

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

32/86

وزارة التعليم و البحث العلمي

LEX

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

الدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
École Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

C E M A
OSSATURE METALLIQUE
AUTOSTABLE (R+3)

Proposé par :
D.U.C.H
BLIDA

Etudié par :
RIK OUR M
ZAHAF A

Dirigé par : M^{elle}
BERKANE-DJILLALI Z

PROMOTION : JANV 86

REMERCIEMENTS

Nous remercions M^{lle} BERKANE DJILLALI, notre promotrice pour toute l'aide qu'elle nous a portée, et, M^{er} BACHÈNE.R. ingénieur au C.T.C, ainsi que M^{er} MENAD. CHENAF.

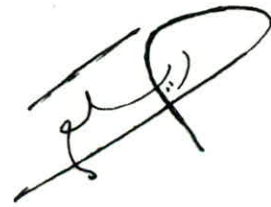
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

DEDICACES

Je dedie ce modeste
travail à
mon Pere
- ma mere
mes freres et ma soeur
A tous mes amis

Ahmed

Je dedie, ce modeste travail.
à :
Mon cher père
Ma chère mère
Mes frères et soeurs
et tous les amis proches ou
lointains



SOMMAIRE

Introduction

1. Objet	1
2. Caracteristiques géométriques	1
3. Choix du plancher	1
4. façades	1
5. Escaliers	2
6. Caracteristiques des Matériaux	2

Evaluation des Charges

1. Charges permanentes	3
2. Surcharges d'exploitations	3
3. Surcharges climatiques	3

Prédimensionnement des éléments

1. Objet	4
2. Dimensionnement des solives	4
3. Dimensionnement des poutres	5
4. Dimensionnement des poteaux	6
4.1: Etude au vent préliminaire	7
4.2: Calcul de l'effort Normal	8

Plancher:

1. Type de Plancher utilisé	10
2. Coffrage d'un panneau de dalle	10
3. Calcul des efforts MET	10
4. Choix du ferrailage	11
5. Verifications	12
- à l'effort tranchant	12
- à la fissuration	12
- de la condition de non fragilité	12
- de la flèche	12
6. Etude de La Section mixte	13
7. Connecteurs	14
8. Verifications des contraintes	15

Les escaliers

1. Descriptions	17
2. Dimensions des marches	17
3. Dimensionnement des éléments:	17
3.1 cornières de marches	17
3.2. Limons	18
3.3. Poutre d'appui	18
4. Verifications de la résistance:	18

Etude au vent:

1. Pression du vent	19
2. Définitions et valeurs des μ Coeff	19
3. Etude au vent Blocs A et B	20
4. Etude au vent Bloc C	21

Etude au seisme

1 Introduction	23
2. Choix du Model	23
3. Methode appliquée	23
4. Actions sismiques	24
5. Effort tranchant à la Base V	25
6. Distributions en hauteur des forces laterales	25
7. Calcul de la période T	27

Calcul des efforts internes

- Methode de Muto	
- Methode de CROSS	
- Superpositions des sollicitations ...	
- Verifications des elements	

Assemblages

1 objets	50
2 Assemblages Poteaux - Poutres	50
3 Assemblages Poutre - Solive	56
4. Couvre-joints des poteaux	58
5. Assemblages des elements d'escaliers	59

Bases de poteaux

1) Introduction	61
2. Platine - Raidisseurs	61
3 Dimensionnement de la platine	61
4. Calcul des raidisseurs	63
5. Calcul des tiges d'ancrage	63

Dimensionnement des joints

Fondations:

Introduction	67
. Dimensionnement des semelles	68
Verifications	69
- Longrines	76
- calcul du fût	77
- Dallage	78
- Etude du tassement	78

Conclusion

Bibliographie

INTRODUCTION

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

1. Objet :

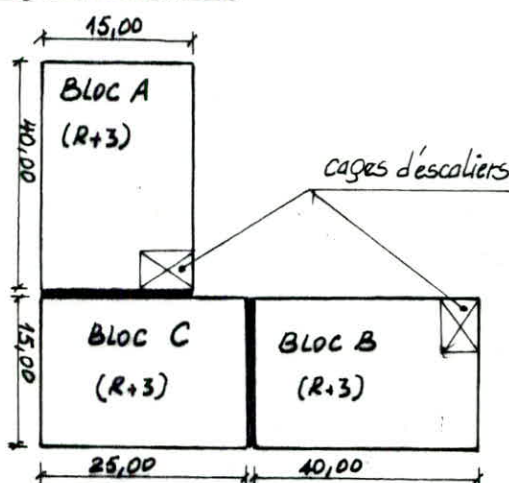
L'étude du présent projet se rapporte à un bâtiment (R+3) en charpentes métalliques, dont l'usage est un établissement scolaire de 800 places (C.E.M)

L'implantation de l'établissement est située à BLIDA (Zone II, de moyenne sismicité...) et dans un site découvert.

Vu la destinée de l'ouvrage, son élancement, sa configuration ; nous avons jugé nécessaire d'opter pour une structure auto-stable.

Le projet est composé de 3 blocs séparés par des joints de dilatation ou par des joints de ruptures.

2. Caractéristiques Géométriques



hauteur d'étage : 3,60 m
hauteur totale du Bâtiment : 14,80 m

Les portiques de cette construction sont des portiques auto-stables [Ils reprennent la totalité des efforts horizontaux]

Les poteaux sont encastrés à la base, compte tenu de la nature de sol [Or est en présence d'un sol ferme]. - bonne portance -

3. Choix du plancher

Le plancher est constitué des éléments suivants:

- Solives d'entre-axes 1,50 m.
- Bac d'acier : formé par une tôle nervurée TH40
- Dalle en Béton armé d'épaisseur 10 cm, coffré et supporté par le bac d'acier (coffrage perdu)
- Connecteurs : assurant la liaison de la dalle à la TH40 et aux poutrelles

4. façades

Elles sont constituées par des murs rideaux (en forme de panneaux) appuyé sur la structure à l'aide des vis

Ce procédé possède plusieurs avantages :

- Légèreté et rapidité d'exécution
- Isolation thermique et acoustique
- Résistance aux chocs (vent, éventuellement séisme...) et au feu.

5. Escaliers: L'établissement possède (2) cages d'escaliers identiques en charpentes métalliques, qui assurent la circulation d'un étage à l'autre

6. Infrastructure: L'établissement est fondée sur un sol ferme, et, le mode de fondation sera déterminé après examen du rapport de sol.

7. Caractéristiques des Matériaux

7.1 Béton: le béton est dosé à 350 daN/m^3 de ciment CPA325, non cont-
-role

7.1-1 Contraintes admissibles:

$$a/ \text{Compression simple} : \bar{\sigma}_b = \begin{cases} 68,5 \text{ daN/cm}^2 & (\text{Sous SP}_1) \\ 103 \text{ "} & (\text{Sous SP}_2) \end{cases}$$

$$b/ \text{Flexion simple} : \bar{\sigma}_b = \begin{cases} 137 \text{ "} & (\text{Sous SP}_1) \\ 206 \text{ "} & (\text{Sous SP}_2) \end{cases}$$

$$c/ \text{Écrasement de référence} : \bar{\sigma}_b = \begin{cases} 5,9 \text{ "} & (\text{Sous SP}_1) \\ 8,9 \text{ "} & (\text{Sous SP}_2) \end{cases}$$

7.1-2 Modules de déformation du Béton: (CCBA68 art 9,6)

$$\left. \begin{array}{l} \text{- A court terme : } E_i = 21000 \sqrt{\sigma_j'} = 3,8 \cdot 10^5 \text{ daN/cm}^2 \\ \text{- A long terme : } E_v = \frac{E_i}{3} = 1,26 \cdot 10^5 \text{ daN/cm}^2 \end{array} \right\} \text{ avec : } \sigma_j' = 1,2 \sigma_{28}' = 324 \text{ daN/cm}^2$$

7.2 Aciers de Ferrailage:

- Aciers à haute résistance (HA) de nuance E40 pour $\varnothing \leq 20 \text{ mm}$
- Treillis soudé (T.S): Dimension standard.

7.3 Charpentes

7.3-1 Profilés: On utilise des profilés produits avec l'acier de nuance E24, après calcul, on choisit le profilé dans la gamme des profilés qui sont donnés par le catalogue "OTUA"

7.3.2 Assemblages:

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
σ_e	2400	3200	3000	4000	3500	4800	5400	6400	9000

Boulons à haute résistance: Effort précontraint $0,8 A_r \cdot \sigma_{eb}$

$\varnothing_{\text{boul}}$	8	10	12	14	16	18	20	22	24	30
HR-8-8	1874	2970	4316	5888	8033	9830	12544	15514	18074	18723
HR-10-9	2635	4176	6070	8280	11304	13824	17640	21816	25416	40392

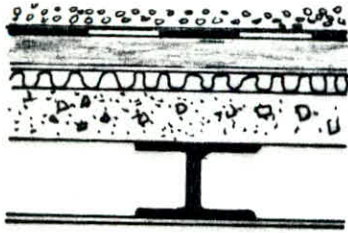
Le boulonnage: est une opération qui sera effectuée sur chantier

La soudure: est une opération qui sera effectuée soigneusement en atelier pour des raisons de sécurité

Evaluation des Charges

1 - Charges permanentes :

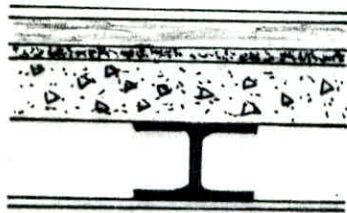
1-1 Plancher terrasse :



- Protection gravillons (4cm)	72 daN/m ²
- Etanchéité multicouche (2cm)	12 "
- Forme de pente	10 "
- Isolation Liège (4cm)	16 "
- Film polyène	5 "
- Dalle en BA (10cm)	250 "
- Tôle (TN 40)	10 "
- Faux plafond (2cm)	28 "

$$\Sigma = G = 503 \text{ daN/m}^2$$

1-2 Plancher courant



- Carrelage (1,5cm)	30 daN/m ²
- Mortier de pose (1,5cm)	30 "
- Sable (3cm)	54 "
- Dalle en BA (10cm)	250 "
- TN 40	10 "
- Faux plafond	28 "
- Cloisons	75 "

$$\Sigma = G = 477 \text{ daN/m}^2$$

2 - Surcharges d'exploitation :

- Plancher terrasse (Inaccessible)	100 daN/m ²
- Plancher courant (Salles)	250 daN/m ²
- Escaliers (Etablissement scolaire)	400 daN/m ²

3 - Surcharges climatiques :

- Poids de La neige (Region de Blida)	20 daN/m ²
- Vent : voir partie étude au vent	

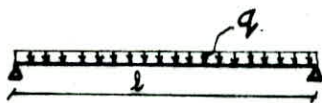
NB : Dans la suite ; on a pas pris en compte la surcharge climatique de Neige $N_s = 20 \text{ daN/m}^2$; Or , on a supposé qu'elle n'agit pas en même temps que la surcharge d'exploitation $P = 100 \text{ daN/m}^2$

Prédimensionnement Des Éléments

1. Objet: Le prédimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur de chaque élément porteur ou résistant (poutres, poteaux); afin de pouvoir faire plus tard les vérifications d'ensemble des portiques soumis aux charges verticales et horizontales. Donc en quelque sorte, les résultats qu'on va trouver servent comme données initiales pour déterminer les efforts dans les différents portiques...

2. Dimensionnement des solives: (Pour les 3 blocs)

Les solives sont des poutrelles métalliques, qui sont disposées parallèlement à la plus grande portée et perpendiculaire aux poutres principales d'entre-axes $l' = 1,50 \text{ m}$, et, sont dimensionnées en flexion simple par le critère de "déformabilité". La portée des solives est: $l = 5,00 \text{ m}$.



Le critère de déformabilité: $f = \frac{5 q l^4}{384 \cdot E I} < \bar{f} = \frac{l}{300}$

d'où $I \geq \frac{5 \cdot 300 q l^3}{384 \cdot E}$ avec q : charge totale non pondérée

→ Profilé IPE choisit dans L'OTUA.

