaire :
 $f_i = \frac{I_i}{0,8 \sum I_n + \sum I_i} \cdot F_i$

Efforts verticaux:

* portique transversal:

soit $\sum M/O = 0$
 $\Rightarrow M_2 - l [(N_B + N_C) P_1 + (N_A + N_D) P_2] = 0$
 ou $M_2 = 0,5 \cdot F \cdot h$

de plus: $\frac{N_A}{N_B} = \frac{N_D}{N_C} = \frac{P_2}{P_1}$



de la nous aurons les differents efforts verticaux.

* portique longitudinal:

-même processus, sauf qu'il y a plus de portiques.

Moments dans les poteaux/

Les moments dans les poteaux seront obtenus à partir des forces horizontales agissant à mi-hauteur de poteaux, d'où

$M = f_i \cdot 0,5 \cdot h$

* poteau de rive / $M = \frac{1}{2} \cdot \frac{0,8 \cdot I_2}{0,8 I_1 + I_2} \cdot f_i \cdot h_i$

* poteau intermediaire/ $M = \frac{1}{2} \cdot \frac{I_1}{0,8 I_1 + 2 I_2} \cdot f_i \cdot h_i$

1-b Differents efforts sous l'action du vent:

* portique transversale:

niveau	F(t)	h(m)	de rive			intermediaire		
			M(tm)	N(t)	T(t)	M(tm)	N(t)	T(t)
2	0,40	3,44	0,15	0,040	0,040	0,20	0,008	0,008
1	1,30	3,42	0,50	0,090	0,130	0,62	0,018	0,026

* portique longitudinal:

Niveau	F(t)	h(m)	de rive			Intermediaire le plus defavorable		
			M(tm)	N(t)	T(t)	M(tm)	N(t)	T(t)
2	0,60	3,44	0,05	0,016	0,016	0,063	0,012	0,012
1	1,80	3,42	0,15	0,031	0,047	0,188	0,024	0,036

1-c Valeurs retenues:

En conclusion, le poteau transversal sera le plus sollicité d'où on retiendra les efforts sollicitants un poteau intermédiaire de ce portique transversal.

$$M = 0,620 \text{ t.m} ; N = 0,018 \text{ t}$$

2 - Calcul des charges et surcharges:

Surface agissant sur un poteau: $S = 4,95 \times 3,60 = 17,82 \text{ m}^2$;

a- Effort normal:

Niveau	G(t)	P(t)	V _n (t)
terrace	9,98	1,78	0,008
étage	13,01	7,13	0,018
N [t]	22,99	8,91	0,026

$$\begin{aligned} \bullet \quad 4/3 G + 3/2 P & \quad N_1 = 44,02 \text{ t} \\ \bullet \quad 4/3 G + 17/12(P+V_n) & \quad N_2 = 43,31 \text{ t} \quad \rightarrow \quad N^{\max} = 44,02 \text{ t} . \end{aligned}$$

b- Moment:

Pour poteau RDC $M^{\max} = 0,62 \text{ t.m} .$

3- Prédimensionnement des poteaux:

Hypotheses: -poteau prémuni contre le deversement $K_d=1$
 -poteau encasté à sa base, a noué libre de se déplacer $l_f = 2 \cdot l_0$

Nous dimensionnerons à partir de

$$K \cdot \sigma + \sigma_f \cdot K_d \cdot \sigma_e$$

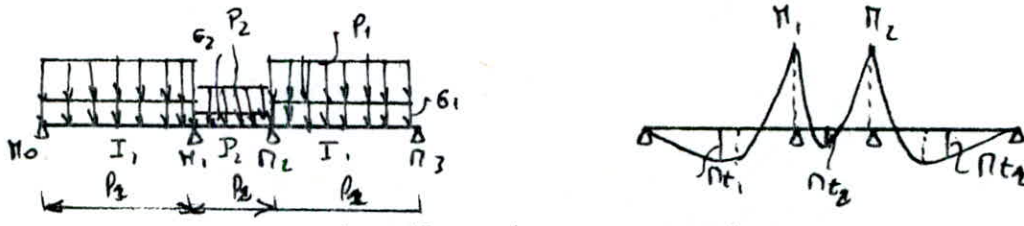
.Choix HEA 200 / $i_y = 4,98$
 $A_y = 53,8 \text{ cm}^2$ verification $> \sigma_e$
 $W_y = 389 \text{ cm}^3$

.Choix HEA 220 / $i_x = 5,51$
 $A = 64,3 \text{ cm}^2$ verification:
 $W_x = 515 \text{ cm}^3$ $1927,8 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$

En conclusion: on prendra comme poteaux des HEA 220 .

II - Poutres

1 - Poutres transversales: (on considere une poutre intermediaire)



1-a Moments sur appuis:

Pour le calcul de cette poutre on considere la methode des 3 moments, en supposant que $I_1 = 2 I_0 = I$

On trouve:

$$M_0 = M_3 = 0$$

$$M_1 = M_2 = -0,36.A$$

avec: $A = q_1 \cdot \frac{P_1^3}{48} + q_2 \cdot \frac{P_2^3}{24}$
 (où $q_i = \frac{4}{3} G_i + \frac{3}{2} P_i$)

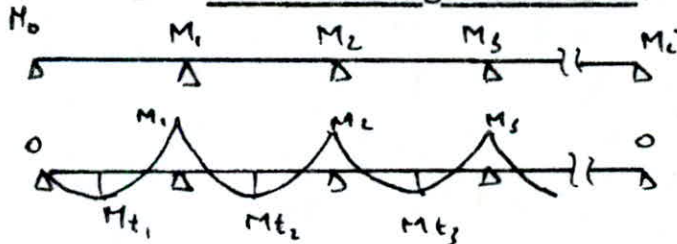
1-b Moments entravée:

On trouve:

$$M_{t1}^{max} = \frac{3,3 \cdot q_1 - 0,055 \cdot A}{1 \cdot q_1}$$

$$M_{t2}^{max} = q_2 \cdot \frac{P_2^2}{8} - 0,36 \cdot A$$

2 - Poutres longitudinales:



Comme on a le même chargement sur chaque travée et la même portée alors on aura la même inertie.

$$\Rightarrow M_0 = M_4 = 0$$

$$M_1 = M_3$$

$$M_2 = M_3 = \dots = M_5$$

1-a Moments sur appuis:

On trouve:

$$M_1 = -\frac{4}{38} \cdot q \cdot P^2$$

$$M_2 = -\frac{3}{38} \cdot q \cdot P^2$$

1-b Moments en travée:

On trouve:

$$M_{t1} = \frac{(1,8 \cdot q - \frac{M_1}{3,6})^2}{2q}$$

$$M_{t2} = \frac{(1,8q + \frac{M_1 - M_2}{3,6})^2}{2q} - M_1$$

$$M_{t3} = q \frac{p^2}{8} - M_2$$

Remarque: Pour dimensionner les poutres on considerera la plus grande valeur de M_t .

3 - Formule de dimensionnement:

Les poutres sont calculées en flexion simple.

Critère: $\frac{M_{max}}{W_x} \leq \sigma_e \Rightarrow W_x^{nec} \geq \frac{M_{max}}{\sigma_e}$

Remarque: En premier lieu on neglige le poids de l'element:

4 - Verifications:

4-a Resistance:

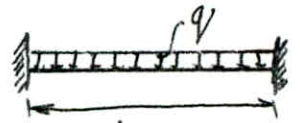
Ontient compte du poids de l'element.

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_x} \leq \sigma_e$$

avec: $q = \frac{4}{3}(G + G') + \frac{3}{2}P$
 où G' : poids de la poutre/ml

4-b Rigidité:

$$f = \frac{q p^4}{384 E \cdot I_x} \leq \bar{f}$$



Remarque: Les charges ne sont pas pondérées $\Rightarrow q = G + G' + P$

5 - Applications:

	Poutre	G	P	q	A	M _{t1}	W _x cm ³	IPE	W _x cm ³	G'	q	A	M _{t1}	σ	q	I _x	f	f _{cm}	Observations
- Sens transversal -	terrestre Riv	1814,4	324	2051,2	3219,4	1052	430,3	300	557	442	2945		107	19,1	2100,6	8356	0,62	42	La fleche est verifiee
	Inter	1232	220	1927,7		7,6	377	240	324	307	2083,6	322865,4	177	2376	19911	3832	0,1	1,1	-
	Boye Riv	2365,2	179,6	509,6		11,5	771	360	904	571	5777,7		117	2088,6	3711,3	16270	0,54	1,32	-
Sens longitudinal	Inter	1606	810	3493	5699,4		10,1	421	330	429	3009,4	57741,1	103	2230	2400	11720	0,1	0,66	-
	Ceriane	1344	240	212		$\frac{2,2}{3,9}$ $\frac{1,3}{1,3}$	162,5	200	194	22,4	2019		$\frac{2,2}{3,9}$ $\frac{1,3}{1,3}$	2010,3	1606,4	1943	0,18	1,2	-
	Udage	1752	960	5776		$\frac{3,8}{6,8}$ $\frac{2,3}{2,3}$	283,5	240	324	307	3816,9		$\frac{3,8}{6,8}$ $\frac{2,3}{2,3}$	2199,6	27427	3832	0,14	0,72	-

ETUDE AU SEISME

O=O=O=O=O=O=O=O

I - Action sismique

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

Le calcul des efforts sous charges horizontales sera fait *par* la methode de Mutto.

On etudie le bloc B seulement.

1- Force sismique minimum:

On a:

$$\begin{aligned}
A &= 0,25 \\
B &= 0,2 \\
D &= 2 \\
Q &= \begin{cases} 1,4 & \text{sens trans} \\ 1,3 & \text{" long} \end{cases} \\
W_T &= 957,15 \text{ t.}
\end{aligned}$$

d'où la force sismique minimum:

$$\begin{aligned}
\underline{\text{sens trans}}: V_t &= 134,01 \text{ t} \\
\underline{\text{sens long}}: V_l &= 124,43 \text{ t.}
\end{aligned}$$

2- Distribution en hauteur des forces latérales:

- calcul de la periode:

En premiere approximation: $T = 0,10.H / \sqrt{L}$.

ensuite: $T = 2.\pi.(\sum W_j.(s^2)/(g.\sum F^c.s^c))^{1/2}$.

où: :deplacement cumulé

* Calcul de la première approximation:

$$\begin{aligned}
\underline{\text{sens trans}}: T_t &= 0,185 < 0,7 & F_t &= 0 \\
\underline{\text{sens long}}: T_l &= 0,119 < 0,7 & F_t &= 0
\end{aligned}$$

Rigidité d'etage(calculée d'apres Mutto)

$$\begin{aligned}
\underline{\text{sens trans}}: & \text{niveau 2 : } R = 3656 \text{ t/m} \\
& \text{niveau 1 : } R = 4358,9 \text{ t/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\underline{\text{sens long}}: & \text{niveau 2 : } R = 2679,25 \text{ t/m} \\
& \text{niveau 1 : } R = 3582,06 \text{ " }
\end{aligned}$$

* Itérations:

- sens trans: $V = 134,01 \text{ t}$.

$$T < 0,7 \text{ s} \rightarrow F_K = V \cdot \frac{W_K \cdot h_K}{\sum W_i \cdot h_i}$$

1ère itération:

niveau	h_i [m]	W_i [t]	$W_i \cdot h_i$	F_K (t)	F_K^c (t)	R	δ_j	δ_j^c
2	6,86	363,5	2493,6	74,97	74,97	3556	2,04	5,11
1	3,42	571,8	1955,6	58,79	133,76	4359	3,07	3,07
			$\Sigma = 4449,4$					

d'où $T = 0,86 \text{ s}$ $D = 2 \frac{0,5}{T} = 1,52$.

2ème itération:

$$T > 0,7 \Rightarrow F_K = (V - F_t) \cdot \frac{W_K \cdot h_K}{\sum W_i \cdot h_i}$$

$$\left. \begin{aligned} V &= A.D.B.Q.W = 101,8 \text{ t} \\ F_t &= 0,07 \cdot T \cdot V = 6,2 \end{aligned} \right\} V - F_t = 95,6 \text{ t}.$$

niv.	F_K	F_K^c	δ	δ^c
2.	53,545	53,545	1,46	3,65
1.	42,055	95,600	2,90	2,19

$F_K^c = V - F_t$ on arrête les itérations.

- sens long: $V = 124,43 \text{ t}$ ($T = 0,119 \text{ s}$)

$$T < 0,7 \text{ s} \rightarrow F_K = \frac{W_K \cdot h_K}{\sum W_i \cdot h_i}$$

1ère itération:

niv	h_i	W_i	$W_i \cdot h_i$	F_K	F_K^c	R	δ_j	δ_i^c
2.	6,86	365,5	2493,6	69,51	69,51	2679,3	2,60	6,05
1.	3,42	571,8	1955,6	54,05	123,56	3582,9	3,45	3,45
			$\Sigma = 4449,6$					

d'ou $T = 0,979 \text{ s}$ $D = 1,43$

2ème itération:

T 0,7 s

$$\left. \begin{array}{l} V = 88,96 \text{ t} \\ F_t = 6,1 \end{array} \right\} \quad V - F_t = 82,87 \text{ t.}$$

niv.	F_K	F_K^c	δ_i	S_i^c
2.	46,307	46,307	1,73	4,04
1.	36,563	82,870	2,31	2,31

$F_K^c = V - F_t = 82,87 \text{ t}$ alors on arrête les iterations.

En resumé: Les efforts agissant aux différents niveaux sont:

<u>Sens long</u> :	Niv 2	$F_K^c = 46,31 \text{ t}$;	$F_K = 46,30 \text{ t}$.
	Niv 1	$F_K^c = 82,87 \text{ t}$;	$F_K = 36,56 \text{ t}$.
<u>Sens trans</u> :	Niv 2	$F_K^c = 53,55 \text{ t}$;	$F_K = 53,55 \text{ t}$.
	Niv 1	$F_K^c = 95,6 \text{ t}$;	$F_K = 42,06 \text{ t}$.

II - Calcul des efforts dans chaque portique:

On aura la formule directe:

$$T_{jy} = \zeta_{jy}^a \cdot \frac{r_{jy}}{R_{jy}} + \zeta_{jy}^b \cdot \frac{r_{jy}}{R_{j\theta}} \cdot x_j \cdot e$$

remarque: 1ère partie de l'addition: terme de translation
 2ème " " " : " rotation

où: R_{jy} : rigidité relative d'étage.
 r_{jy} : " " de file.
 x : distance portique au centre de torsion.
 $R_{j\theta}$: rigidité a la torsion de l'etage j .
 e : excentricité.

$$R_{j\theta} = \sum R_{jy}^l \cdot (x_j^l)^2 + \sum R_{jx}^t \cdot (x_j^t)^2$$

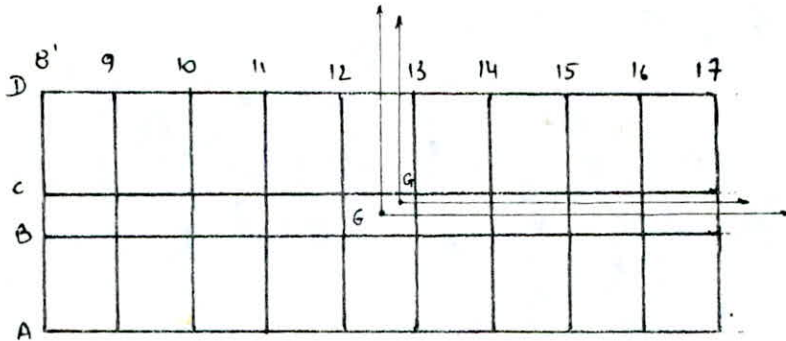
niv 2 : $R_{j\theta} = 428,55 \text{ kg.m}$

niv 1 : $R_{j\theta} = 529,82 \text{ "}$

Le centre de torsion est confondu avec le centre de masse, on prendra donc une excentricité accidentelle $e_x = e_y = 5\% \cdot L_{\max}$
 $e = 1,62 \text{ m}$.

Nous déterminerons les efforts tranchants que pour deux portiques (dans chaque sens), les plus extrêmes et les plus défavorables.

on trouve:

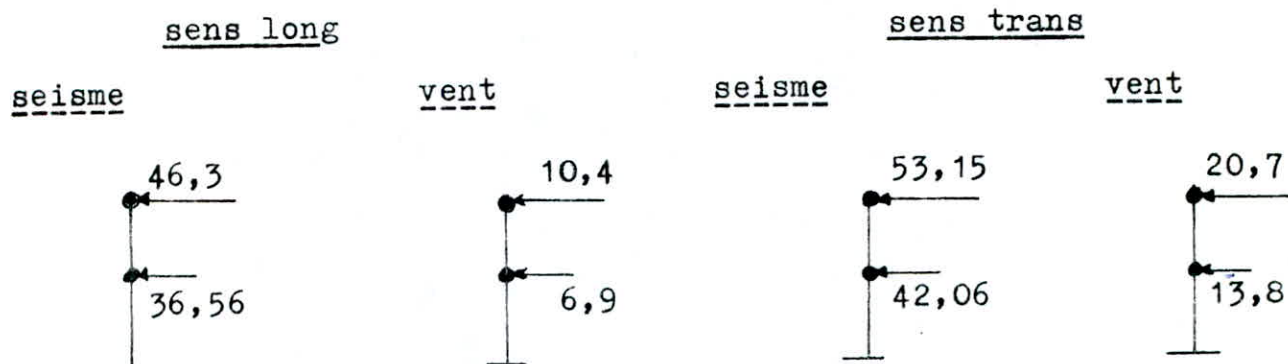


	File	niveau	e (m)	X/CT.	Ti (t)
Sens Long.	A	2	1,62	9,85	11,179
		1	"	"	7,766
	B	2	"	3,25	12,457
		1	"	"	10,878
Sens trans	8'	2	"	14,58	4,706
		1	"	"	3,402
	9	2	"	10,38	11,159
		1	"	"	7,738

COMPARAISON SEISME-VENT

0=0=0=0=0=0=0=0=0=0=0=0

I - Comparaison



Conclusion: les forces sismiques sont plus prépondérantes que le vent, donc pour les verifications on tiendra compte que des effets du seisme.

II- Verification au renversement

Même demarche que pour la partie précédente.

1- Sens trans:

$$\sigma_{Hx} = 0,14$$

$$W_1 = 365,5$$

$$W_2 = 571,8$$

$$F_1 = 53,55$$

$$F_2 = 42,06$$

$$M_r = 4030,4 \text{ t.m}$$

$$M_c = 511,2 \text{ t.m}$$

$$H.z = 133,9 \text{ t.m}$$

verification: $M_r > 1,5 \cdot (M_c + H.z)$ batiment stable

2- Sens long:

$$\sigma_{Hx} = 0,13$$

$$W_1 = 365,5$$

$$W_2 = 571,8$$

$$F_1 = 46,3$$

$$F_2 = 36,6$$

$$M_r = 13\,373 \text{ t.m}$$

$$M_c = 442,8 \text{ t.m}$$

$$H.z = 116,1 \text{ t.m}$$

verification: $M_r > 1,5 \cdot (M_c + H.z)$ batiment stable

VERIFICATION DE L'OSSATURE

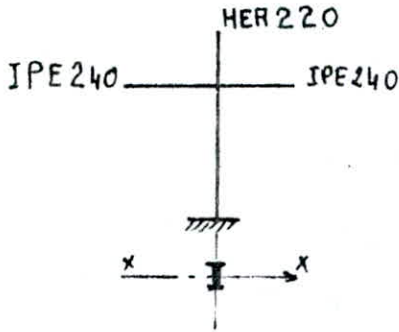
0=0=0=0=0=0=0=0=0=0=0=

I Etude des poteaux.

D'après le predimensionnement nous avons opté pour un HEA 220.

1 - Calcul de la longueur de flambement.

a) flambement dans le plan X-X :



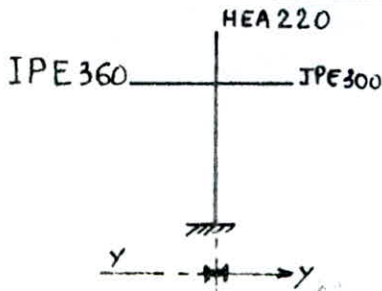
• HEA 220 : $I_y = 5410 \text{ cm}^4$ - $I_x = 1955 \text{ cm}^4$
 $\left\{ \begin{array}{l} p_s = 344 \text{ cm} \\ p_i = 342 \text{ cm} \end{array} \right.$

• IPE 240 : $I_x = 3892 \text{ cm}^4$
 $\left\{ \begin{array}{l} p = 360 \text{ cm} \end{array} \right.$

• $K = \frac{\sum K_{poutres}}{\sum K_{poutres} + \sum K_{poteaux}} \Rightarrow p_f = \sqrt{\frac{4 + 3,5 \cdot K}{1 + 6,5 \cdot K}} \cdot p_0$

$\Rightarrow p_f^y = 358 \text{ cm}$

b) flambement dans le plan Y-Y:



• IPE 300 : $I_x = 8356 \text{ cm}^4$
 $\left\{ \begin{array}{l} p = 330 \text{ cm} \end{array} \right.$

• IPE 360 : $I_x = 16270 \text{ cm}^4$
 $\left\{ \begin{array}{l} p = 660 \text{ cm} \end{array} \right.$

$\Rightarrow p_f^x = 361 \text{ cm}$

2 - Determination du plan de flambement:

- plan X-X: $\lambda_y = \frac{p_y}{i_y} = 79,20$

- plan Y-Y: $\lambda_x = \frac{p_x}{i_x} = 48,46$

3 - Etude de la stabilité des poteaux :

Les poteaux sont sollicités en flexion composée compression + flexion.

Comme X-X → plan de flambement

et Y-Y → plan de deversement

critère de verification:

$$K_{iy} \cdot \sigma + K_{fy} \cdot \sigma_{fy} + K_d \cdot K_{fx} \cdot \sigma_{fx} \leq \sigma_e$$

où K_d : coefficient de deversement.

4- Calcul des differents coefficients:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_k &= \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \\ \sigma &= \frac{N}{A} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{aligned} \mu_x &= \frac{\sigma_{kx}}{\sigma} \longrightarrow K_{fx} = \frac{\mu_x + 0,25}{\mu_x - 1,3} \\ \mu_y &= \frac{\sigma_{ky}}{\sigma} \longrightarrow K_{fy} = \frac{\mu_y + 0,25}{\mu_y - 1,3} \\ & \qquad \qquad \qquad K_{1y} = \frac{\mu_y - 1}{\mu_y - 1,3} \end{aligned}$$

Contrainte de non deversement:

On a B = C = 1 .

2 cas peuvent se presenter:

- * 1. $\sigma_d \geq \sigma_e$ pas de risque de deversement: $K_d = 1$.
- * 2. $\sigma_d < \sigma_e$ on calcul alors K_d (voir 1^{ere} partie)

$$\text{d'où } K_d = \sup \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \frac{K_{d0}}{c'} + \frac{c'-1}{5K_{d0}} \end{array} \right.$$

on calcule ensuite

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} \quad \text{et} \quad \sigma_{fy} = \frac{M_y}{W_y}$$

Nous étudierons un poteau intermediaire dans le portique transversal et nous prendrons ce même poteau dans le sens longitudinal, nous aurons un effort normal qui sera le cumul des efforts normaux dûs aux charges transversales et longitudinales.

5- Efforts sollicitants un poteau intermediaire.

			$\frac{4}{3}(G+T) + \frac{3}{2}P$	$G+T+R_1, 2E$	$G+T+R_1, 2E$	$G+T+P$	$0,8(G+T)E$	$0,8(G+T)E$	$0,8(G+T)$
Sens trans poteau: 3	M_x [t.m]	s	2,020	5,101	-2,217	1,436	3,698	-2,400	0,644
		i	0,927	4,459	-3,135	0,656	3,442	-2,886	0,273
	N^c [t]	35,335	25,859	25,635	25,739	15,812	15,625	15,712	
	T [t]	0,862	2,796	-1,565	0,612	2,088	-1,546	0,268	
Sens long poteau: 3	M_y [t.m]	s	-0,377	3,952	-4,334	-0,285	3,287	-3,618	-0,244
		i	-0,412	4,050	-4,479	-0,310	3,377	-3,730	-0,256
	N^c [t]	22,240	19,129	13,282	16,118	11,806	6,934	9,297	
	T. [t]	-0,231	2,339	-2,576	-0,174	1,948	-2,148	-0,146	

- longueurs de flambement:

$l_x = 3,61 \text{ m}$

$l_y = 3,58 \text{ m}$

Nous avons considéré que lorsque le seisme agit dans un sens, dans l'autre il n'aura pas d'action, donc ce sens sera sollicité par l'action des charges permanentes, surcharges d'exploitation, de température.