Pour les calculs, on estime le poids propre des solives: $P' = 20 \text{ daN/mL}$.

Vérification de la résistance:

$\sigma = \frac{q^* l^2}{8 W_x}$ avec q^* : charge totale pondérée

on donne le résultat de calcul dans le tableau qui suit:

Plancher	l (m)	l' (m)	G daN/m^2	Q daN/m^2	$(G+Q)l' + P'$ daN/mL	$I_{x \text{ cal}}$ cm^4	$I_{x \text{ choisit}}$ cm^4	Profilé	$M_{\text{pond}}^{\text{max}}$ kg m	W_x cm^3	σ daN/cm^2
terrasse	5	1,50	503	100	924,5	2148	2772	IPE 220	3956	252	1570
Courant	5	1,50	477	250	1110,5	2582	2772	IPE 220	4848,2	252	1924

3° Dimensionnement des poutres : (Pour les 3 blocs).

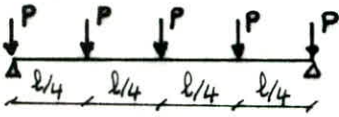
Le prédimensionnement est basé sur le critère de déformabilité. La poutre est supposée simplement appuyée et soumise aux charges verticales (G et Q) en tenant compte du poids propre de la poutre elle-même et des solives reposant sur la poutre. Les charges ne sont pas pondérées.

* Charge uniformément répartie $f_1 = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EI} \leq \frac{l}{300}$

* Charge concentrée au milieu $f_2 = \frac{1}{48} \frac{Q l^3}{EI} \leq \frac{l}{300}$

* Présence simultanée des deux charges : $f = f_1 + f_2 \leq \frac{l}{300}$

Remarque : (Annexe 15-315)



On peut considérer, dans ce cas, uniformément répartie les séries d'au moins trois (03) charges concentrées égales appliquées à la poutre à des intervalles égaux

3.1 Poutres chargées uniformément : P' Poids des solives / m^2

Le sont des poutres de longueur respectivement

$l = 6m$ dans le sens transversal
 $l = 5m$ " " " Longitudinal.

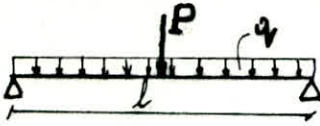
Le poids propre des poutres estimé : $P_1 = 30 \text{ daN/ml}$

Les résultats des calculs sont donnés dans le tableau qui suit :

Poutre	l (m)	Plancher	$(G+Q)$ daN/ m^2	P' daN/ m^2	l' (m)	$(G+Q+P')l' + P_1$ daN/ml	I_x^{cal} cm^4	$I_x^{choisit}$ cm^4	Profilé
Rive	6	T	603	17,47	2,50	158,2	6353	8091	HEB 220
		C	727	17,47	2,50	1891,2	7599	8091	HEB 220
Intermédi	6	T	603	34,93	5,00	3220	12936	14920	HEB 260
		C	727	34,93	5,00	3840	15427	19270	HEB 280
Rive	5	T	603	/	0,75	482,3	1121	1317	IPE 180
		C	727	/	0,75	575,3	1338	1943	IPE 200
Intermédi	5	T	603	/	1,50	934,5	2173	2772	IPE 220
		C	727	/	1,50	1120,5	2605	2772	IPE 220

T : Terrasse ; C : Courant.

3-2 Poutres chargées par une charge uniforme et charge concentrée



Ce sont des poutres de longueur $l=3$ dans le sens transversal.

Les résultats du calcul sont donnés dans le tableau qui suit :

Poutre	l (m)	Plancher	(q+Q) daN/m ²	P' daN	l' (m)	q=(q+Q)l'+P ₁ daN/ML	calculé I _x (cm ⁴)	choisit I _x (cm ⁴)	Profilé
Rive	3	T	603	65,5	2,50	1537,5	789,7	869	IPE 160
		C	727	65,5	2,50	1843,5	943,4	1317	IPE 180
Intérieur	3	T	603	131	5,00	3045	1564,4	3892	IPE 240
		C	727	131	5,00	3665	1875,8	3892	IPE 240

T : Terrasse ; C : Courant

Resumé :

	l (m)	Plancher terrasse	Plancher courant
Sens longitudinal	5	IPE 220	IPE 220
Sens transversal	6	HEB 260	HEB 280
	3	IPE 240	IPE 240

* La résistance est vérifiée

4- Dimensionnement des poteaux : [Pour les 3 blocs A, B, C]

Les poteaux sont des poutres verticales supportant tout le poids de la construction ; ils subissent un effort permanent de compression en même temps que des efforts accidentels de compression, dus aux surcharges accidentelles de neige ou d'exploitation et des efforts de flexion dus aux vents.

Les poteaux sont encastres à la base, et le dimensionnement se fait en flexion composée $K \sigma + K_d K_f \cdot \sigma_f \leq \sigma_e \cdot (I)$ avec

σ : Contrainte normale due aux charges permanentes et surcharges d'exploitation

σ_f : Contrainte de flexion due à la surcharge du vent

on suppose que le poteau est premeri contre le deversement $K_d=1$

K : Coefficient de flambement supposé égal à 2 (cas défavorable)

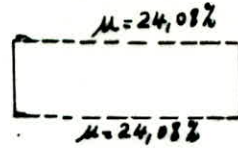
D'après CM66 (AZT R.512) l'effort normal doit être majoré suivant le cas du poteau

{	Poteaux Intérieurs	5%
	" de Rives	10%
	" d'angles	15%

4.1 Etude au vent préliminaire BLOC A

Les dimensions du Bloc A sont :

$$\begin{cases} a = 40 \text{ m} \\ b = 15 \text{ m} \\ h = 14,80 \text{ m} \end{cases}$$



La pression du vent est : $q = q_H \cdot k_p \cdot k_m \cdot \beta \cdot s \cdot C$

$$q_0 = 70 \text{ daN/m}^2 \rightarrow q_H = 2,5 \frac{H+18}{H+60} q_0 = 77 \text{ daN/m}^2$$

$$k_s = 1$$

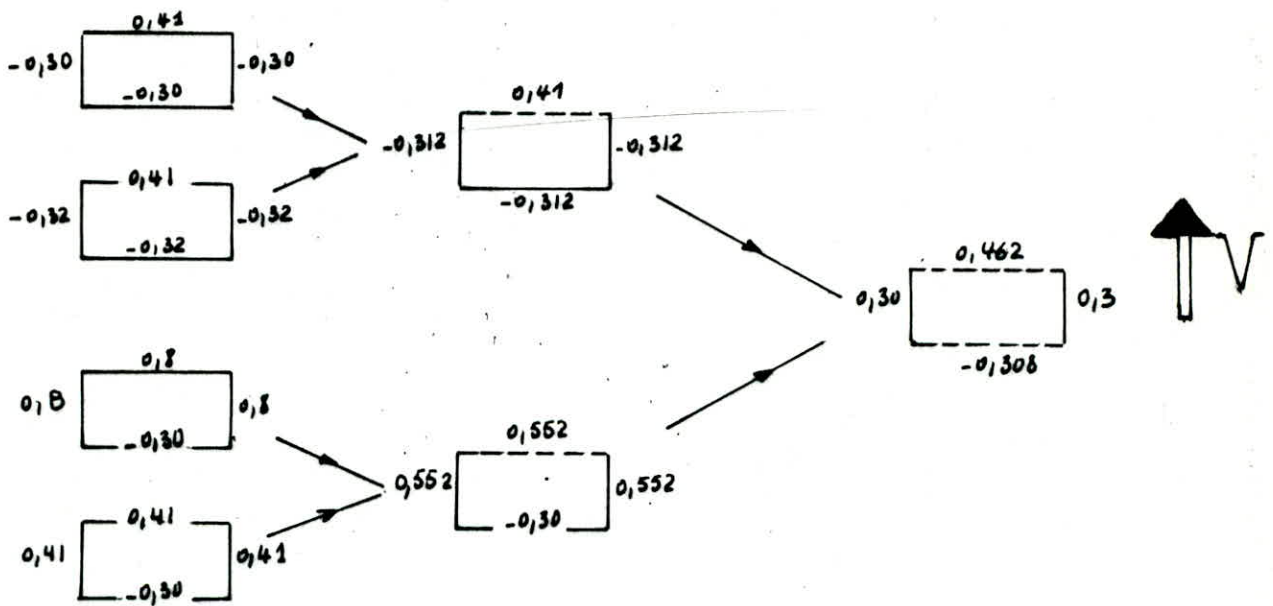
$$k_m = 1$$

$$s = 0,75$$

$$\beta = 1$$

Calcul des actions

* Actions Intérieures : Vent \perp Sa.

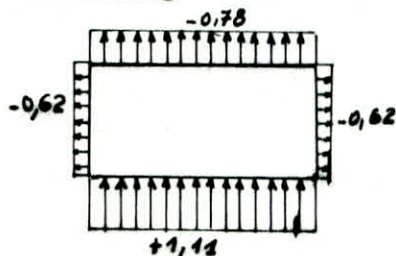


* Actions Extérieures : $\gamma_0 = 0,86$

Vent perpendiculaire à Sa :

Face au vent $C_e = 0,8 \forall \gamma_0$
Face sous vent $C_e = -0,32$

Actions Globales : $C = C_e \cdot C_i$

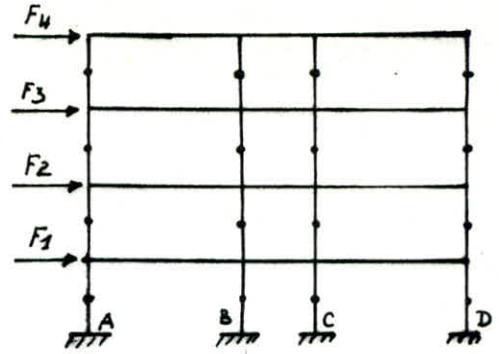


$$\text{d'où } q = 77 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,75 \cdot 1,11 \times 1 = 64 \text{ daN/m}^2$$

$$F_v = q \times a = 64 \times 40 = 2560 \text{ daN/mL.}$$

Niv III $F_4 = F_v (1,8 + 0,4) = 5632 \text{ daN}$
 Niv II, I $F_1 = F_2 = F_3 = F_v (3,60) = 9216 \text{ daN}$

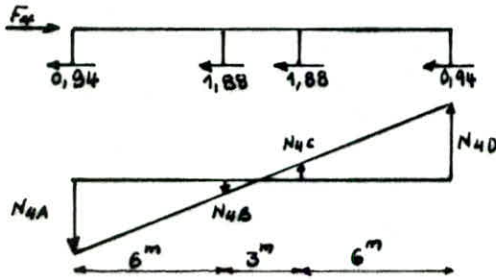
Pour le calcul des moments en pieds de chaque poteau, nous utilisons la méthode simplifiée de BOWMAN avec comme hypothèse: les nœuds d'articulations se trouvent à $0,5h$ [CCBA68 Art 5312]



Pour chaque Niveau les poteaux de rive reçoivent $\frac{1}{6}F$ et les poteaux centraux reçoivent $\frac{1}{3}F$.

Niv IV : $F_4 = 5632 \text{ daN} \approx 5,63^T$

$\Rightarrow F_{4A} = F_{4D} = \frac{F_4}{6} = 0,94^T$
 $F_{4B} = F_{4C} = \frac{F_4}{3} = 1,88^T$



$M_{An} = 0,94 \times 1,8 = 1,69^{\text{Tm}} = M_{Dn}$

$M_{Bn} = 1,88 \times 1,8 = 3,38^{\text{Tm}} = M_{Cn}$

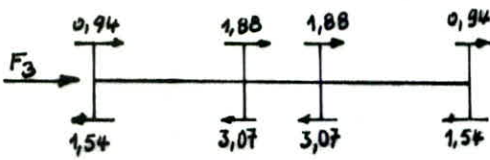
Les efforts $N_{4A}, N_{4B}, N_{4C}, N_{4D}$ sont déterminés à partir du moment renversant et avec la condition

$N_{4A} = N_{4D}$ et $\frac{N_{4A}}{3,50} = \frac{N_{4B}}{4,50} \Rightarrow N_{4A} = 5N_{4B}$
 $N_{4B} = N_{4C}$

Niv III, II, I ; $F_2 = 9216 \text{ daN} \approx 9,22^T$

$\Rightarrow F_{2A} = F_{2D} = \frac{F_2}{6} = 1,54^T$

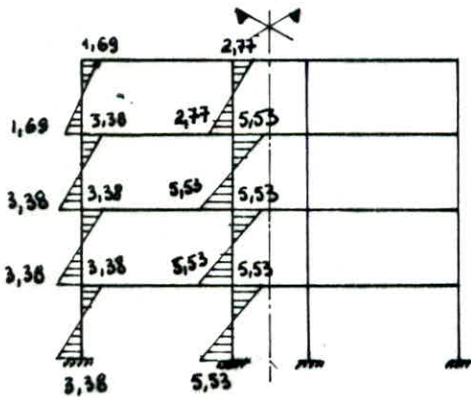
$F_{2B} = F_{2C} = \frac{F_2}{3} = 3,07^T$



$M_{3Bn} = 1,54 \times 1,8 = 2,77^{\text{Tm}} = M_{3Cn}$

$M_{3An} = 3,07 \times 1,8 = 5,53^{\text{Tm}} = M_{3Dn}$

Les résultats sont résumés dans le diagramme suivant:



Les moments à retenir : $M_{Ainf} = 3,38^{\text{Tm}}$

$M_{Binf} = 5,53^{\text{Tm}}$

4.2 Calcul de l'effort Normal N : Dans notre cas on a deux (02) types de poteau.

Poteau Central

Surface qui revient au poteau $S = 5 \times 4,5 = 22,5 \text{ m}^2$

Niveau terrasse :

$G = 503 \text{ daN/m}^2$
 $P = 100 \text{ daN/m}^2$

Poteau de Rive

Surface qui revient au poteau : $S = 5 \times 3 = 15 \text{ m}^2$

Niveau terrasse :

$G = 503 \text{ daN/m}^2$
 $P = 100 \text{ daN/m}^2$

Poteau central

Poutres et Poutrelles

$$382,5 + 111,55 + 2 \times 65,5 = 625,05 \text{ daN}$$

Niveau Courant

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

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

Poutres et Poutrelles

$$505,5 + 111,55 + 2 \times 65,5 = 748,05 \text{ daN}$$

d'ou

$$G' = (503 + 3 \times 477) 22,5 + (625,05 + 3 \times 748,05) \\ = 46384,2 \text{ daN}$$

$$P' = (100 + 250 \times 3) 22,5 = 19125 \text{ daN}$$

$$N'_C = \frac{4}{3} G' + \frac{3}{2} P' = 90533 \text{ daN}$$

Poteau de Rive

Poutres et Poutrelles

$$382,5 + 2 \times 65,5 = 513,5 \text{ daN}$$

Niveau Courant

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

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

Poutres et Poutrelles

$$505,5 + 2 \times 65,5 = 636,5 \text{ daN}$$

d'ou

$$G' = (503 + 3 \times 477) 15 + 513,5 + 3 \times 636,5 = 31433 \text{ daN}$$

$$P' = (100 + 3 \times 250) 15 = 12750 \text{ daN}$$

$$N'_{rc} = \frac{4}{3} G' + \frac{3}{2} P' = 61036 \text{ daN}$$

finalement :

Poteau	N' (daN)	$N^{majoré}$ (daN)	M_{inf} (tm)	Profilé	σ daN/cm ²
Rive	61036	67140	3,38	HEB 220	1945
central	90533	95060	5,53	HEB 260	2086

Les profils des poteaux trouvés par le prédimensionnement sont des profils qui constituent la borne inférieure. Tout autre profilé supérieur à ceux trouvés vérifie la condition (I)

PLANCHER

1. Type de Plancher Utilisé :

Le plancher utiliser est constitué d'une dalle en béton armé, le béton est coulé dans un bac d'acier (Écaille ondulée) qui repose directement sur les solives, ce qu'on appelle un "plancher mixte", et, l'adhérence de la dalle avec le bac d'acier est assurée par des "connecteurs"

2. Coffrage d'un panneau de dalle :

* épaisseur de la dalle : h_0 → Elle est donnée par le critère de déformabilité de la dalle pour une bande de 1m ; et, de l'entre-axes des poutrelles ; supportant la charge et surcharge du plancher ; et, doit satisfaire aux conditions suivantes [D'après J PERCHAT]

1) Isolation phonique

2) $T \leq 100 \cdot h_x \cdot \bar{\sigma}_b$

3) $l_x/k \leq e$ pour $k = 30 \text{ à } 35$

on adopte $h_0 = e = 10 \text{ cm}$

* Rapport des dimensions : $\beta = l_x/l_y = \frac{1,50}{5,00} = 0,30 < 0,40$

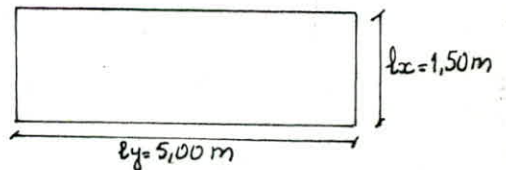
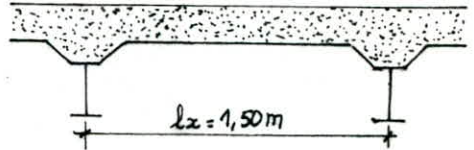
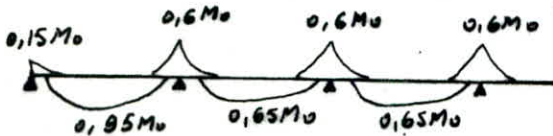
⇒ La dalle se calcule comme une poutre continue dans le sens de la petite portée

3. Calcul des efforts (M et T) (selon C.C.B.A.68)

3.1 Moment flechissant :

Les moments en travées et sur appuis doivent vérifier la relation suivante :

$$M_t + \frac{|M_w + M_e|}{2} \geq 1,25 M_0$$



Plancher courant : charge totale pondérée : $Q = G + 1,2 P = 477 + 1,2 \times 250 = 777 \text{ daN/m}^2$
 Plancher terrasse : charge totale pondérée : $Q = G + 1,2 P = 503 + 1,2 \times 100 = 623 \text{ daN/m}^2$

Le plancher courant est le plus sollicité ; donc on étudie le plancher courant et, les autres auront la même disposition du ferrailage que celui-ci

$$q = 777 \text{ daN/m}^2 \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = q \frac{l_x^2}{8} = 218,53 \text{ daNm/mL} \\ M_{0y} = \frac{M_{0x}}{4} = 54,63 \text{ daNm/mL} \end{cases}$$

q daN/m ²	M _{0x} daNm/mL	En travée M _{tx}		sur appui Max	Appui de Rive Max
		Intermed	Rive		
777	218,53	142	207,6	131,12	32,8

3.1.1 ferrailage des panneaux :

a) Panneau de Rive

- Armatures Inférieures :

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{0,95 M_0}{\frac{7}{8} h_x \cdot \bar{\sigma}_a} = 1,00 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A_{ty} = \frac{A_{tx}}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

- Armatures Supérieures :

* appui de Rive :

$$A_{ax} = A_{ay} = \frac{M_a}{2 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{0,15 M_0}{\frac{7}{8} h_x \cdot \bar{\sigma}_a} = 0,16 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

* Appui Intermediaire : $A_{ax} = A_{ay} = \frac{0,6 M_0}{2 \cdot \bar{\sigma}_a} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{mL}$.

b) Panneau Intermediaire

- Armatures Inférieures

$$A_{tx} = \frac{0,65 M_0}{2 \cdot \bar{\sigma}_a} = 0,69 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A_{ty} = \frac{A_{tx}}{4} = 0,21 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

4 - Choix du ferrailage :

4.1 : Ecartements admissibles des barres :

a) Dans la direction la plus sollicitée l_x : $\min \{3h_x, 33 \text{ cm}\} = 26 \text{ cm}$

b) Dans la direction perpendiculaire l_y : $\min \{4h_y, 45 \text{ cm}\} = 32 \text{ cm}$.

4.2 : ferrailage :

Panneau		A _x	choix de A _x	A _x corresp	A _y	A _y corresp
Rive	Travée	1,00	4T6	1,13	0,28	2T6
	App Intermed	0,63	3T6	0,84	0,84	3T6
	App Rive	0,16	1T6	0,21	0,21	1T6
Intermediaire	Travée	0,69	3T6	0,84	0,84	1T6

En résumé : on adoptera le même ferrailage pour tous les panneaux :

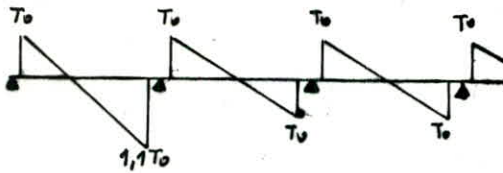
Sens l_x : 4T6

Sens l_y : 2T6

Sur appui : 3T6

5 Vérifications

5.1 Vérification à l'effort tranchant:



$$q = 777 \text{ daN/m}^2 \rightarrow \begin{cases} T_x = q \frac{L_x}{2} = 582,75 \text{ daN/m} = T_0 \\ T_y = \frac{T_x}{4} = 145,7 \text{ daN/mL} \end{cases}$$

Cisaillement simple: $\tau_b = \frac{1,1 T_0}{b \cdot z} = \frac{1,1 \times 582,75}{100 \times \frac{1}{8} \cdot 8,7} = 0,84 \text{ daN/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$

5.2: Condition de non fragilité: (CCBA 68 Art: 52.2).

On doit vérifier les 2 conditions suivantes:

a) $A_x \geq b h_x \frac{\psi_4}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2$ si ρ est quelconque

A.M: $A_x(\text{choisit}) = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq 100 \times 8,7 \times \frac{0,54}{2} (2 - 0,3) \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{10}{8,7} \right)^2 = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b) $A_y \geq 0,35 b h_y \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_y} \right)^2$ si $\rho \leq 0,4$

A.N $A_y(\text{choisit}) = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq 0,35 \times 100 \times 8,1 \times 0,54 \times \frac{5,9}{2800} \times \left(\frac{10}{8,1} \right)^2 = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En plus; il faut que le rapport de la section des armatures tendues à la section totale du Béton ne soit pas inférieur à 0,80% (Acier TOR)

$$\omega = \frac{A_{\text{min}}}{b h_0} = \frac{0,84}{100 \times 10} = 0,84 \% > 0,80 \% \text{ - vérifié -}$$

5.3 Vérification à la fissuration

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

$\eta = 1,6$ Acier HA

$\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ daN/cm}^2$

$\phi = 6 \text{ mm}$

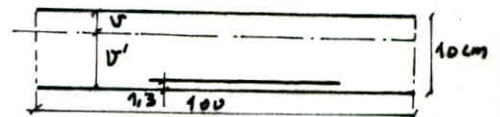
$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2 b d} = \frac{1,13}{2 \cdot 100 \cdot 1,3} = 4,35 \cdot 10^{-3} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = 1667 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 3687 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} 2/3 \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ daN/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3687 \text{ daN/cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ daN/cm}^2$$

5.4: Vérification de la flèche

1) Position de l'axe neutre:

$$v(nA + b h_t) = n A h^2 + b h_t \cdot \frac{h_t^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} v = 6,18 \text{ cm} \\ v' = h_t - v = 3,82 \text{ cm} \end{cases}$$



2) Inertie Totale:

$$I_t = \frac{b v^3}{3} + \frac{b v'^3}{3} + n A (v' - d)^2 = 9833,37 \text{ cm}^4$$

3) Moments sous G et S.E

$$M_G = 0,95 \times 477 \cdot \frac{1,5^2}{8} = 127,45 \text{ daN.m/mL}$$

$$M_{G+P} = 0,95 \times (477 + 250) \cdot \frac{1,5^2}{8} = 194,24 \text{ daN.m/mL}$$

4) Valeurs de λ et μ : $\tilde{\omega} = \frac{A}{b \cdot h} = 1,30 \cdot 10^{-3}$

4.1 charge de faible durée d'application

$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72(2+3\frac{b_0}{b})\tilde{\omega}} = 12,61 ;$$

Module de déformation du Béton ; $E_i = 3E_v = 21000 \sqrt{1,2 \cdot \sigma_{28}} = 378000 \text{ daN/cm}^2$

4.2 charge de longue durée d'application

$$\lambda_v = \frac{\lambda_i}{2,5} = 5,043 ; \quad \bar{\sigma}_a = \frac{M_{G+P}}{3 \cdot A} = 2324,5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \tilde{\omega} \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}_b} = 0,01$$

Module de déformation du Béton ; $E_v = \frac{E_i}{3} = 126000 \text{ daN/cm}^2$

5) Les flèches (C.C.B.A 68 Art 61)

$f_{g_{\infty}}$: flèche due aux déformations instantanées et différées sous G
 f_{q_0} : " " " " " " " " sous G et P
 f_{g_0} : " " " " " " " " sous G.