4- Verification au cisaillement: (voir 1^{ère} partie)

5- Application:

a) Poteau 3: sens transversal

Combinaisons		$\frac{4}{3}(G+T)+\frac{1}{2}P$	$G+T+P+1,2\bar{P}$	$G+T+P+1,2\bar{E}$	$0,8(G+T)+\bar{E}$	$0,8(G+T)+\bar{E}$	
Poteau 3	M _x [t.m]	S	2,020	5,101	-2,217	3,698	-2,400
		i	0,927	4,459	-3,135	3,442	-2,086
	N. [t]	57,575	41,977	41,753	25,109	24,922	
	T _x [t]	0,862	2,796	-1,565	2,088	-1,546	
	T _y [t]	-0,231	-0,174	-0,174	-0,146	-0,146	
		S	-0,377	-0,285	-0,285	-0,244	-0,244
		N	-0,412	-0,310	-0,310	-0,256	-0,256
Verification	stabilité	1962,8	1433,4	1392,9	1097,6	1071,4	
	cisaillement	64,6	209,7	117,4	156,6	116,0	
	observation	- dévers, - vérifié	- dévers, - vérifié	- dévers, - vérifié	- dévers, - vérifié	- dévers, - vérifié	

b) Poteau 3: sens longitudinal

Combinaisons		$\frac{4}{3}(G+T)+\frac{1}{2}P$	$G+T+P+1,2\bar{P}$	$G+T+P+1,2\bar{E}$	$0,8(G+T)+\bar{E}$	$0,8(G+T)+\bar{E}$	
Poteau 3	M _x [t.m]	S	2,020	1,436	1,436	0,644	0,644
		i	0,927	0,656	0,656	0,273	0,273
	N. [t]	57,575	44,868	39,021	27,578	22,646	
	T _x [t]	0,862	0,616	0,612	0,268	0,268	
	T _y [t]	-0,231	2,339	-2,576	1,948	-2,148	
	M _y [t.m]	S	-0,377	3,956	-4,334	3,287	-3,048
		i	-0,412	4,050	-4,479	3,377	-3,730
Verification	stabilité	1962,8	1699,2	1581,4	1391,5	1298,2	
	cisaillement	64,6	71,3	79,6	60,2	66,4	
	observation	- dévers, - vérifié	- dévers, - vérifié	- dévers, - vérifié	- dévers, - vérifié	- dévers, - vérifié	

En conclusion: HEA 220 vérifié:

- à la stabilité avec déversement
- au cisaillement.

II - Etude des poutres.

hypothèses: poutre doublement encastrees $\rightarrow l_f = l_0 / 2$.

elles seront verifiées à la flexion composée:

$$K \cdot \frac{N}{A} + k_f \cdot \sigma_f \leq \sigma_e$$

et plus simplement par la formule enveloppe qui est une condition suffisante mais pas nécessaire:

$$\frac{9}{8} (k \cdot \sigma + \sigma_{fk}) \leq \sigma_e$$

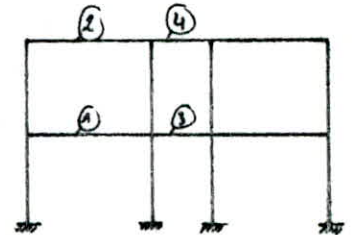
pour calculer , il faut calculer car les moments sur appuis gauche et droits ne sont pas necessairement les moments max donc il faut aussi calculer le moment en travée.

$$M_t = M_0 - \frac{M_G + M_D}{2} \quad \text{où } M_0 = \frac{q l^4}{8}$$

$$\rightarrow M_{max} = \text{Sup} \begin{cases} |M_G| \\ |M_D| \\ |M_t| \end{cases}$$

1 - Portique transversal:

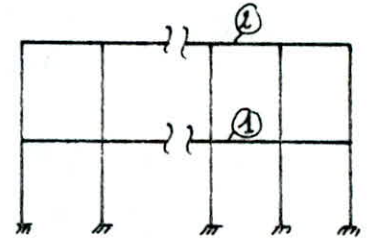
Poutres	1	2	3	4	
M _G [t.m]	7,940	4,746	7,424	4,813	
M _D [t.m]	-12,853	-8,375	-7,424	-4,813	
N. [t]	1,854	5,742	1,900	2,900	
T _G [t]	16,325	9,220	3,858	3,336	
T _D [t]	17,817	10,319	3,858	3,338	
$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P(l/m)$	5,173	2,961	2,389	2,023	
P ₀ [m]	6,60	6,60	3,30	3,30	
M ₀ [t.m]	28,167	16,123	3,252	2,754	
M _t [t.m]	17,771	9,562	4,224	3,621	
M ^{max} [t.m]	17,771	9,562	7,224	4,813	
Choix	IPE 360	IPE 300	IPE 270	IPE 240	
Verification	flexion	2157,1	2154,0	1947,9	1771,7
	cisaille.	665,6	521,7	234,2	244,3
Observation	- Vérifiée	- Vérifiée	- Vérifiée	- Vérifiée	



Conclusion: les poutres sont vérifiées.

2 - Portique longitudinal:

Poutres	1	2	
M _G . [t.m]	3,475	2,580	
M _D . [t.m]	-4,156	-1,587	
N. [t]	9,943	12,440	
T _G . [t]	6,681	3,966	
T _D . [t]	7,058	3,884	
$\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P$ [kN]	3,817	2,181	
l ₀ [m]	3,60	3,60	
M ₀ [t.m]	6,184	3,534	
M _t [t.m]	2,369	1,451	
M _{max} [t.m]	-4,156	2,580	
Choix	IPE 240	IPE 200	
Vérification	flexion	1804,6	2213
	cisaillement	527,4	379
Observation	Vérifiée	Vérifiée	



Conclusion: Toutes les poutres sont vérifiées
 - à la stabilité avec deversement
 - au cisaillement.

III - Dimensionnement du joint

On considère les déplacements en tête des poteaux

nœud 3 pour le portique B long
" 24 pour le portique A long (non étudié).

(on admettra qu'il a le même déplacement que le bloc B, ceci va dans le sens de la sécurité).

1- Combinaison max:

$$G+T+P+1,25E$$

$$x_3^B = x_{24}^A = 2,56 \text{ cm .}$$

2- Déplacement max:

$$x_{\max} = x_3^A + x_{24}^B = 5,12 \text{ cm .}$$

3- Vérification du déplacement relatif d'un bloc:

$$(RPA 81 - 3371) \quad d^r = \frac{X}{2.B} \quad 0,0075 . H$$

$$d^r = 2,56/(2.0,25) < 5,16 \quad \text{vérifié.}$$

4- Épaisseur du joint:

4-a d'après RPA 81/

$$e_1 = H/300 = 2,28 \text{ cm .}$$

4-b d'après déplacement max/

$$e_2 = X_{\max} = 5,12 \text{ cm}$$

4-c épaisseur du joint/

$$e \geq \max \begin{cases} e_1 \\ e_2 \end{cases} \quad \underline{e = 6 \text{ cm.}}$$

ASSEMBLAGES POUTRES-POTEAUX

o=o=o=o=o=o=o=o=o=o=o=o=o=o=o

I- Methode de calcul

On est dans le cas de portiques autostables, les poutres sont encastrees sur les poteaux donc on utilisera des boulons H-R.

1- Description de l'assemblage:

La poutre est reliee au poteau par l'intermediaire d'une platine les pieces sont serrées entre elles par des boulons H-R.

2- Calcul de L'assemblage:

Nous avons un assemblage frontal sollicité par

- un moment M
- un effort tranchant T
- un effort normal N.

Il a été montré expérimentalement que sous l'effet du moment fléchissant, les zones affaiblies (tendues) vis à vis du frottement se compense par les zones renforcées (comprimées), globalement la capacité à la friction de l'assemblage reste inchangée d'où pour la verification on sépare M et N.

Donc si N existe alors fait les verifications suivantes:

- en considerant N et M (T = 0)
- " " N et T (M = 0).

- N + M:

On a affaire à une traction pure car le moment se repartira sur les boulons en des efforts normaux.

d'où la verification: $N^* + F^* \leq 0,8.Ar.\sigma_e$.

- T + N:

Composition de 2 efforts:

verification: $T \leq 1,1.\gamma.(0,8.Ar.\sigma_e - N^*)$.

remarque: pour la verification des conditions des pieces assemblees c'est le même principe que la première partie sauf pour la pression diametrale où on aura $T^*/(d.e_{min}) < 4.\sigma_e$

Poutres	Sens transversal				Sens longitudinal			
	IPE 360	IPE 270	IPE 300	IPE 240	IPE 240		IPE 200	
					appui gauche	appui droit	gauche	droit
M. [t.m]	12,853	7,424	8,375	4,813	3,475	4,156	2,580	1,587
N. [t]	1,854	1,900	5,742	2,900	9,943	9,943	12,440	12,440
T. [t]	17,817	3,858	10,319	3,338	6,681	7,058	3,966	3,884
choix ϕ [mm]	18	18	20	18	18	18	18	18
nbre boulons	8	6	6	6	6	6	6	6
S [mm]	140	175	190	160	160	160	140	140
S _t [mm]	40	40	40	40	40	40	40	40
S _e [mm]	40	40	40	40	40	40	40	40
N* + F* [t]	11,099	10,382	11,267	7,744	6,900	7,927	6,653	4,890
N ₀ [t]	17,693	17,693	21,409	17,693	17,693	17,693	17,693	17,693
T* [t]	2,227	0,643	1,720	0,556	1,114	1,176	0,661	0,647
l.l. φ (N ₀ -N*) [t]	5,762	5,734	6,749	5,769	5,292	5,292	5,155	5,155
Pression diamétrale (kg/cm ²)	1012,3	292,3	710,7	252,7	557	840	300,5	462,2
Observation	- vérifié	- vérifié	- vérifié	- vérifié	- vérifié	- vérifié	- vérifié	- vérifié

Verification des cordons de soudure (poutre-platine)

- Hypothèses:

- . Les cordons de semelle reprennent N + M
- . " " d'âme " N + T.

- Cordon de soudure d'épaisseur a
- longueurs utiles

$$\begin{aligned} \cdot l_1 &= b - 2a \\ \cdot l_2 &= (b - e_s)/2 - 2a \\ \cdot l_3 &= h - 2e_s - 2a \end{aligned} \quad \sum l_i \cdot a_i \cdot \alpha_i = a \alpha \cdot \sum l_i \cdot$$

- Inertie totale des cordons / X-X

$$I = h^2 \cdot l_1 \cdot a_1 \cdot \alpha_1 + 2 \cdot (h - 2e_s)^2 \cdot l_2 \cdot a_2 \cdot \alpha_2$$

$$I = a \cdot \alpha (h^2 \cdot l_1 + 2 \cdot (h - 2e_s)^2 \cdot l_2) \cdot$$

- On prendra des attaches symétriques/l'axe du couple M.

* cordon semelle à la platine:

$$1,183 \cdot \frac{N}{\sum l_i \cdot a_i \cdot \alpha_i} + \frac{M \cdot h}{h^2 l_1 \cdot a_1 \alpha_1 + 2(h - 2e_s)^2 l_2 a_2 \alpha_2} \leq \sigma_e$$

* cordon âme à la platine:

$$\sqrt{1,4 (N / (\sum l_i \cdot a_i \cdot \alpha_i))^2 + 1,8 (T / (2l_3 \cdot a_3 \cdot \alpha_3))^2} \leq \sigma_e$$

Poutres	M (t.m)	N (t)	T (t)	a (mm)	1 ^{re} verification	2 ^{de} verification
IPE 360	11,853	1,854	17,817	10	1926,7	1545,1
IPE 270	7,424	1,900	3,858	10	2005,6	69,5
IPE 300	8,375	5,742	10,319	10	1891,1	535,1
IPE 240	4,813	2,900	3,338	10	1777,3	120,5

BASES DE POTEAUX

ETUDE DE LA PLATINE ET DES BOULONS D'ANCRAGE

o=o

I - Predimensionnement de la platine:

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, il en sera de même pour les platines.

1 - Dimensions en plan:

La platine sera sollicitée en flexion composée, on dimensionnera la platine à partir de la relation

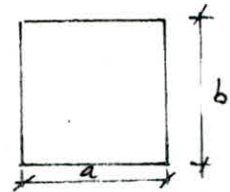
$$\frac{N}{A} + \frac{M}{W_p} \leq \sigma'_m \quad \text{où } \sigma'_m : \text{contrainte localisée du béton}$$

$$\sigma'_m = 1,2 \cdot \sigma'_{b_0}$$

et $A = a \cdot b$
 $W_p = a \cdot b^3 / 6$

soit $a = b \Rightarrow \frac{N}{a^2} + \frac{6 \cdot M}{a^3} \leq \sigma'_m$

d'où $a^3 - \frac{N}{\sigma'_m} \cdot a - \frac{6M}{\sigma'_m} \geq 0$



On dimensionne la platine avec les efforts agissant dans un sens et on la vérifie avec ceux agissant dans l'autre sens.

*sens trans : $M = 4,459 \text{ t.m}$

$N = 41,977 \text{ t}$

*sens long : $M = 4,050 \text{ t.m}$

$N = 44,868 \text{ t}$

1-a Dimensionnement par efforts sens trans:

$M = 4,46 \text{ t.m}$

$N = 41,97 \text{ t}$

$$a^3 - 0,518 \cdot 10^3 a - 9,33 \cdot 10^5 \geq 0$$

$a > 37,47 \text{ cm}$

soit $a = b = 420 \text{ mm}$

1-b Verification:

$M = 4,05 \text{ t.m}$

$N = 44,868 \text{ t}$

$$\frac{N}{A} + \frac{M}{W_p} = 58,23 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_m$$

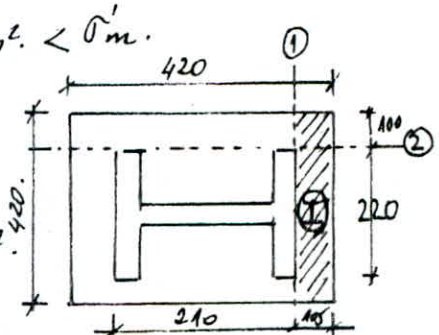
2 - Epaisseur de la platine:

-a Sens trans:

sous $M_x = 4,459 \text{ t.m}$

$N = 41,977 \text{ t}$

$$\rightarrow \sigma'_{b \max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_p} = 59,91 \text{ daN/cm}^2$$



soit en étudiant la plaque (I) en la considérant comme une console de 1cm de largeur

d'où moment max d'encastrement: $M = q_M \cdot \frac{c^2}{2}$ où c : largeur de la plaque ; $c = 10,5 \text{ cm}$

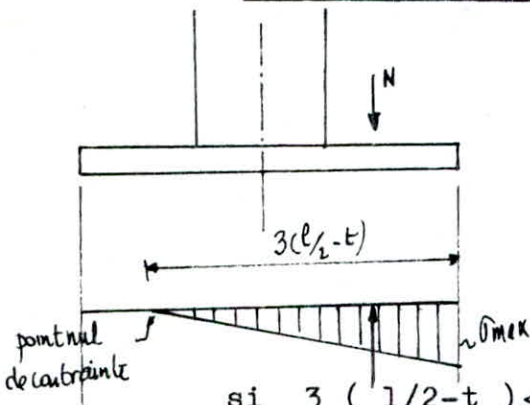
$$e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M}{\sigma_c}} = 2,87 \text{ cm} \quad e = 30 \text{ mm}$$

2-b Verification dans l'autre sens:

$$\begin{aligned} M_x &= 6,050 \text{ t.m} & \rightarrow \sigma_{b \text{ max}} &= 58,23 \text{ dan/cm}^2 & \rightarrow q_M &= 58,3 \text{ dan/cm.l} \\ N &= 44,868 \text{ t} & M &= q \cdot \frac{c^2}{2} & &= 2995 \cdot \text{dan/cm} \\ & & \frac{6 \cdot M}{1 \cdot e^2} &= 1943,4 \text{ dan/cm}^2 & < \sigma_c. \end{aligned}$$

d'où l'épaisseur de la platine $e = 30 \text{ mm}$
Ceci étant une épaisseur pas très importante d'où pas besoin de raidisseur.

II - Calcul de l'ancrage:



N' : excentricité, résultante de la répartition triangulaire de contrainte, avec la contrainte max au bord le plus proche de la platine d'où une répartition triangulaire sur $3 (1/2 - t)$.

si $3 (1/2 - t) \leq l$ pas besoin de boulons d'ancrage
sinon il faut des boulons d'ancrages.

*sens trans:

$$t = \frac{M}{N} = 10,62 \text{ cm} \rightarrow 3 \left(\frac{l}{2} - t \right) = 31,14 \text{ cm} < l.$$

*sens long:

$$t = \frac{M}{N} = 9,03 \text{ cm} \rightarrow 3 \left(\frac{l}{2} - t \right) = 35,92 \text{ cm} < l.$$

donc notre poteau ne nécessite donc pas d'ancrage dans les deux sens.

Verification à l'effort tranchant:

$$T \leq 0,4 \cdot N$$

*sens trans

$$\left. \begin{aligned} T_x &= 2,796 \text{ t} \\ N &= 44,977 \text{ t} \end{aligned} \right\} \Rightarrow T < 0,4 \cdot N$$

*sens long

$$\left. \begin{aligned} T &= 2,339 \text{ t} \\ N &= 44,868 \text{ t} \end{aligned} \right\} \Rightarrow T < 0,4 \cdot N$$

Conclusion: on fixera le poteau par 4 boulons de principe de diamètre $\phi 8$

ETUDE DES FONDATIONS

o=o=o=o=o=o=o=o=o=o=o=

Introduction:

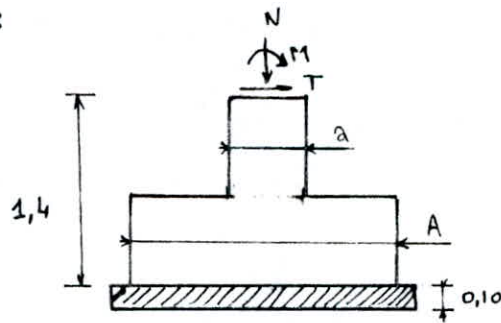
On dispose de semelles isolées sous l'ensemble du bâtiment, la portance du sol est assez bonne, $\bar{\sigma}_s > 2,2$ bars.

I- Etude des semelles:

1- Semelle S₁:

Sous S_{p1} {

$$\begin{cases} M = 0,85 \text{ t.m} \\ N = 44,22 \text{ t} \\ T = 0,74 \text{ t} \end{cases}$$



. Moment total: $M_T = T \cdot 1,4 + M = 1,88 \text{ t.m}$

1-a Dimensionnement:

Les fûts sont carrés $k = a/b = A/B$ $A = B$.

critère de dimensionnement: $\sigma_s \geq N/S + M \cdot y/I = \bar{\sigma}(A/4)$.

où: $I = B \cdot A^3/12 + A^4/12$

$y = A/4$

$S = A^2$

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_s = 2,2 + 0,0072 \cdot f \\ \text{or } f = A \cdot B / (2(A+B)) \end{aligned} \right\} \bar{\sigma}_s = 2,2 + 0,0108 \cdot A$$

d'où $N/A^2 + 3 \cdot M/A^3 < \bar{\sigma}_s$

$$0,0108 \cdot A^4 + 2,2 \cdot A^3 - A \cdot N - 3 \cdot M \geq 0$$

On trouve A = 130 cm

. h ?

$$h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (A-a)/4 \\ 1,44 \cdot \sqrt{(N/\bar{\sigma}_i)_{bo}} \end{array} \right. \text{ (relation empirique de Caquot)}$$

on trouve $h_t = 20 \text{ cm}$ h = 25 cm

- poids des terres: $N_t = (A^2 - a^2) \cdot (D - h_t) \cdot 1,6 = 2,022 \text{ t.}$

- poids du massif: $N_m = 2,5 (A^2 \cdot h_t + a^2 \cdot (D - h_t)) = 2,756 \text{ t}$

verification:

$$\sigma(A/4) = \frac{N_T}{A^2} + 3 \cdot \frac{M}{A^3} = 3,03 \text{ daN/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = 2,2 + 0,0108 \cdot A = 3,60 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma(A/4) < \bar{\sigma}_s \quad \text{vérifié.}$$

1-b - Ferraillage: (méthode des bielles)

On calcule $N'_T = \sigma(A/4) \cdot A \cdot B = \sigma(A/4) \cdot A^2 = 51,21 \text{ t.}$

le ferraillage est donné par:

$$A_a = A_b = \frac{N'_T (A - a)}{8 \cdot h \cdot a} = 4,88 \text{ cm}^2$$

choix des aciers:

$$A = 4,88 \quad \text{on prend } 7 \text{ T } 10 = 5,49 \quad t = 22 \text{ cm.}$$

verification de l'adhérence:

$$\phi \cdot \frac{b}{a} = 7,8 \text{ mm} < \phi_a = 10 \text{ mm. Il faut donc mettre des crochets.}$$

verification sous S_{p2}

$M = 4,479 \text{ t.m}$	}	$M_T = 8,086 \text{ t.m}$
$N = 44,868 \text{ t}$		$N_T = 49,646 \text{ t.}$
$T = 2,576 \text{ t}$		

$$\sigma(A/4) = 3,5 < 1,5 \cdot \bar{\sigma}_s = 5,4 \text{ daN/cm}^2. \quad \text{vérifié}$$

2- Semelles S_2, S_3, S_4 :

2-a Dimensionnement:

Semelle	Sous SP1			Sous SP2			M _T [t.m]	A. [cm]	h. [cm]	SP1			SP2			observation	
	M. [t.m]	N. [t]	T. [t]	M. [t.m]	N. [t]	T. [t]				N _T [t]	σ(A/4)	σ _s	M _T	N _T	σ(A/4)		σ _s
S ₁	1,096	20,028	0,959	4,661	28,464	2,920	2,439	110	20	31,508	2,97	3,28	8,762	31,93	3,193	4,92	O.K.
S ₂	0,512	13,573	0,667	8,180	16,690	4,950	1,444	90		15,962	4,27	3,18	15,1	19,08	5,16	4,77	non vérifié
S ₄	0,448	21,226	0,389	9,906	25,307	5,095	0,990	100		24,113	2,56	3,27	3,28	16,02	28,19	4,90	O.K.

remarque: pour la semelle S₃: $\sigma(A/4) > 1,5 \cdot \bar{\sigma}_s$, donc on redimensionnera la semelle avec S_{p2}:

$$M_T = 15,1 \text{ t.m}$$

$$A = 100 \text{ cm}, h = 15 \text{ cm}, h_t = 20 \text{ cm.}$$

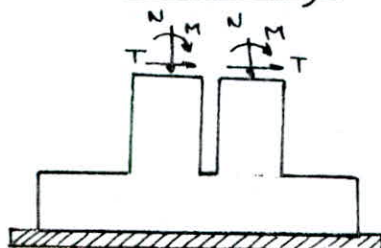
$$N_T = 20,081 \text{ t}$$

$$\sigma(A/4) = 4,27 < 1,5 \cdot \bar{\sigma}_s = 4,92 \text{ daN/cm}^2.$$

2-b Ferrailage:

	N _T [t]	A [cm ²]	choix	t [cm]	$\frac{b \cdot \phi}{a}$	φ _a	observation
S ₁	35,94	4,01	6T10	22	6,6	10	-nécessité des crochets
S ₂	42,7	5,08	7T10	17	6	10	-nécessité des crochets
S ₃	25,6	2,51	5T10	25	6	10	-nécessité des crochets

3- Semelle S₅:



$$S_{p1} \quad \begin{array}{ll} M_1 = M_2 = 0,448 \text{ t.m} & M = 0,896 \text{ t.m} \\ N_1 = N_2 = 21,218 \text{ t} & N = 42,436 \text{ t} \\ T_1 = T_2 = 0,389 \text{ t} & T = 0,778 \text{ t.} \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} a = 2 \cdot 60 + 7 = 127 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \end{array} \right\} = a/b = A/B = 2,12$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_s = 2,2 + 0,023 \cdot B \quad .$$

On trouve: B = 80 cm, A = 160 cm, h = 15 cm, h_t = 20 cm.

$$\sigma(A/4) = \frac{N_T}{A \cdot B} + 3 \cdot \frac{M}{A^2 \cdot B} = 3,71 \text{ daN/cm}^2 \quad .$$

$$\bar{\sigma}_s = 4,04 \text{ cm} \quad .$$

sous S_{p2} : $\begin{array}{ll} M = 8,958 \text{ t.m} & M_T = 16,172 \text{ t.m} \\ N = 89,736 \text{ t} & N_T = 92,882 \text{ t.} \\ T = 5,152 \text{ t} & \end{array}$

$$\sigma(A/4) = 8,2 > 1,5 \cdot \bar{\sigma}_s \quad .$$

On redimensionne la semelle avec S_{p2}, on trouve:

$$B = 100 \text{ cm, A} = 200 \text{ cm, h} = 20 \text{ cm, h}_t = 25 \text{ cm.}$$

$$N_T = 98,781 \text{ t} \quad \sigma(A/4) = 5,55$$

$$1,5 \cdot \bar{\sigma}_s = 6,75$$

verifié.