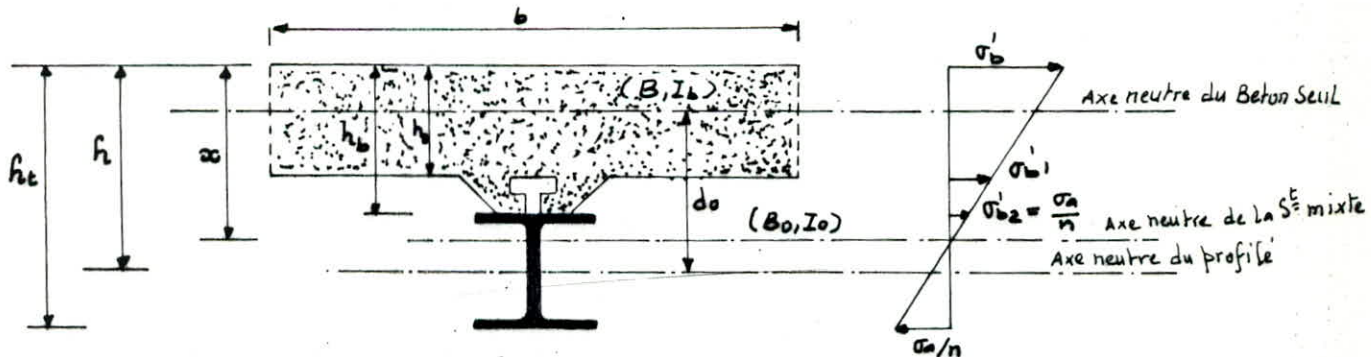
$$f_{g_{\infty}} = 0,024 \text{ cm} ; \quad f_{q_0} = 0,013 \text{ cm} ; \quad f_{g_0} = 0,009 \text{ cm}.$$

$$\Delta f = f_{g_{\infty}} + f_{q_0} - f_{g_0} = 0,024 + 0,013 - 0,009 = 0,028 \text{ cm} < \frac{l}{500} = 0,30 \text{ cm} = \bar{f}$$

6) Etude de la Section Mixte : (Documents C.T.I.C.M)

6-1 Hypothèses

- Mode de solidarisation efficace de la dalle et des poutrelles métalliques
- Le béton doit être protégé contre les intempéries
- Les surcharges d'exploitation peuvent être appliquées pendant une durée relativement longue.



Dans la suite du calcul, on a négliger les armatures de la dalle (y compris la tôle)

6-2 Axe Neutre de la section mixte: 2 cas peuvent se présenter

a) Si $B/nA < \frac{2(h-h_0)}{h_0} \Rightarrow$ L'AN passe en dessous de la section du Béton seul

La position de l'AN est donnée par : $x = \frac{h_0}{2} + d_0 \frac{nA}{B_0}$

b) si $B/nA > 2 \frac{(h-h_0)}{h_0} \Rightarrow$ L'A.N passe dans la dalle.

La position de l'A.N. sera donnée par: $x = \frac{2h}{1 + \sqrt{1 + \frac{2bh}{nA}}}$

Les relations entre les différents paramètres sont définies comme suit :

$$h = \frac{h_0}{2} + d_0 \quad ; \quad B = b \cdot h_0 \quad ; \quad B_0 = B + nA \quad ; \quad I_b = \frac{b h_0^3}{12}$$

Application

$$h_0 = 10 \text{ cm}$$

poutrelles IPE 220 $\rightarrow h_p = 22 \text{ cm}$.

hauteur de la nervure : $h_v = 4 \text{ cm}$

$$d'au \quad d_0 = \frac{h_0}{2} + h_v + \frac{h_p}{2} = 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h = \frac{h_0}{2} + d_0 = 25 \text{ cm}.$$

- Largeur de la dalle :

$$b = \min \begin{cases} \ell/2 \\ \ell h_0 \\ \frac{3}{4} V \end{cases} \quad \text{avec}$$

ℓ' : entre axe des solives

ℓ : portée de la solive

V : distance de la section considéré à l'appui le plus proche

$$\text{donc } b = 50 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{nA} = \frac{50 \times 10}{15 \times 33,4} = 0,998 < \frac{2(25-10)}{10} = 3 \quad \Rightarrow \quad \text{L'axe neutre passe en dessous de la section du Béton}$$

$$\text{et } x = \frac{h_0}{2} + d_0 \frac{nA}{B_0} = 14,65 \text{ cm}$$

7. Les connecteurs

La transmission des efforts de glissement de la poutrelle vers le béton se fait par des connecteurs dont la capacité a été déterminée par des essais.

Il existe plusieurs types de connecteurs ; dont deux sont les plus utilisés

a) Goujons à tête cylindriques : de capacité : $\bar{Q} = 42 d \sqrt{d} \sigma_j'$
(d : diamètre du goujon)

b) Cornières soudées aux poutrelles : de capacité : $\bar{Q} = 40(2 + \sqrt{d}) \sqrt{bd} \sigma_j'$
(b : largeur de la cornière ; d : épaisseur de l'aile)

7.1 Espacement des connecteurs (C.T.I.C.M art 3.32) $t_c \leq 10 h_0 = 100 \text{ cm}$

7.2 Capacité d'un connecteur : (C.T.I.C.M art 3.4.22)

on utilisera des connecteurs à : Goujons à tête cylindrique.

$$\bar{Q} = 42 d \sqrt{d} \sigma_j' \quad (\text{daN})$$

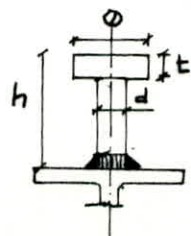
n'est valable que si les dimensions vérifient :

$$1 \leq d \leq 3 \text{ (cm)}$$

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

$$h \geq 4d$$

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



On choisit : $d = 2 \text{ cm}$; $t = 1,5 \text{ cm}$; $h = 9 \text{ cm}$; $\phi = 2,4 \text{ cm}$
 Les conditions précédentes sont vérifiées.

$$\text{et } \bar{Q} = 42 \times 2 \sqrt{2 \times 270} = 1952 \text{ daN}$$

7.3 : Effet de l'effort tranchant : (C.T.I. CM. art 2.41)

Soit T_1 l'effort de glissement de la dalle sur la solive par unité de longueur; provoqué par l'effort tranchant T .

$$T_1 = T \cdot \frac{S^*}{I_0} \quad \text{si } x \geq h_0 \text{ or } x = 14,65 \text{ cm} > h_0 = 10 \text{ cm}$$

avec $S^* = d_0 \cdot \frac{n A \cdot B}{B_0} = 5198 \text{ cm}^3$ moment statique / à l'axe neutre d'une partie de la section mixte située d'un côté de la ligne de contact Acier-béton

$$I_0 = I_b + n I_a + S^* d_0$$

moment d'inertie de la section homogénéisée / à l'axe neutre de la section mixte.

$$I_b = \frac{b (h_0/2)^3}{12} + \omega \frac{e^3}{12} + 48 V_0^2 \quad \text{Moment d'inertie de la section du béton seul y compris le renfermis}$$

$$I_b = 6474 \text{ cm}^4 \rightarrow I_0 = 113206 \text{ cm}^4$$

7.3.1 Calcul de l'effort tranchant : (Selon CTICM art 2.413) on admet

$$\text{que } T = q \frac{l}{2,4} \quad \text{avec } q = (477 + 1,2 \times 250) \times 0,5 = 388,5 \text{ daN/ml}$$

$$T = 388,5 \times \frac{5}{2,4} = 809,4 \text{ daN}$$

$$\text{d'où } T_1 = 809,4 \cdot \frac{5198}{113206} = 37 \text{ daN/cm.l.}$$

On choisit un espacement entre les goujons : $t_c = 50 \text{ cm}$; et soit N_g l'effort revenant au goujon :

$$N_g = 37 \times 50 = 1860 \text{ daN} < \bar{Q} = 1952 \text{ daN}$$

Conclusion : Il n'y aura pas de glissement entre la dalle et les solives.

B. Vérifications des contraintes dans la section mixte :

$$\text{B-1 Béton : } \sigma'_b = \frac{M x}{I_0} = \frac{q l^2 x}{8 I_0} = 47,13 \text{ daN/cm}^2 < \frac{3}{4} \bar{\sigma}'_b = 103 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{B-2 Acier : } \cdot \text{Aile supérieure : } \sigma'_a = \frac{n M (x - h_0)}{I_0} = 224,4 \text{ daN/cm}^2 < \frac{7}{8} \bar{\sigma}_a$$

$$\cdot \text{Aile inférieure : } \sigma_a = \frac{n M (h_t - x)}{I_0} = 1030,4 \text{ daN/cm}^2 < \frac{3}{4} \bar{\sigma}_a$$

8-3 Contraintes dues au retrait :

$$\sigma'_b = s E_b \left[\frac{S^*}{I_o} \left(h + \frac{I_b + n I_a}{n A d_o} \right) - 1 \right] = 20,6 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_a = s E_a \left[\frac{S^*}{I_o} \left(h - h_b + \frac{I_b + n I_a}{n A d_o} \right) \right] = 609 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_a = -s E_a \left[\frac{S^*}{I_o} \left(h_t - h - \frac{I_b + n I_a}{n A d_o} \right) \right] = 239 \text{ daN/cm}^2$$

8.4. Contraintes totales dans la section mixte.

$$\sigma'_b = 47,13 + 20,6 = 68 \text{ daN/cm}^2 < \frac{3}{4} \bar{\sigma}'_b = 103 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 224,4 + 609 = 833,4 \text{ daN/cm}^2 < \frac{7}{8} \bar{\sigma}'_{en} = 2100 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_a = 1030,4 + 239 = 1269,4 \text{ daN/cm}^2 < \frac{3}{4} \bar{\sigma}_{en} = 1800 \text{ daN/cm}^2$$

8.5 Vérification de la flèche de la section mixte

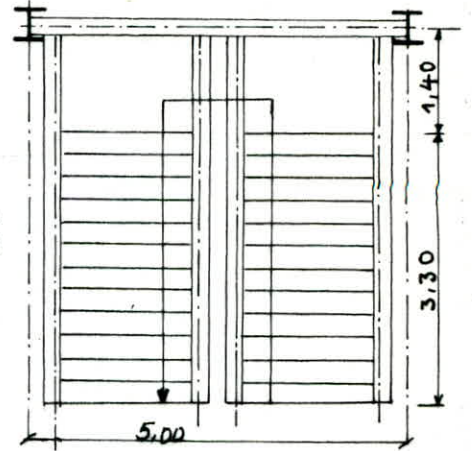
$$f = \frac{s \cdot S^* \cdot l^2}{8 I_o} = 0,57 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}.$$

Conclusion : On mettra les mêmes connecteurs pour tout les planchers

LES ESCALIERS

1- Descriptions:

Les escaliers dans notre construction sont des escaliers droits constitués par deux limons séparés par un palier ; entre lesquels sont disposées des cornières de marches soudées à leurs extrémités ; et cela pour permettre la maintenance des marches et contre-marches



2- Dimensions

D'après le plan d'architecture et la hauteur d'étage $H=3,60m$, on en déduit les dimensions des marches

hauteur de la marche : $h = 15cm$

Largeur de la marche (Giron) : $g = 30cm$

Jour : $j = 20cm$

2-1 Condition de BLONDEL $59 \leq g + 2h \leq 66$

$\Rightarrow 59 < 60 < 66$ - vérifiée -

2-2 Inclinaison des limons : $\alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h}{g}\right) = \text{Arctg}\left(\frac{1}{2}\right) \Rightarrow \alpha = 26^\circ 33'$

2-3 Evaluation des charges :

- Tôle striée (5mm) -----	45 daN/m ²
- Mortier de pose (20mm) -----	44 daN/m ²
- Carrelage (20mm) -----	40 daN/m ²

charge permanente ----- $G = \Sigma = 129 \text{ daN/m}^2$

Surcharge d'exploitation ----- $P = 400 \text{ daN/m}^2$

3- Dimensionnement des éléments porteurs

3-1 Cornières de marche : Elles sont dimensionnées par le critère de déformabilité

$$\text{La flèche : } f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{300} \quad \Rightarrow \quad I \geq \frac{5 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot E} \cdot 300$$

avec q : charge totale non pondérée : $q = (G + P) \frac{g}{2} = (129 + 400) \frac{0,3}{2} = 79,4 \text{ daN/mL}$

$$l = \frac{500 - 20 - b(\text{pot})}{2} - 2b \text{ (UAP estimé des limons)}$$

$$l = \frac{500 - 20 - 22}{2} - 2 \times 7,5 = 214 \text{ cm}$$

$$I \geq \frac{5 \cdot 79,4 \cdot 214^3}{384 \cdot 10^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6} \cdot 300 = 14,47 \text{ cm}^4 \Rightarrow$$

$\perp 50 \times 50 \times 7$ $p = 6,56 \text{ daN/mL}$ $I_x = I_y = 14,61 \text{ cm}^4$ $W_x = W_y = 4,16 \text{ cm}^3$ $A = 6,56 \text{ cm}^2$
--

3.2 Limons :

$$\text{Charge non pondérée : } Q = (129 + 400) \frac{2,14}{2} = 566,03 \text{ daN/mL}$$

$$I \geq \frac{1500 \times 566,03 \times 500^3}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^8} = 1316,1 \text{ cm}^4 \Rightarrow$$

UAP 200 $p = 25,1 \text{ daN/mL}$ $I_x = 1946 \text{ cm}^4$ $I_y = 169,7 \text{ cm}^4$ $A = 32 \text{ cm}^2$	$W_x = 195 \text{ cm}^3$ $W_y = 32,1 \text{ cm}^3$
---	---

3.3 Poutre d'appui des Limons :

$$\text{Charge non pondérée : } Q = (129 + 400) \frac{5}{2} = 1322,5 \text{ daN/mL}$$

$$I \geq \frac{1500 \times 1322,5 \times 500^3}{384 \times 2,1 \times 10^8} = 3075 \text{ cm}^4 \Rightarrow$$

IPE 240 $p = 30,7 \text{ daN/mL}$ $I_x = 3892 \text{ cm}^4$ $I_y = 284 \text{ cm}^4$ $A = 39,1 \text{ cm}^2$	$W_x = 324 \text{ cm}^3$ $W_y = 47,3 \text{ cm}^3$
---	---

4- Vérifications de la résistance :

4-1 Cornières de marche

$$\text{charge totale pondérée : } Q = \frac{4}{3} \left(129 \cdot \frac{0,3}{2} + 6,56 \right) + \frac{3}{2} 400 \cdot \frac{0,3}{2} = 124,6 \text{ daN/mL}$$

$$\sigma^* = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{q l^2}{8 W_x} = 1715 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{en}} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

4-2 Limons

$$\text{charge totale pondérée : } Q = \frac{4}{3} \left(129 \cdot \frac{2,14}{2} + 25,1 \right) + \frac{3}{2} 400 \cdot \frac{2,14}{2} = 859,5 \text{ daN/mL}$$

$$\sigma^* = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{q l^2}{8 W_x} = 1377 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{en}} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau^* = 1,54 \frac{T_{\max}}{A_{\text{âme}}} = 1,54 \frac{q l}{2 A_{\text{âme}}} = 268,6 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{\text{en}} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

4-3 Poutre d'appui :

$$\text{Charge } \text{non} \text{ pondérée : } Q = \frac{4}{3} \left(129 \cdot \frac{5}{2} + 30,7 \right) + \frac{3}{2} 400 \cdot \frac{5}{2} = 1971 \text{ daN/mL}$$

$$\sigma^* = \frac{q l^2}{8 W_x} = 1901 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{en}} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau^* = 1,54 \frac{q l}{2 A_{\text{âme}}} = 644 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{\text{en}} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

ETUDE AU VENT

* D'après le règlement NV65 *

Les surcharges climatiques ont un effet important sur les différentes constructions surtout sur les constructions en charpentes métalliques. De ce fait ; l'étude de la résistance et de la stabilité sous ces surcharges est obligatoire ; ceci afin de les comparer aux efforts sismiques, et, prendre les sollicitations les plus défavorables.

1. Pression du vent : Elle est donnée par : $Q = Q_H \cdot k_s \cdot k_m \cdot \delta \cdot \beta \cdot C$ [kg/m^2]

2. Définitions et valeurs des différents coefficients :

2-1 : Coefficient de Site : k_s : (NV65 art 1.242) site normal : $k_s = 1$

2-2 : Coefficient de masque : k_m (NV65 art 1.243) Pas d'effet de masque : $k_m = 1$

2.3 : Coefficient Q_H :

Q_H : pression dynamique à la hauteur H au dessus de Sol ; Elle est donnée par :

$$\frac{Q_H}{Q_{10}} = 2,5 \frac{H+18}{H+60} \quad \text{où } Q_{10} : \text{pression dynamique agissante à 10m de hauteur}$$

$$\text{Blida (Région II)} \Rightarrow Q_{10} = 70 \text{ daN/m}^2$$

$$\Rightarrow \frac{Q_H}{Q_{10}} = 2,50 \cdot \frac{14,80+18}{14,80+60} = 1,10 \quad \Rightarrow Q_H = 70 \times 1,10 \cong 77 \text{ daN/m}^2$$

2.4 : Coefficient de majoration dynamique : Est donné par $\beta = \theta(1+\xi T)$

$$H < 30\text{m} \rightarrow \theta = 0,70$$

$$H = 14,80\text{m} \rightarrow T = 0,357$$

ξ = coefficient de réponse = $f(T)$ avec $T = 0,1 \frac{H}{\sqrt{L}}$ [structure contreventée par des portiques Auto-stables]

2.5 : Coefficient de dimension : δ : Il dépend de la hauteur et de la plus grande dimension offerte au vent.

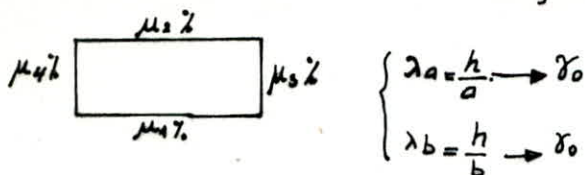
		Plus grande dimension au vent	δ
Blocs A et B	S_a	40,00	0,75
	S_b	15,00	0,805
Bloc C	S_a	25,00	0,778
	S_b	15,00	0,805

2-6 Action résultante : C

Notre construction est assimilée à une construction à base rectangulaire en contact avec le Sol.

$$\begin{cases} C > 0 & \text{surpression} \\ C < 0 & \text{dépression.} \end{cases}$$

Pourcentage d'ouvertures : $\mu = \frac{\text{Surface des ouvertures}}{\text{Surface totale de la façade}}$



BLOC	$\mu_1\%$	$\mu_2\%$	$\mu_3\%$	$\mu_4\%$	λ_a	δ_0	λ_b	δ_0
A et B	25,56	22,11	0	0	0,37	0,86	0,99	1
C	23,72	0	0	6,24	0,592	1	0,99	1

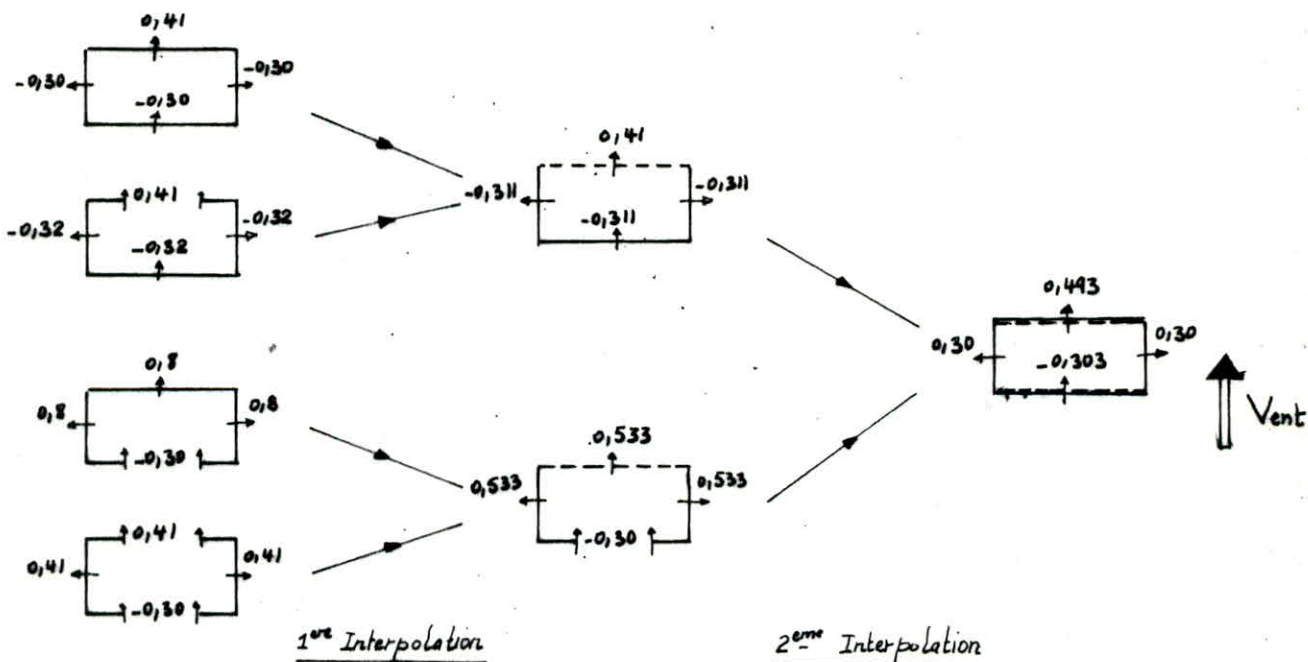
3. Etude au vent : Blocs A et B : Face S_a : $\delta_0 = 0,86$; $\delta = 0,75$; $\beta = 1$
 Face S_b : $\delta_0 = 1$; $\delta = 0,805$; $\beta = 1$

3-1 Actions extérieures

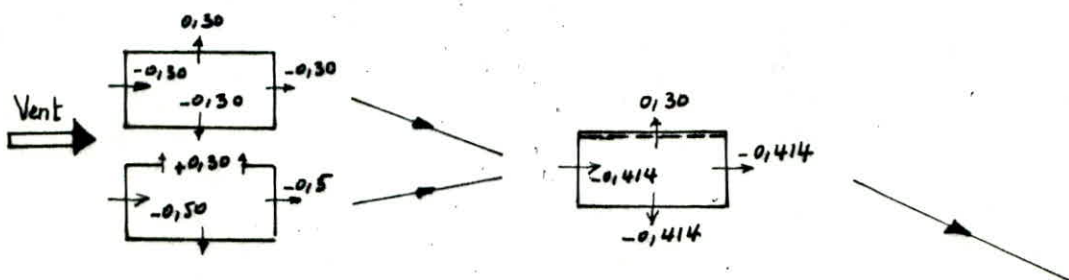
Vent Normal à $S_a \Rightarrow \begin{cases} \text{Face au vent} : C_e = +0,8 \forall \delta_0 \\ \text{Face sous vent} : C_e = -0,32 \end{cases}$
 Vent Normal à $S_b \Rightarrow \begin{cases} \text{Face au vent} : C_e = +0,8 \forall \delta_0 \\ \text{Face sous vent} : C_e = -0,5 \end{cases}$