3-b Ferraillage:

$$N_T^I = (A/4) \cdot A \cdot B = 111 \text{ t.}$$

$$A_a = \frac{N_T^I \cdot (A-a)}{8 \cdot h \cdot \sigma_a} = 17,9 \text{ cm}^2 \quad A_a = 6T20 \quad t = 20 \text{ cm.}$$

$$A_b = \frac{N_T^I \cdot (B-b)}{8 \cdot h \cdot \sigma_a} = 9,82 \text{ cm}^2 \quad A_b = 9T12 \quad t = 25 \text{ cm.}$$

Verification de l'adhérence:

$$\phi_a = 20 > 12 \Rightarrow \text{mettre des crochets}$$

$$\phi_b = 12 > 6 \Rightarrow \text{ " " " } \quad .$$

II - Calcul des fûts

Les fondations sont ancrées à 1,50 m sur un béton de propreté de 10 cm d'épaisseur.

L'assemblage de la platine sur le massif doit être au dessus du niveau du sol, on prévoit un poteau en B.A de dimension 60x60 cm²

Le poteau est soumis à

- un effort normal N
- " " tranchant à une hauteur (1,4 - h_t)
- un moment.

Les fûts seront calculés en flexion composée

Considérons le cas du fût de la semelle S₁:

$$M = 4,479 \text{ t.m}$$

$$N = 44,868 \text{ t}$$

$$T = 2,576 \text{ t}$$

$$M_T = M + T.(D-h_t)$$

$$M_T = 6,926 \text{ t.m}$$

$$e_o = M/N = 6,926.10^5 / 44,868.10^3 = 15,44 \text{ cm}$$

$$d = d' = 3 \text{ cm}$$

$$e_a = h_t/6 = 60/6 = 10 \text{ cm}$$

$$h_t > e_o > h_t/2 \quad \text{section partiellement comprimée.}$$

$$\text{moment fictif: } M = N.f \text{ avec } f = e_o + h_t/2 - d = 42,44 \text{ cm.}$$

$$M = 19,042 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b_o} (1 + 2e_o/h_t) = 103,75 \text{ daN/cm}^2 ;$$

$$\bar{\alpha} = 0,357$$

$$\bar{\delta} = 0,881$$

$$M_{rn} = 31,806 \text{ t.m} \quad M$$

$$A_{fs} = \frac{19,042.10^5}{0,881.57.2800} = 13,55 \text{ cm}^2 .$$

$$A = A_{fs} - N'/2800 = 0 \quad \text{ferrailage minimal } A = 2,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } A_1 = 4T14, \quad A_t = \text{cadre } \emptyset 8 \text{ tous les } 15 \text{ cm.}$$

III - Calcul des longrines

. Section de coffrage: 30x30 cm

. N_{max} = 44,868 t d'où N = 4,487 t.

. A₁ >> 1,6 cm² on prend 4 T 14 (A=6,16 cm²)

et un cadre $\emptyset 8$ tous les 15 cm.

. Condition de non fragilité:

$$A = 1,18 \text{ cm}^2 < A_L = 6,16 \text{ cm}^2$$

C O N C L U S I O N

COMPARAISON ENTRE LA STRUCTURE CONTRVENTEE PAR PALEES DE STABILITE

ET

LA STRUCTURE AUTOSTABLE

Sous les charges horizontales (vent, seisme) les poutres et les poteaux sont soumis à la flexion composée. Nous aurons un système hyperstatique d'où il faudra prédéterminer les sections avant un calcul exact.

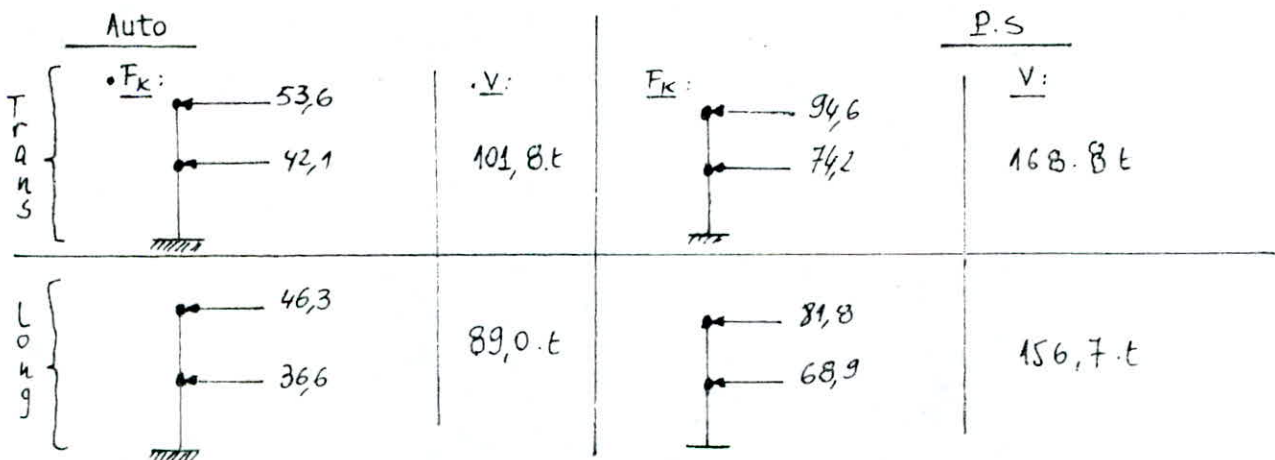
II - Recommandation pour l'établissement du schéma statique

Un premier souci sera de simplifier le plus possible le schéma. On sait qu'en construction métallique les assemblages articulés (réalisés le plus souvent en fausse articulation) se font beaucoup plus facilement et moindres frais que les assemblages encastrés, il sera donc, en général, préférable de réduire le plus possible le nombre de ceux-ci.

Le choix des encastresments conduit peut être à une consommation réduite d'acier, mais pas souvent au moindre coût.

III - Stabilité de l'ossature

étude au seisme



En ce qui concerne le bloc B nous avons les déplacements suivants (en tête de poteaux)

• structure P.S	X max = 1,52 cm
• " auto	X max = 2,56 cm

Donc les déplacements de la structure autostable étant importants (à la limite du déplacement admissible) ils risqueront d'apporter des désordres dans la structure

remarque: le déplacement de la structure P.S peut être réduit encore plus par l'augmentation du nombre de palées.

IV - Comparaison du poids, ainsi que du coût des éléments de construction:

remarque: le moindre coût est souvent traduit par le moindre poids d'aciers.

Soit W_1 : poids de la charpente de la structure autostable.
 W_2 : " " " " " P.S

$W_1 = 1024,8t$

$W_2 = 1167,2t$

$W_2 / W_1 = 1,14$

La structure W_2 aura un pourcentage supplémentaire de 14% d'ossature métallique d'où le coût de la structure W_2 sera plus cher, mais ceci uniquement pour pour les éléments de construction (poutres, poteaux, diagonales) c'est à dire sans tenir compte du coût de réalisation qui serait en faveur de cette structure.

V - Procédés de réalisation:

1- Structure P.S:

On utilise des boulons ordinaires, ce qui nécessite pas une main d'oeuvre très qualifiée.

2- Structure autostable:

On utilise des boulons H-R, le principe d'assemblage par ces boulons est différent de celui par boulons ordinaires, en effet les boulons H-R sont mis en précontrainte par un serrage très énergique, mais contrôlé des écrous, on utilise à cet effet des appareils de serrage permettant d'obtenir le moment de serrage d'une manière précise (clés dynamométriques), de ce fait l'équipe de travail devra être assez spécialisée, ce qui entraîne une durée de réalisation plus longue.

De part la multiplication d'assemblages encastres dans une même file nous posera des problèmes difficiles de réglage au montage, donc les différents éléments de construction devront être réalisés avec une très grande précision ainsi que les platines d'assemblages et d'ancrages d'où un coût très élevé.

VI - Comparaison entre les profilés utilisés:

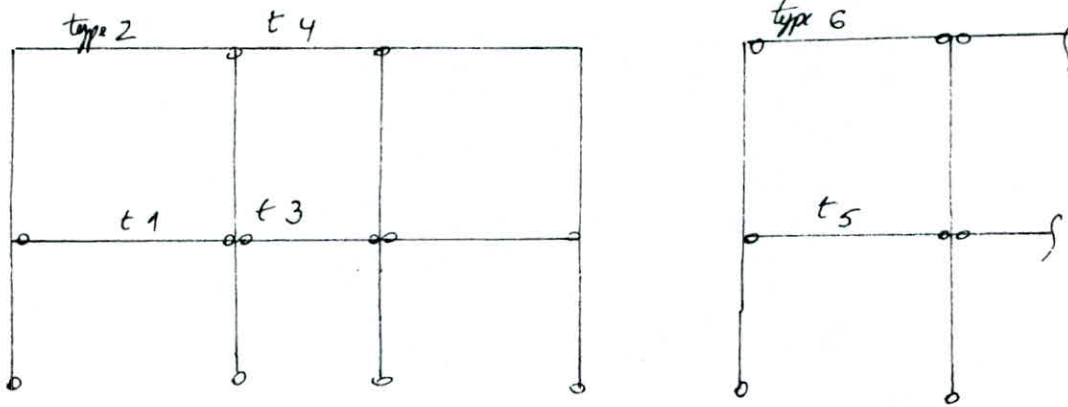
. poteaux: (portique intermédiaire)

* P S / HEA 160

* Auto/ HEA 220

. poutres:

types	1	2	3	4	5	6
Auto	IPE360	IPE300	IPE270	IPE240	IPE240	IPE200
P.S	HEA 360	HEA 280	IPE220	IPE 180	IPE 270	IPE 200



On remarque que pour la structure autostable, les poteaux sont plus importants que ceux de l'autre structure, aussi bien en poids qu'en coût.

Mais en ce qui concerne les poutres, la structure autostable paraît plus économique, en effet les poutres de la deuxième structure (auto) sont des IPE par conséquent plus légères et moins coûteuses, tandis que pour la première (PS), souvent on a pris des HEA plus lourds, mais cette comparaison n'influe pas beaucoup sur le choix de la structure étant donné qu'on aurait pu encasturer les poutres sur les poteaux dans le cas de la structure contreventée par palées de stabilité.

VII - Fondations

1- Dimensions:

On remarque que les fondations de la première structure (PS) ont souvent des dimensions plus petites que celles de l'autre structure (auto).

2- Ferraillage:

La même remarque précédente peut être notée ici, en effet, souvent la quantité d'acier utilisée pour la première structure (PS) est plus petite que celle employée pour l'autre structure.

Exemple: soit la fondation S_1

* PS :

A = 130 cm
B = 110 cm
h = 25 cm

$A_a = 7T10 = 5,49 \text{ cm}^2$
 $A_b = 5T10 = 3,92 \text{ cm}^2$

section total: A_{ps}

$A_{ps} = \underline{9,41 \text{ cm}^2}$

* Auto:

A = B = 130 cm ; $A_a = A_b = 5,49 \text{ cm}^2$

$A_{au} = \underline{10,98 \text{ cm}^2}$

$$\Delta \text{ acier} = (A_a - A_{ps}) / A_a = \underline{14,3\%}$$

VIII - Dilatation

Les resultats (éléments de reduction) mettent en evidence des temperatures critiques nettement plus elevées pour les poutres hyperstatiques et les portiques, que pour les sur appuis simples, ce qui avantage la structure PS de la structure autostable.

IX - Conclusion

La conception d'une structure ne peut être laissée au soin du spécialiste de construction metallique travaillant isolement mais doit s'elaborer de concert avec les autres participants à la conception du batiment.

Mais on peut, à partir de l'etude de cet hopital, estimé que la structure contreventée par palée de stabilité est plus recommandée que la structure autostable aussi bien du point de vue stabilité que du point de vue coût de realisation.

1- Securité incendie

- Rôle de l'ossature de gros oeuvre:

La capacité de resistance au feu des materiaux de construction diminue rapidement à haute temperature.

Le rôle de la structure dans un incendie est de continuer à assurer la stabilité du batiment pendant une certaine durée, cela impose aux ossatures porteuses un degré de stabilité au feu(SF)

- Particularité des ossatures en acier:

Les ossatures metalliques ont vis-à-vis de la securité contre l'incendie une mauvaise reputation.

Il faut envisager les consequences indirectes d'une élévation de temperature de l'acier, dont la dilatation pourraient entrainer des desordres dans les materiaux associés lorsque ceux-ci jouent un rôle dans la securité contre l'incendie(cloisons coupe-feu).

Tous les materiaux sont vulnérables à l'incendie, mais leur defaillance se produit au bout d'un temps plus ou moins long.

Les structures metalliques non protégées atteignent vite des temperatures importantes, dans l'essai de classement, leurs degrés SF seront donc faibles, on devra souvent les ameliorer par des protections speciales.

Bien que la charge d'incendie ne soit pas encore prise en compte dans les reglements, il est utile d'en indiquer les effets de manière à bien situer la nature de la securité obtenue.

2- Dilatation

Des dilatations importantes se produisent dans tout le batiment lorsque la temperature s'élève, notons que cette temperature peut atteindre 500°C et plus, sans que soient atteintes les limites de resistance, on devra donc tenir compte de ce phenomène

- soit en verifiant que les dilatations restent libres
- soit en tenant compte des efforts supplementaire en resultant.

3- Protections speciales

3-a Isolants de surfaces:

Les isolants thermiques, pourvu qu'ils soit suffisamment stables à haute temperature, protègent efficacement les ossatures en acier:

- en retardant leur echauffement dans l'incendie
- en reduisant leur temperature maximale

On les utilise sous diverses formes:

- . Isolants projetés (fibres minirales, mortier à base de vermiculite, enduits en plâtre).

- . Plaques, coquilles, capotages (à base d'amiante-ciment de plâtre, de laine de verre etc).

- . Peinture et enduits intumescents

2- Refroidissement par l'eau, irrigation des profils creux

3- Poteaux remplis de béton

4- Structures mixtes acier-béton

exemple: les planchers mixtes presentent des stabilité au feu remarquables

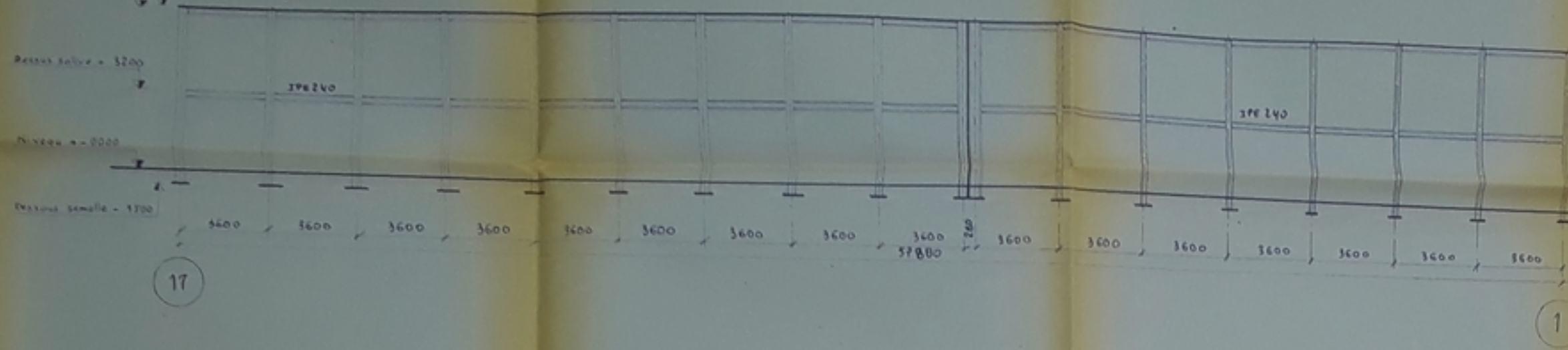
B I B L I O G R A P H I E

- . Règles de calcul des constructions en acier CM 66 .
- . Règles définissant les effets de la NEIGE et du VENT sur les constructions NV 65 .
- . Règlement parasismique Algérien. RPA 81
- . Guide pratique de charpente métallique, par R.DAUSSY .
- . Les charpentes métalliques, par E.GUSTIN
- . Calcul des planchers mixtes acier-béton: revue CM 3 - 1965 .
- . Cours de charpente métallique: CM 1 , CM 2 .
- . Conception et calcul des structures soumises aux séismes, conformément à la réglementation algérienne (RPA 81).
- . Polycopié de béton

Dessus toiture + 6860
Dessus solive + 6670

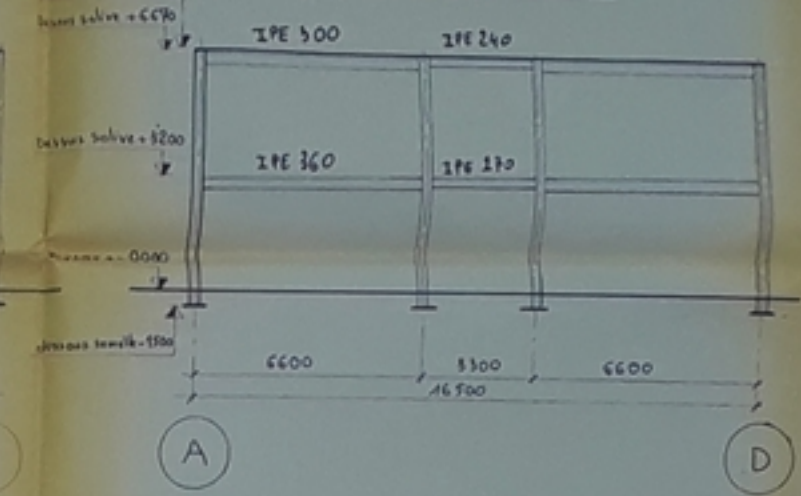
- FACADE FILE A -

tous les poutres IPE 200

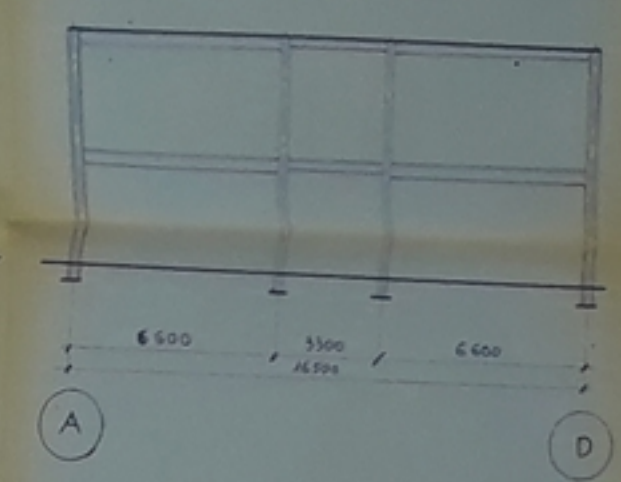


Dessus toiture + 6860
Dessus solive + 6670

- FACADE FILE 17 -

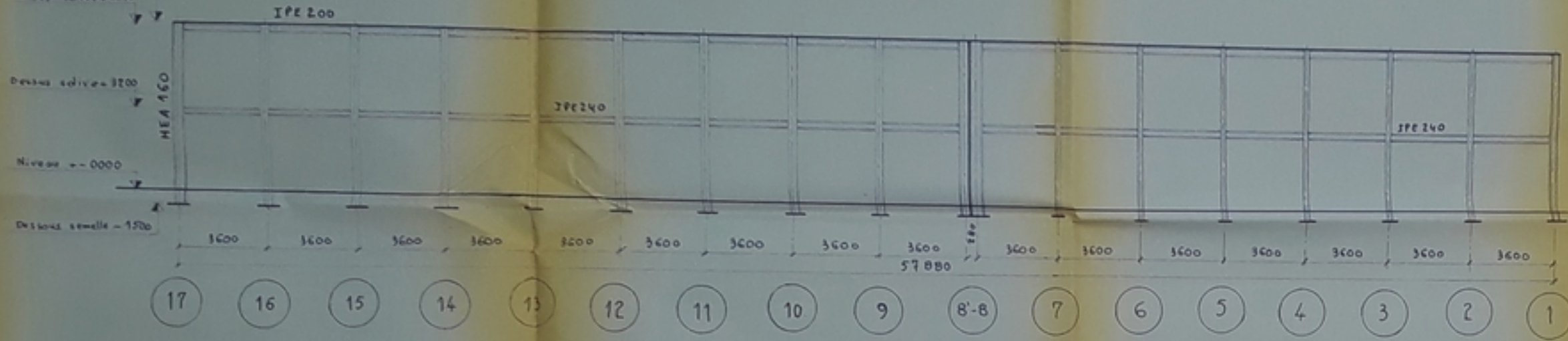


- FACADE FILE 1 -



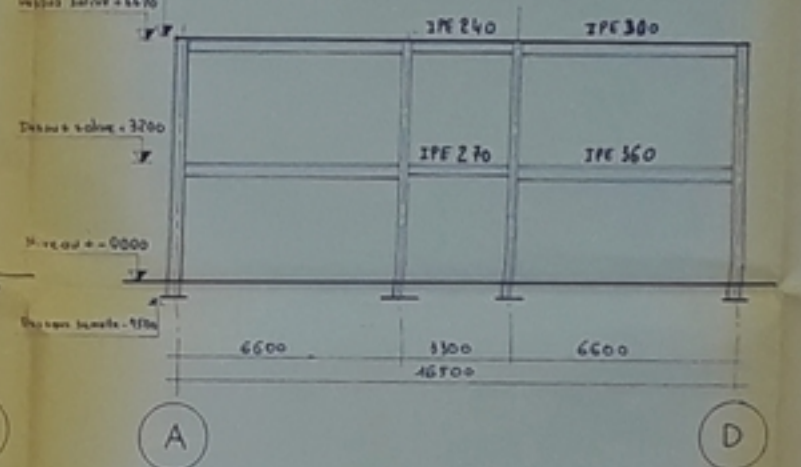
Dessus toiture + 6860
Dessus solive + 6670

- COUPE FILE C -

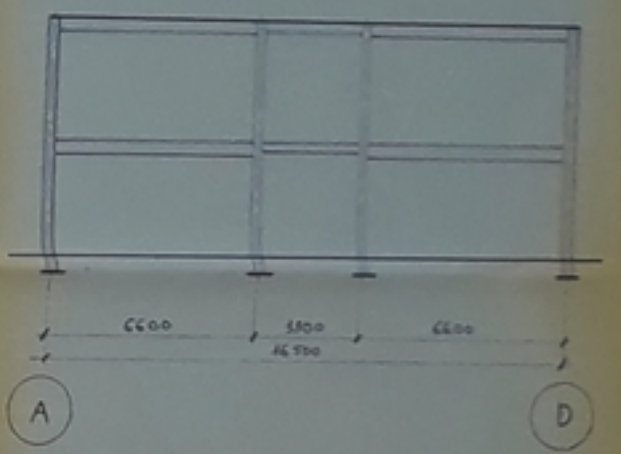


Dessus toiture + 6860
Dessus solive + 6670

- FACADE FILE 8 -

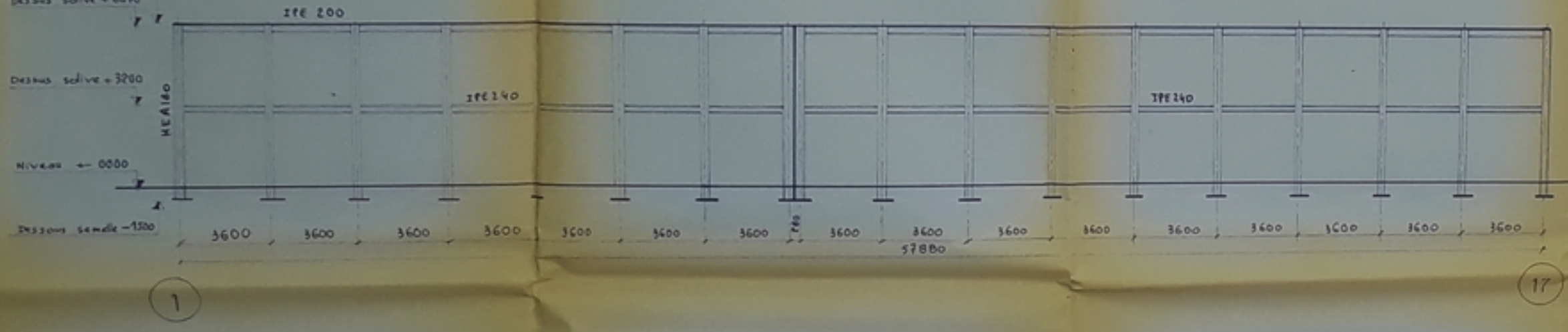


- FACADE FILE 8' -



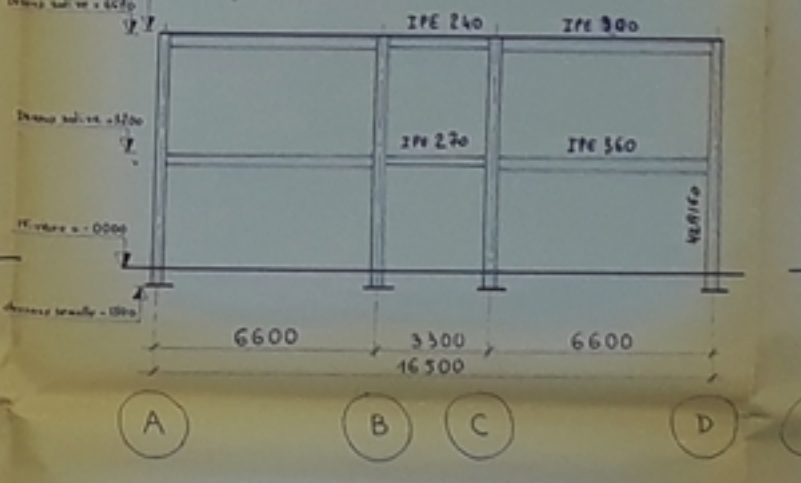
Dessus toiture + 6860
Dessus solive + 6670