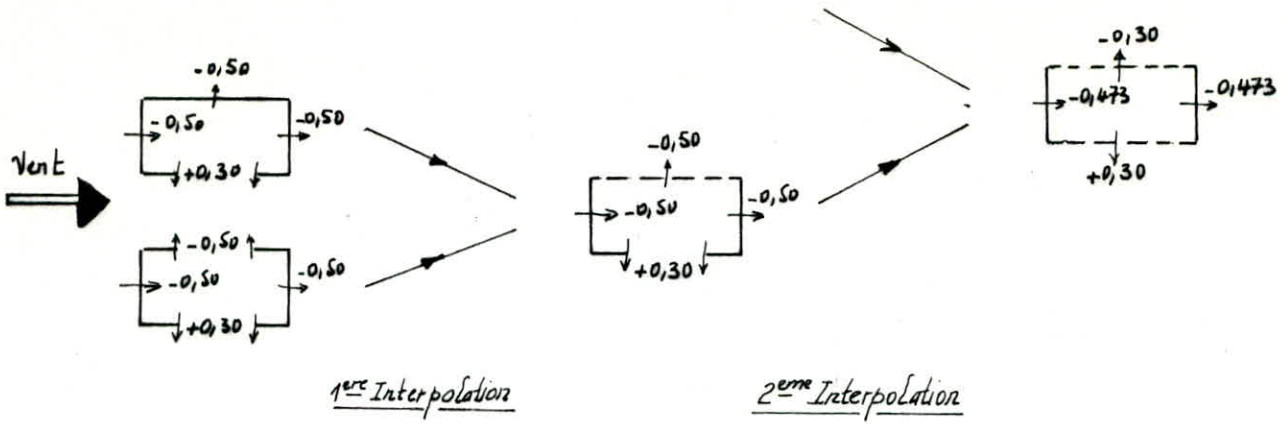
3-2 Actions intérieures

a/ Vent normal à S_a :



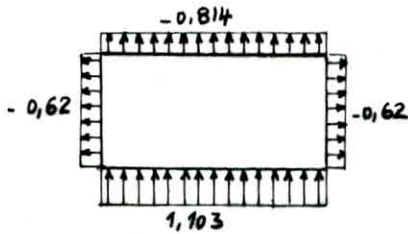
b/ Vent normal à S_b





3-3 Actions globales : C=Ce-Ci

Cas a)



Actions à retenir : C=1,103 surpression ;
C=-0,814 Dépression ;

Sens transversal

$$Q_a = 77 \times 1 \times 1 \times 0,75 \times 1 \times 1,103$$

$$Q_a \approx 64 \text{ daN/m}^2$$

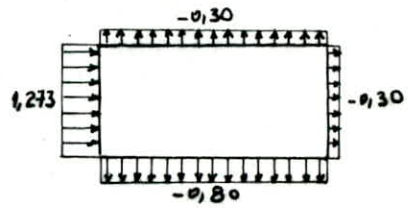
Force due au vent

$$F_v = Q_a \cdot a = 64 \times 40 = 2560 \text{ daN/mL}$$

$$F_4 = F_v (0,4 + 1,8) = 5632 \text{ daN}$$

$$F_3 = F_2 = F_1 = 3,60 \times F_v = 9216 \text{ daN}$$

Cas b)



C=1,273 surpression ;
C=-0,8 Dépression ;

Sens longitudinal

$$Q_b = 77 \times 1 \times 1 \times 0,805 \times 1 \times 1,273$$

$$Q_b = 78,9 \text{ daN/m}^2$$

$$F_v = Q_b \cdot b = 78,9 \times 15 = 1183,5 \text{ daN/mL}$$

$$F_4 = F_v (0,4 + 1,8) = 2603,7 \text{ daN}$$

$$F_3 = F_2 = F_1 = 3,60 \times F_v \approx 4261 \text{ daN}$$

4. Etude au vent : Bloc C :

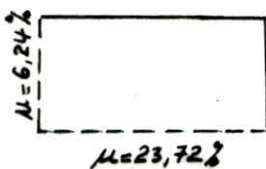
Face Sa : $\delta_0 = 1, \delta = 0,778 ; \beta = 1$
Face Sb : $\delta_0 = 1, \delta = 0,805 ; \beta = 1$

a) Actions Exterieures

Vent Normal à Sa { Face au Vent : $C_e = +0,8 \forall \delta_0$
Face Sous Vent : $C_e = -0,50$

Vent Normal à Sb { Face au Vent : $C_e = +0,8 \forall \delta_0$
Face Sous Vent : $C_e = -0,5$

b) Actions Interieures



Le cas n'est pas exposé dans le règlement NV65, on peut assimiler cette construction à une construction fermée, ce qui donne le cas le plus défavorable

$C_i = +0,30$ surpression
 $C_i = -0,30$ Dépression

Actions globales

$C = 1,10$

surpression

$C = -0,8$

Dépression

Sens transversal

$q_a = 77 \times 1 \times 1 \times 0,778 \times 1 \times 1,1 \approx 66 \text{ daN/m}^2$

Force due au vent

$F_v = q_a \times a = 66 \times 25 = 1650 \text{ daN/mL}$

$F_1 = F_2 = F_3 = 3,60 \times F_v = 5940 \text{ daN}$

$F_4 = F_v (0,4 + 1,8) = 3630 \text{ daN}$

Sens longitudinal

$q_a = 77 \times 1 \times 1 \times 0,805 \times 1 \times 1,1 = 68,2 \text{ daN/m}^2$

$F_v = q_b \times b = 68,2 \times 15 \approx 1023 \text{ daN/mL}$

$F_1 = F_2 = F_3 = 3,60 \times F_v \approx 3683 \text{ daN}$

$F_4 = F_v (0,4 + 1,8) \approx 2251 \text{ daN}$

ETUDE AU SÉISME

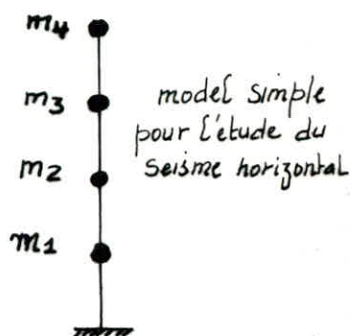
1. Introduction

Une grande partie de l'Algérie est soumise à d'importantes secousses sismiques pouvant provoquer des désordres dans les ossatures des bâtiments et même peut conduire à une ruine totale, dans ce cas, il est nécessaire une étude au séisme afin d'assurer un seuil minimal de protection des biens et des vies humaines.

2. Choix du model (modélisation)

Pour avoir une meilleur approximation possible dans les calculs, il faut un model aussi proche que possible du système réel.

Pour une construction à étages, on choisit un système de masses concentrées (m_i) ; qui représentent les différentes masses des planchers ; de ce fait, on néglige les effets de rotation de ces masses autour des axes verticaux et horizontaux ; Les déplacements se réduisent à des translations horizontales (les déplacements verticaux, étant faibles). Le système présente autant de degré de liberté que de masse en oscillation.



3. Methode appliquée

On applique la méthode de Muto ; qui est une méthode approchée, qui nous permet de calculer les contraintes dans les différents éléments d'une structure composée de portiques et sollicitée par des forces horizontales et elle nous permet de calculer les déplacements relatifs d'étage.

3-1 Étapes de calcul :

- * Calcul des raideurs dans chaque poutre et poteau
- * Calcul des coefficients K_j ; A_j (A_j coefficient de correction)
- * Calcul des raideurs corrigées a_{ij} des poteaux
- * Calcul des rigidités des poteaux r_j
- * Calcul des rigidités relatives de niveau R_j

3-2 Déplacement relatif : C'est le déplacement du niveau (J) / au niveau (J-1)

$$\delta_j = T_j / R_j$$

Un portique à plusieurs niveaux soumis à des forces horizontales à une déformation, qui peut être décomposée en trois (03) parties : $\delta_j = \delta_j^A + \delta_j^B + \delta_j^C$

avec δ_j^A : Un déplacement de translation dû à la déformation de flexion des poteaux en supposant les poutres infiniment rigides

δ_j^B : Un déplacement dû à la rotation des nœuds en fonction de la rigidité réelle des poutres

δ_j^C : Un déplacement de console dû aux déformations axiales relatives de poteaux tendus respectivement comprimés.

$\delta_j = 0$ on est dans un cas où le portique est de 4 niveaux inférieur à 15

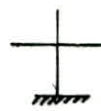
on rappelle que le coefficient a_j donné par Muto :

Etage courant

$$\begin{array}{c|c} k_1 & k_2 \\ \hline k_3 & k_p \quad k_4 \end{array} \quad \bar{K} = \frac{\sum K_{pout}}{2 K_{pot}}$$

$$a_j = \frac{E}{2 + \bar{K}}$$

R.D.C



$$\bar{K} = \frac{\sum K_{poutres}}{K_{pot}}$$

$$a_j = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

4. Actions Sismiques: (RPA 81 art 3.3)

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure, conformément à la formule : $V = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W$

4-1 Coefficient d'accélération des zones : A :

Il dépend du groupe d'usage et de la zone sismique

- Notre construction est à usage "Etablissement scolaire" → Groupe 1
- Lieu d'implantation BLIDA (zone II)

Tableau I (RP 81 page 30) donne $A = 0,25$

4.2 Facteur d'amplification dynamique : D

Il dépend du type de sol et de la période T du Bâtiment

on est en présence d'un sol ferme : $D = 2 \sqrt{\frac{0,3}{T}}$ (RPA 81 Fig 4)

$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{I}}$ pour une structure autostable.