- COUPE FILE B -

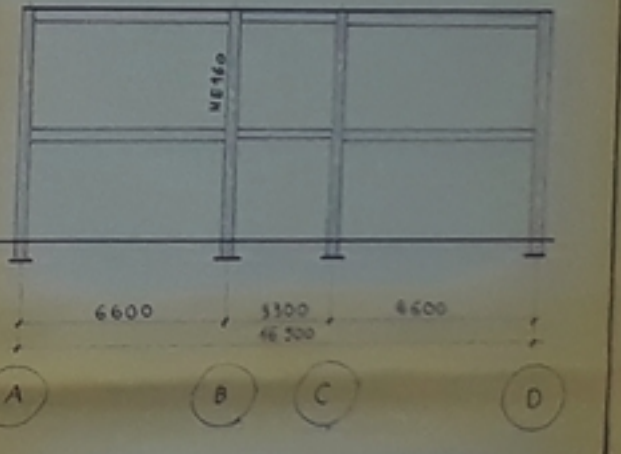


Dessus toiture + 6860
Dessus solive + 6670

- FACADE FILE 3 -

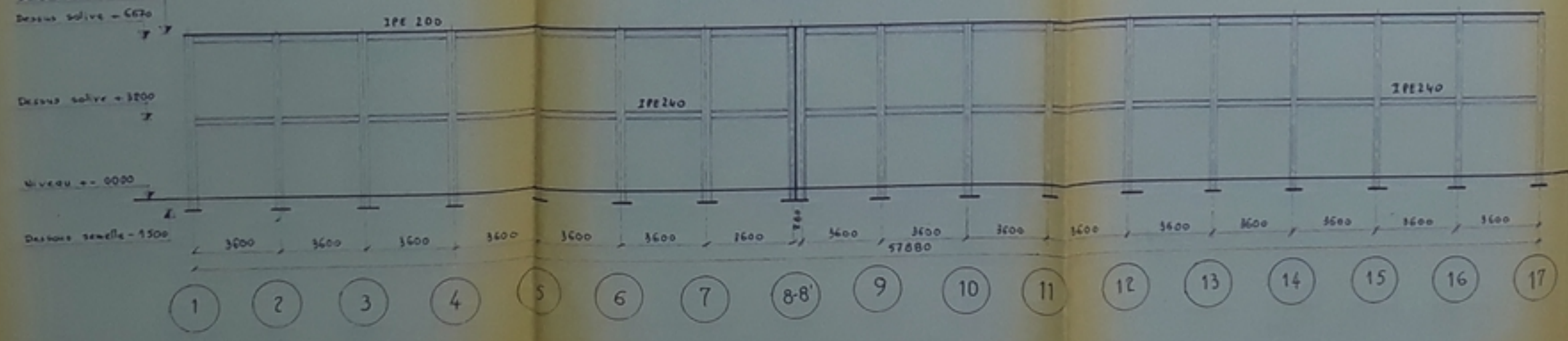


- FACADE FILE 11 -

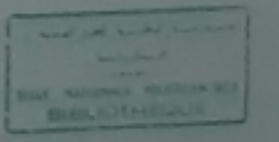


Dessus toiture + 6860
Dessus solive + 6670

- FACADE FILE D -



PB-5470
-2-

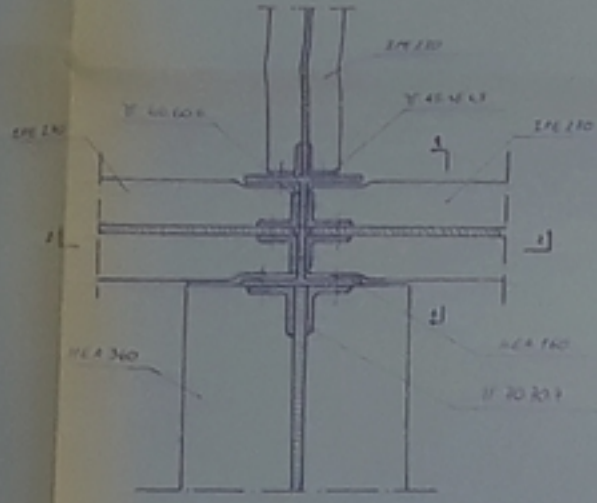


	STRUCTURE Auto-Stable
	E-N-P DENTEFTIFA - TLEMSENI

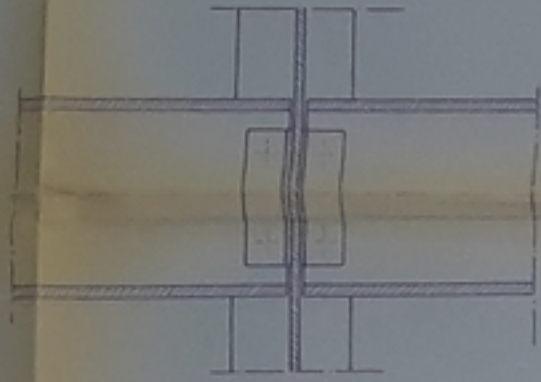
STRUCTURE CONTREVENTÉE PAR PALEES DE STABILITÉ

ASSEMBLAGES POTEAUX - POUTRES

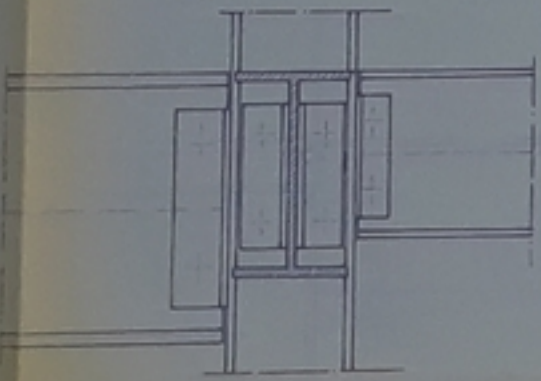
TYPE 1



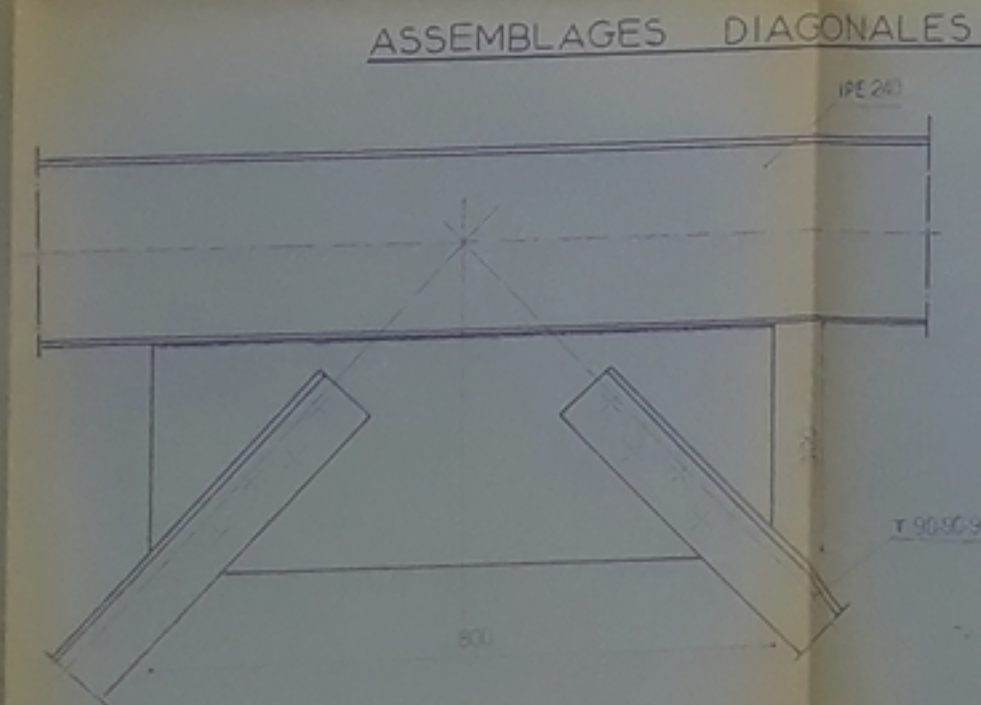
VUE EN PLAN



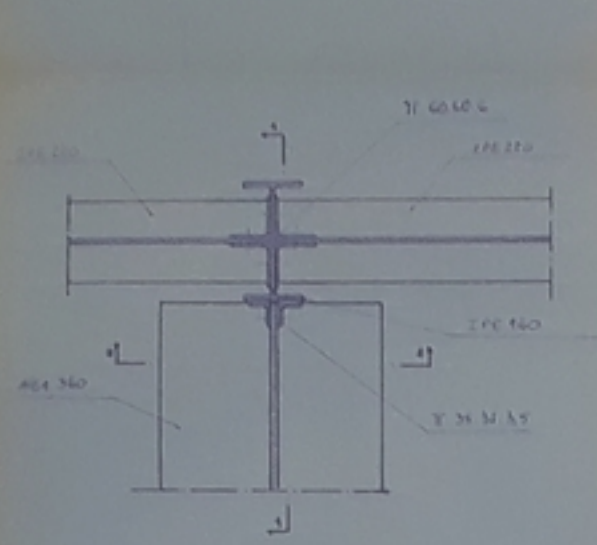
COUPE 1-1



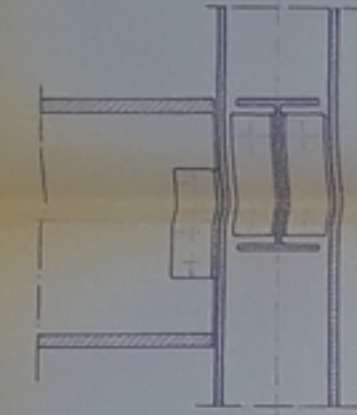
COUPE 2-2



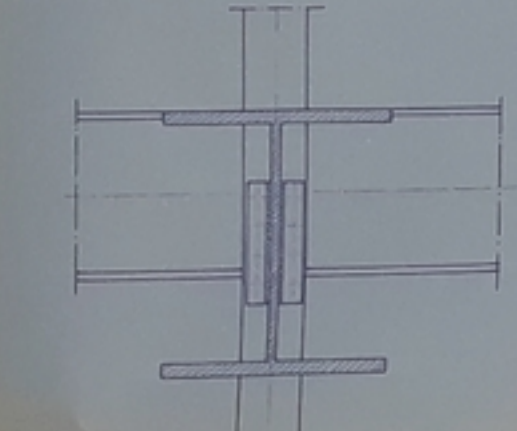
TYPE 2



VUE EN PLAN

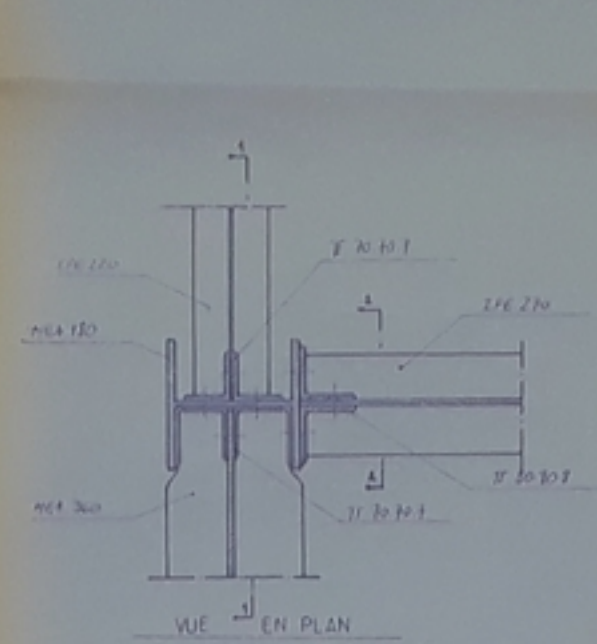


COUPE 1-1

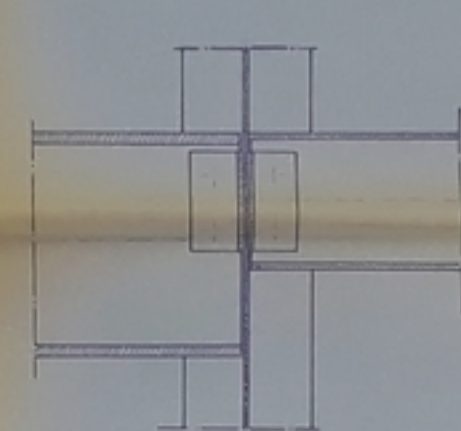


COUPE 2-2

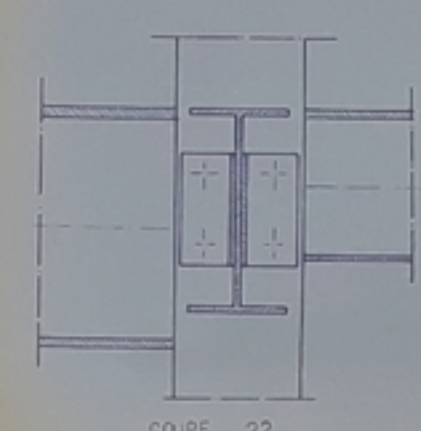
TYPE 3



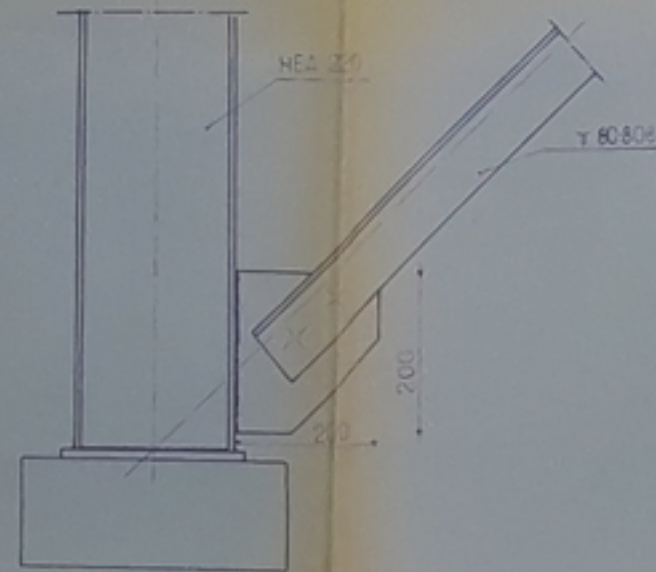
VUE EN PLAN



COUPE 1-1

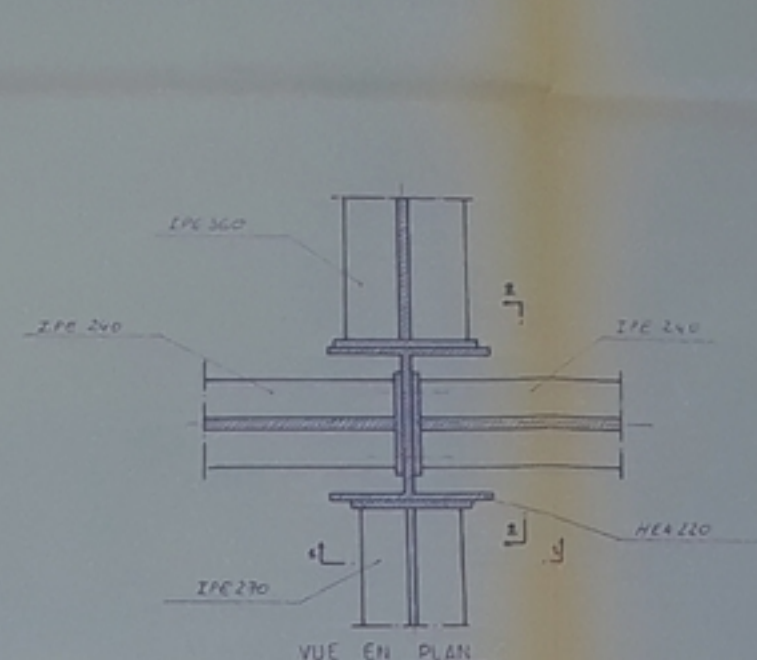


COUPE 2-2

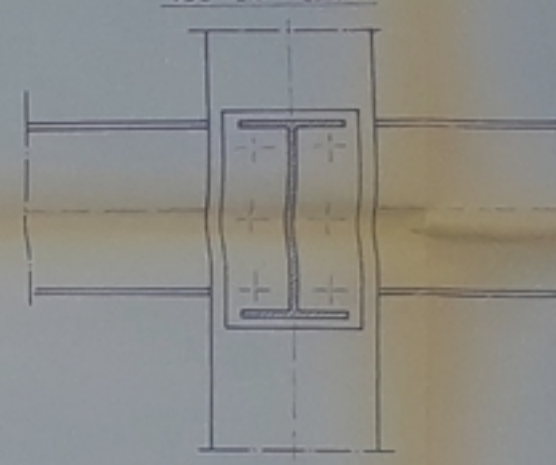


STRUCTURE AUTOSTABLE

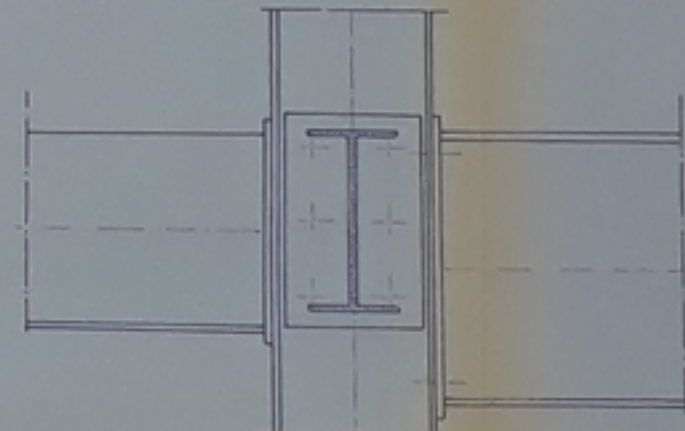
TYPE 1



VUE EN PLAN



COUPE 1-1

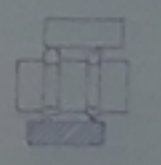


COUPE 2-2

ASSEMBLAGES DIAGONALES

PG 05639
-3-

SITE D'EL AFROUN

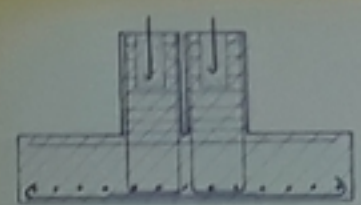
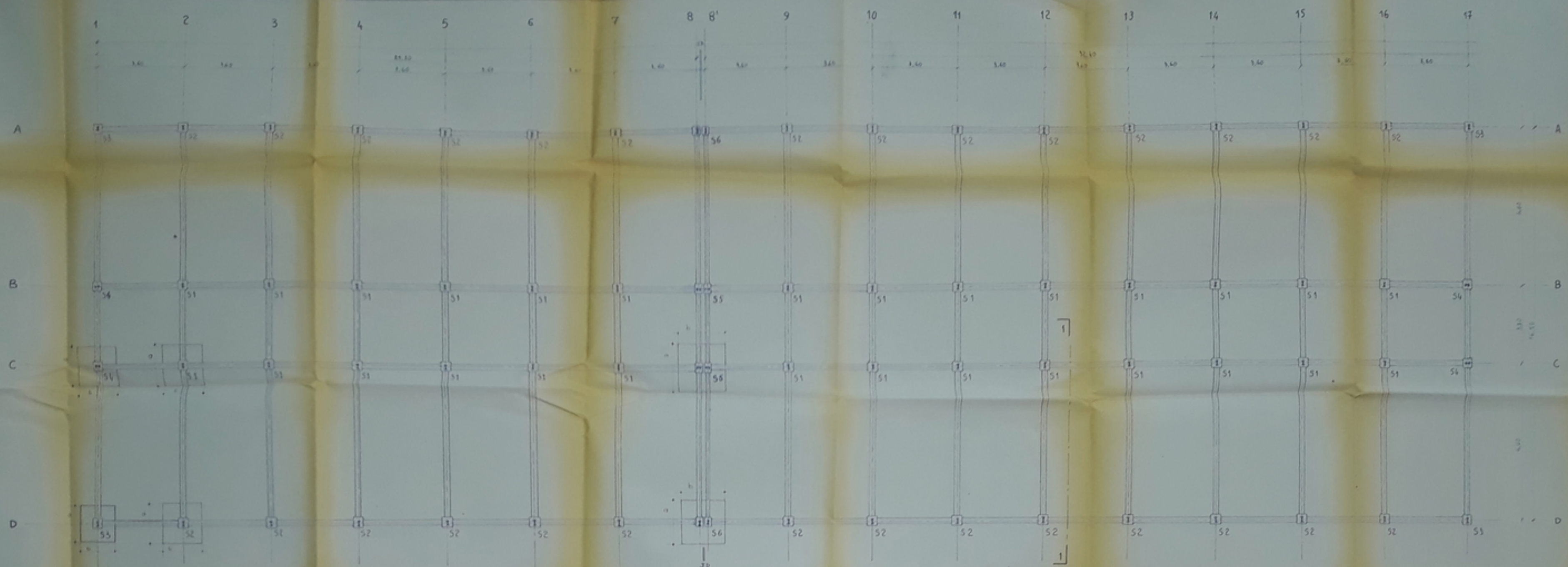


E-N-P
BENEFITIA - TLEMSANI

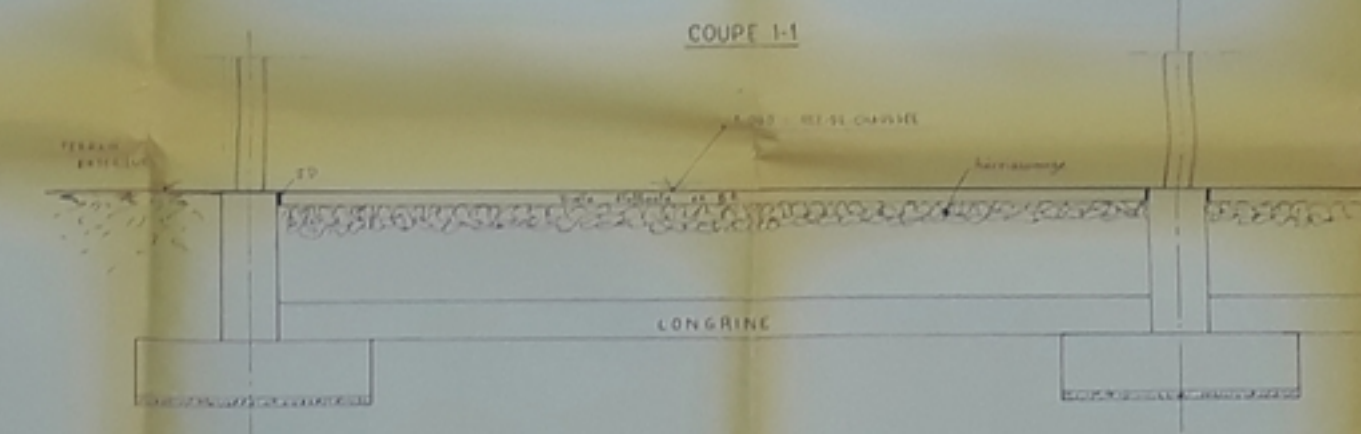
EDNE BISMIQUE II

ASSEMBLAGES

MEDIO-TECHNIQUE



Semelle S5



Dimensions des semelles pour les tables

Semelle	Dimensions (cm)			A ₁	A ₂	V ₁
	d	b	h			
S1	40	120	85	0,10	0,10	0,010
S2	40	120	85	0,10	0,10	0,010
S3	30	80	70	0,08	0,08	0,008
S4	30	80	70	0,08	0,08	0,008
S5	30	80	70	0,08	0,08	0,008
S6	30	80	70	0,08	0,08	0,008

PC 554
205

REPUBLICQUE ALGERIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

SITE D'EL APPROUVÉ

E.N.P.
DENTERTIFA-TLEMSANI

FONDATEURS