BLOC	Sens longitudinal		Sens transversal	
	T_x	D	T_y	D
A et B	0,205	2,419	0,335	1,893
C	0,259	2,152	0,335	1,893

4-3 Facteur de Comportement de la structure : B

Il dépend de la structure et de la nature du contreventement

D'après (RPA 81 art 3.3.1.3 page 36) ; Ossature métallique autostable

$$B = \frac{1}{4} = 0,25$$

4-4 Facteur de Qualité : Q. (RPA 81 art 3.3.1.4)

$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$ où P_q : facteur de pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité Q .

|| $P_q = 0$ critère observé
|| $P_q = 0,1$ critère non observé

Pour les trois (03) blocs :

critères	P _q	Sens Longitud	Sens transv
Critère de files porteuses	P ₁	0	0,1
Critère de surabondance en plan	P ₂	0	0,1
Critère de symétrie en plan	P ₃	0	0
Régularité en élévation	P ₄	0,1	0,1
Contrôle de la qualité des matériaux	P ₅	0,1	0,1
Contrôle de la qualité de la construction	P ₆	0,1	0,1

Valeur de Q

Sens longitudinal $Q_L = 1,3$

Sens transversal $Q_t = 1,5$

4-5 Poids de la structure : W (RPA 81 art 3.3.15)

La valeur de W comprend la totalité de charges permanentes (poids propre de la structure, poids des remplissages et des revêtements, ...) et de 50 % des surcharges (salles accessibles au public)

Pour les blocs A et B :

$$\text{Niveau 4} : W_4 = G + \frac{P}{2} = 421290,8 \text{ daN}$$

$$\text{Niveau courant} : W_3 = W_2 = W_1 = 467338,7 \text{ daN}$$

$$\text{Demi-étage R.D.C} : W_0 = 49100,4 \text{ daN}$$

$$\text{Cage d'escaliers} : W_e = 25403 \text{ daN}$$

$$\text{Poids total} : W = \sum_{i=0}^4 W_i + W_e = 1897810,2 \text{ daN}$$

Pour le bloc C

$$\text{Niveau 4} : W_4 = 242279,3 \text{ daN}$$

$$\text{Niveau courant} : W_3 = W_2 = W_1 = 278105,8 \text{ daN}$$

$$\text{Demi-étage R.D.C} : W_0 = 20883,6 \text{ daN}$$

$$\text{Poids total} : W = \sum_{i=0}^4 W_i = 1097480,3 \text{ daN}$$

5. Effort tranchant à la base :

BLOC	V (daN)	
	sens longitudinal	Sens transversal
A et B	373003	336802
C	191894	194768

6: Distribution en hauteur des forces latérales

La force latérale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

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

où F_t est une force concentrée au sommet de la structure, et, est donnée par :

$$F_t = 0,07 \cdot T \cdot V \quad \text{si } T > 0,7s$$

$$F_t = 0 \quad \text{si } T < 0,7s$$

La partie restante d'effort horizontal total V doit être répartie sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_j = \frac{(V - F_t) W_j h_j}{\sum W_j h_j} \quad \text{avec } W_j : \text{charge au niveau } j$$

$$F_j : \text{Effort horizontal au niveau } j$$

Nous avons

a) Blocs A et B

Sens longitudinal $T_x = 0,205s < 0,7s \Rightarrow F_t = 0$
 Sens transversal $T_y = 0,335s < 0,7s \Rightarrow F_t = 0$

Donc la distribution se fait selon la formule : $F_j = V \frac{W_j h_j}{\sum W_j h_j}$

Sens longitudinal

Niv	W_j (daN)	h_j (m)	$W_j h_j$ (daN.m)	F_j (daN)	F_j^c (daN)
IV	421290,8	14,40	6066587,52	140019	140019
III	467338,7	10,80	5047257,96	116482	256511
II	467338,7	7,20	3364838,64	77661	334172
I	467338,7	3,60	1682419,32	38831	373003
			$\Sigma = 16161103,44$		

Sens transversal

Niv	W_j (daN)	h_j (m)	$W_j h_j$ (daN.m)	F_j (daN)	F_j^c (daN)
IV	421290,8	14,40	6066587,52	126429	126429
III	467338,7	10,80	5047257,96	105186	231615
II	467338,7	7,20	3364838,64	70124	301739
I	467338,7	3,60	1682419,32	35063	336802
			$\Sigma = 16161103,44$		

b) Bloc C :

Sens longitudinal : $T_x = 0,259s < 0,7s \Rightarrow F_t = 0$
 Sens transversal : $T_y = 0,335s < 0,7s \Rightarrow F_t = 0$

Donc la distribution se fait selon la formule : $F_j = V \frac{W_j h_j}{\sum W_j h_j}$

Sens longitudinal

Niv	W_j (daN)	h_j (m)	$W_j h_j$ (daN.m)	F_j (daN)	F_j^c (daN)
IV	242279,3	14,40	3488821,92	70503	70503
III	278105,8	10,80	3003542,64	60696	131199
II	278105,8	7,20	2002361,76	40464	171663
I	278105,8	3,60	1001180,88	20232	191895
			$\Sigma = 9495907,2$		

Sens transversal

Niv	W _j (daN)	h _j (m)	W _j h _j (daN.m)	F _j (daN)	F _j ^c (daN)
IV	242279,3	14,40	3488821,92	71558	71558
III	278105,8	10,80	3003542,64	61605	133163
II	278105,8	7,20	2002361,76	41070	174233
I	278105,8	3,60	1001180,88	20535	194768
			Σ = 9495907,2		

7: Calcul de la période T du mode propre d'oscillation

a) Blocs A et B

- Portiques transversaux ① a ⑨

Poutres :

$$K_1 = \frac{I_x}{l_1} = 24,867 \text{ cm}^3$$

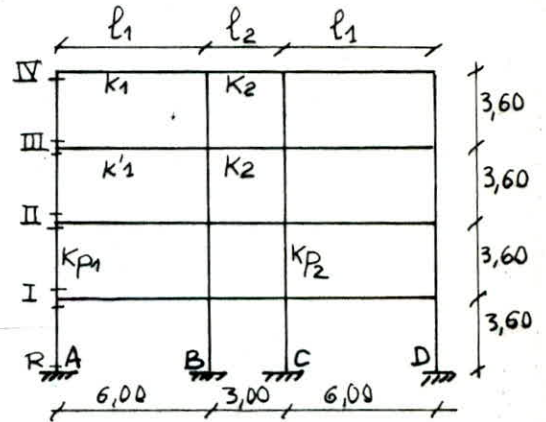
$$K_2 = \frac{I_x}{l_2} = 12,973 \text{ cm}^3$$

$$K'_1 = \frac{I_x}{l_1} = 32,117$$

Poteaux :

$$K_{p1} = \frac{I_y}{h} = 7,897$$

$$K_{p2} = \frac{I_y}{h} = 14,264$$



Niv	Rés de pat	K	α _d	α _j K _p	r _j (kdaN/m)	R _j (kdaN/m)	D _j
I-R	A-D	4,067	0,753	5,946	208,11	1124,13	32,118
	B-C	3,161	0,709	10,113	353,955		
I-II	A, D	4,067	0,670	5,291	185,185	981,47	28,042
	B, C	3,161	0,612	8,730	305,55		
III-IV	A, D	3,608	0,643	5,078	177,730	946,56	27,044
	B, C	2,907	0,592	8,444	295,550		

- Calcul des rigidités relatives d'étages : R_j^t

$$R_j^t = \begin{cases} 9 \times 1124,13 = 10117,17 \text{ kdaN/m} & \text{Niv I} \\ 9 \times 981,47 = 8833,23 \text{ kdaN/m} & \text{Niv II, III} \\ 9 \times 946,56 = 8519,04 \text{ kdaN/m} & \text{Niv IV} \end{cases}$$

Niv	F _j ^c (daN)	R _j ^t (kdaN/m)	δ _j (cm)	δ _j ^c (cm)
IV	126429	8519,04	1,484	10,851
III	231615	8833,23	2,622	9,367
II	301739	8833,23	3,416	6,745
I	336802	10117,17	3,329	3,329

$$\Sigma W_j \cdot \delta_j^c = 117049928,5 \text{ daN.cm}^2$$

$$\Sigma F_j^c \cdot \delta_j^c = 6697862,197 \text{ daN.cm}$$

$$g = 981 \text{ cm/s}^2$$

La période est donnée par: $T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g} \frac{\sum W_j \delta_j^c}{\sum F_j^c \delta_j^c}} = 2\pi \sqrt{\frac{117049928,5}{981 \times 6697826,197}} = 0,84s$

$T = 0,84s > 0,7s \Rightarrow D = 2\sqrt{\frac{0,3}{T}} = 1,196 \Rightarrow V = 0,25 \times 0,25 \times 1,5 \times 1,196 \times W = 212792 \text{ daN}$

et $F_E = 0,07 \times 0,84 \times V = 12512 \text{ daN}$

Calcul de $F_j = (V - F_E) \frac{W_j h_j}{\sum W_j h_j}$

Niv	$W_j h_j$ (daNm)	F_j (daN)	F_j^c (daN)	R_j^c (KdaN/m)	δ_j (cm)	δ_j^c (cm)
IV	6066587,52	75182	75182	8519,04	0,883	6,453
III	5047257,96	62549	137731	8833,23	1,559	5,570
II	3364838,64	41699	179430	8833,23	2,031	4,011
I	1682419,32	20850	200280	10117,17	1,980	1,980
	$\Sigma = 16161103,44$					

$\left. \begin{array}{l} \sum W_j \delta_j^{c2} = 41387514,12 \text{ daNcm}^2 \\ \sum F_j^c \delta_j^c = 2368559,25 \text{ daNcm} \\ g = 981 \text{ cm/s}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow T = 2\pi \sqrt{\frac{41387514,12}{981 \times 2368559,25}} = 0,84s$

La période n'a pas changée, donc, on arrête les itérations

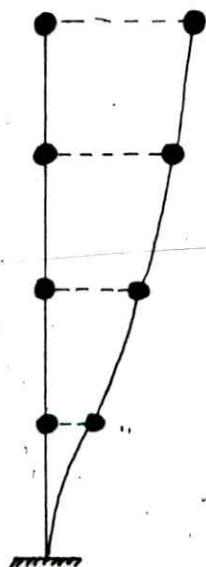
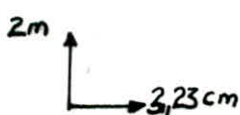
- Calcul du facteur de contribution

$$E^I = \frac{(\sum W_j \delta_j^c)^2}{(\sum W_j)(\sum W_j \delta_j^{c2})} \quad \text{avec } \sum W_j = 1823306,9 \text{ daN}$$

$\sum W_j \delta_j^{c2} = 8121070,95$

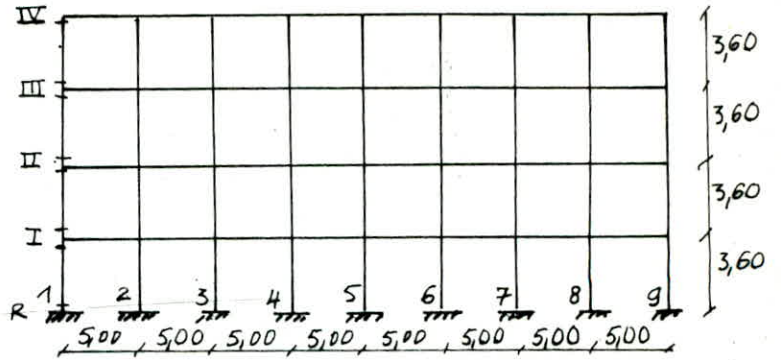
$$E^I = \frac{(8121070,95)^2}{(1823306,9)(41387514,12)} = 0,874 > 0,80$$

Le premier mode de vibration participe à 87,4%, et, il reste 12,6% pour les autres modes, qui est une faible participation



déformée du 1^{er} mode
Sens transversal

- Portiques longitudinaux A, B, C, D



Portiques B, C

Niv	Files de poteaux	Kpot	K	aj	aj Kpot	rj (kdaN/m)	Rj (kdaN/m)	Dj
I-R	1-9	41,444	0,134	0,297	12,31	443,16	4328,57	52,72
	2 à 8	41,444	0,268	0,339	14,05	491,75		
I-II	1-9	41,444	0,134	0,063	2,61	91,35	1380,75	15,00
II-III	2 à 8	41,444	0,268	0,118	4,89	171,15		
III-IV	1-9	41,444	0,134	0,063	2,61	91,35	1380,75	15,00
	2 à 8	41,444	0,268	0,118	4,89	171,15		

Portiques A, D

Niv	Files de poteaux	Kpot	K	aj	aj Kpot	rj (kdaN/m)	Rj (kdaN/m)	Dj
I-R	1-9	22,475	0,247	0,332	7,462	261,17	2713,865	32,814
	2 à 8	22,475	0,493	0,398	8,945	313,075		
I-II	1-9	22,475	0,247	0,110	2,471	86,469	1261,844	13,832
II-III	2 à 8	22,475	0,493	0,198	4,445	155,575		
III-IV	1-9	22,475	0,247	0,110	2,471	86,469	1261,844	13,832
	2 à 8	22,475	0,493	0,198	4,445	155,575		

Calcul des rigidités relatives d'étage R_j^e

$$R_j^e = \begin{cases} 2(4328,57 + 2713,865) = 14084,87 \text{ kdaN/m} & \text{Niv I} \\ 2(1380,75 + 1261,844) = 5285,188 \text{ kdaN/m} & \text{Niv II, III, IV} \end{cases}$$

Niv	Fj ^c (daN)	Rj ^e (kdaN/m)	δj (cm)	δj ^c (cm)
IV	140019	5285,188	2,649	16,473
III	256511	5285,188	4,853	13,824
II	334172	5285,188	6,323	8,977
I	373003	14084,87	2,648	2,648

$$\sum W_j \delta_j^{c2} = 244518984,7 \text{ daN.cm}^2$$

$$\sum F_j^c \delta_j^c = 9838110,01 \text{ daN.cm}$$

$$g = 981 \text{ cm/s}^2$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{244518984,7}{981 \times 9838110,01}} = 1,006$$

$$T = 1,00 \text{ s} \Rightarrow D = 2\sqrt{\frac{0,3}{T}} = 1,095 \Rightarrow V = 0,25 \times 0,25 \times 1,3 \times 1,095 \times W = 168846 \text{ daN}$$

$$T = 1,00 \text{ s} > 0,7 \text{ s} \Rightarrow F_E = 0,07 \times 1 \times V = 11819 \text{ daN}$$

Calcul de $F_j = (V - F_E) \frac{W_j h_j}{\sum W_j h_j}$

Niv	$W_j h_j$ (m. daN)	F_j (daN)	F_j^c (daN)	R_j^p (kdaN/m)	δ_j (cm)	δ_j^c (cm)
IV	6066587,52	58945	58945	5285,188	1,115	6,935
III	5047257,96	49041	107986	5285,188	2,043	5,820
II	3364838,64	32694	140680	5285,188	2,662	3,777
I	1682419,32	16347	157027	14084,87	1,115	1,115
	$\Sigma = 16161103,44$					

$$\begin{aligned} \sum W_j \cdot \delta_j^c{}^2 &= 43339472,3 \text{ daN} \cdot \text{cm}^2 \\ \sum F_j^c \cdot \delta_j^c &= 1743695,56 \text{ daN} \cdot \text{cm} \\ g &= 981 \text{ cm/s}^2 \end{aligned}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{43339472,3}{981 \times 1743695,56}} = 1,00 \text{ s}$$

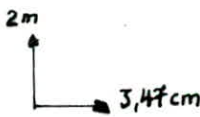
La période n'a pas changée, donc, on arrête les itérations

Calcul du Facteur de contribution E_1^I :

$$\begin{aligned} \sum W_j &= 1823306,9 \text{ daN} \\ \sum W_j \delta_j^c &= 7927783 \text{ daN} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

$$E_1^I = \frac{(\sum W_j \delta_j^c)^2}{(\sum W_j) \cdot (\sum W_j \delta_j^c{}^2)} = 0,80$$

Le premier mode participe à 80%, et, faible participation 20% des autres mode.



Déformée du 1^{er} mode
sens longitudinal.

b / Bloc: C

Portiques transversaux 1a 6 Mêmes caractéristiques que les blocs ActB

Niv	Filles de poteaux	\bar{K}	C_j	$C_{j, \text{pot}}$	$r_j \text{ (kdaN/m)}$	$R_j \text{ (kdaN/m)}$	D_j
I-R	A, D	4,067	0,753	5,946	208,11	1124,13	32,118
	B, C	3,161	0,709	10,113	353,955		
I-II II-III	A, D	4,067	0,670	5,291	185,185	981,47	28,042
	B, C	3,161	0,612	8,730	305,55		
III-IV	A, D	3,608	0,643	5,078	177,73	946,56	27,044
	B, C	2,907	0,592	8,444	295,55		

Calcul des rigidités relatives d'étages: R_j^t

$$R_j^t = \begin{cases} 6 \times 1124,13 = 6744,78 \text{ kdaN/m} & \text{Niv I} \\ 6 \times 981,47 = 5888,82 \text{ kdaN/m} & \text{Niv II-III} \\ 6 \times 946,56 = 5679,36 \text{ kdaN/m} & \text{Niv IV} \end{cases}$$

Niv	$F_j^c \text{ [daN]}$	$R_j^t \text{ [kdaN/m]}$	$\delta_j \text{ [cm]}$	$\delta_j^c \text{ [cm]}$
IV	71558	5679,36	1,260	3,368
III	133163	5888,82	2,261	8,108
II	174233	5888,82	2,959	5,847
I	194768	6744,78	2,888	2,888

$$\left. \begin{aligned} \sum W_j \cdot \delta_j^c{}^2 &= 51372144,05 \text{ daN} \cdot \text{cm}^2 \\ \sum F_j^c \cdot \delta_j^c &= 3331271,283 \text{ daN} \cdot \text{cm} \\ g &= 981 \text{ cm/s}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow T = 2\pi \sqrt{\frac{51372144,05}{981 \times 3331271,283}} = 0,787 \text{ s}$$

$$T = 0,787 \text{ s} \Rightarrow D = 2\sqrt{\frac{0,3}{T}} = 1,235 \Rightarrow V = 0,25 \times 0,25 \times 1,235 \times 1,5 \times W = 127068 \text{ daN}$$

$$T = 0,787 \text{ s} > 0,7 \text{ s} \Rightarrow F_E = 0,07 \times 0,787 \times V = 7000 \text{ daN}$$

Calcul de $F_j = (V - F_E) \frac{W_j h_j}{\sum W_j h_j}$

Niv	$W_j h_j \text{ [daN} \cdot \text{m]}$	$F_j \text{ [daN]}$	$F_j^c \text{ [daN]}$	$R_j^t \text{ [kdaN/m]}$	$\delta_j \text{ [cm]}$	$\delta_j^c \text{ [cm]}$
IV	3488821,92	44113	44113	5679,36	0,777	5,775
III	3003542,64	37977	82090	5888,82	1,394	4,998
II	2002361,76	25318	107408	5888,82	1,824	3,604
I	1001180,88	12659	120067	6744,78	1,780	1,780
$\Sigma = 9495907,2$						

$$\sum W_j \cdot \delta_j^c{}^2 = 19520665,56 \text{ daN} \cdot \text{cm}^2$$

$$\sum F_j^c \cdot \delta_j^c = 1265856,09 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$g = 981 \text{ cm/s}^2$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{19520665,56}{981 \times 1265856,09}} = 0,787 \text{ s}$$

La période reste inchangée, donc, on arrête les itérations

- Calcul du facteur de contribution : ϵ^I

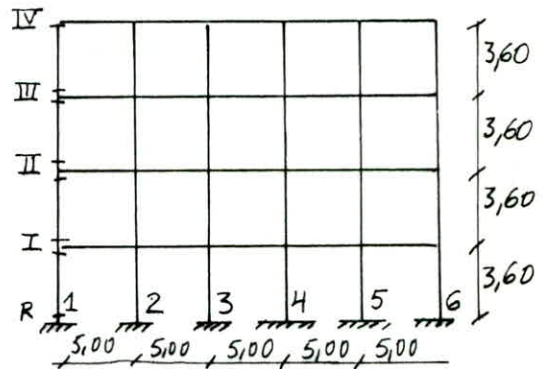
$\sum W_j = 1076596,7 \text{ daN}$

$\sum W_j \delta_j^c = 4286457,373 \text{ daN.cm}$

$$\epsilon^I = \frac{(4286457,373)^2}{(1076596,7)(19520665,56)} = 0,87 > 0,8$$

Le premier mode participe à 87 %, et, reste 13 %, qui est une faible participation des autres modes.

- Portiques longitudinaux : A, B, C, D



Portiques A, D

Niv	Files de Poteaux	Kpot	\bar{K}	α_j	$\alpha_j K_p$	r_j [kdaN/m]	R_j^0 [kdaN/m]	D_j
I-R	1-6	22,475	0,247	0,332	7,462	261,17	1774,64	32,814
	2 à 5	22,475	0,493	0,398	8,945	313,075		
I-II	1-6	22,475	0,247	0,110	2,471	86,469	795,238	13,832
	2 à 5	22,475	0,493	0,198	4,445	155,575		
III-IV	1-6	22,475	0,247	0,110	2,471	86,469	795,238	13,832
	2 à 5	22,475	0,493	0,198	4,445	155,575		

Niv	Files de Poteaux	Kpot	\bar{K}	α_j	$\alpha_j K_p$	r_j (kdaN/m)	R_j^0 [kdaN/m]	D_j
I-R	1-6	41,444	0,134	0,297	12,31	443,16	2853,32	52,72
	2 à 5	41,444	0,268	0,339	14,05	491,75		
I-II	1-6	41,444	0,134	0,063	2,61	91,35	867,3	15,00
	2 à 5	41,444	0,268	0,118	4,89	171,15		
III-IV	1-6	41,444	0,134	0,063	2,61	91,35	867,3	15,00
	2 à 5	41,444	0,268	0,118	4,89	171,15		

- Calcul des rigidités relatives d'étages R_j^l

$$R_j^l = \begin{cases} 2(1774,64 + 2853,32) = 9255,92 \text{ kdaN/m} & \text{Niv I} \\ 2(795,238 + 867,3) = 3325,076 \text{ kdaN/m} & \text{Niv II, III IV} \end{cases}$$

Niv	F_j^c (daN)	R_j^l (kdaN/m)	δ_j (cm)	δ_j^c (cm)
IV	70503	3325,076	2,120	13,302
III	131199	3325,076	3,946	11,182
II	171663	3325,076	5,163	7,236
I	191895	9255,92	2,073	2,073

$$\sum W_j \delta_j^{c2} = 93399872,26 \text{ daN} \cdot \text{cm}^2$$

$$\sum F_j^c \delta_j^c = 4044849,93 \text{ daN} \cdot \text{cm} \quad T = 2\pi \sqrt{\frac{93399872,26}{981 \times 4044849,93}} = 0,964 \text{ s}$$

$$Q = 981 \text{ cm/s}^2$$

$$T = 0,964 \text{ s} \Rightarrow D = 2\sqrt{\frac{0,3}{T}} = 1,116 \Rightarrow V = 0,25 \times 0,25 \times 1,3 \times 1,116 \times W = 99514 \text{ daN}$$

$$T = 0,964 \text{ s} > 0,7 \text{ s} \Rightarrow F_E = 0,07 \times 0,964 \times V = 6715 \text{ daN}$$

Calcul de $F_j = (V - F_E) \frac{W_j h_j}{\sum W_j h_j}$

Niv	$W_j h_j$ (daN.m)	F_j (daN)	F_j^c (daN)	R_j^l (kdaN/m)	δ_j (cm)	δ_j^c (cm)
IV	3488821,92	34095	34095	3325,076	1,025	6,433
III	3003542,64	29352	63447	3325,076	1,908	5,408
II	2002361,76	19568	83015	3325,076	2,497	3,500
I	1001180,88	9784	92799	9255,92	1,003	1,003
$\Sigma = 9495907,2$						

$$\sum W_j \delta_j^{c2} = 21846547 \text{ daN} \cdot \text{cm}^2$$

$$\sum F_j^c \delta_j^c = 946084,408$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{21846547}{981 \times 946084,408}} = 0,964 \text{ s}$$

$$Q = 981 \text{ cm/s}^2$$

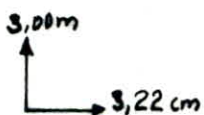
La periode est inchangée, donc, on arrête les itérations

Calcul du facteur de contribution E_c^I :

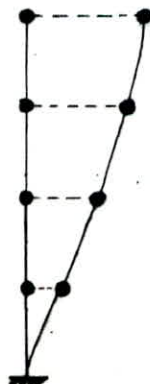
$$\begin{aligned} \sum W_j \delta_j^c &= 4391620,97 \text{ daN} \cdot \text{cm} \\ \sum W_j &= 1076596,7 \text{ daN} \end{aligned}$$

$$E_c^I = \frac{(4391620,97)^2}{(1076596,7)(21846547)} = 0,82 > 0,8$$

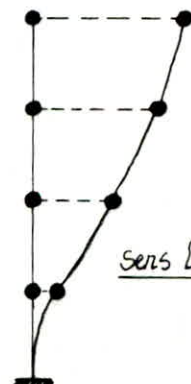
Premier mode participe à 82%, et, reste 18%, qui est une faible participation des autres modes.



sens transversal



déformées du 1^{er} mode



sens longitudinal

Vérification au renversement:

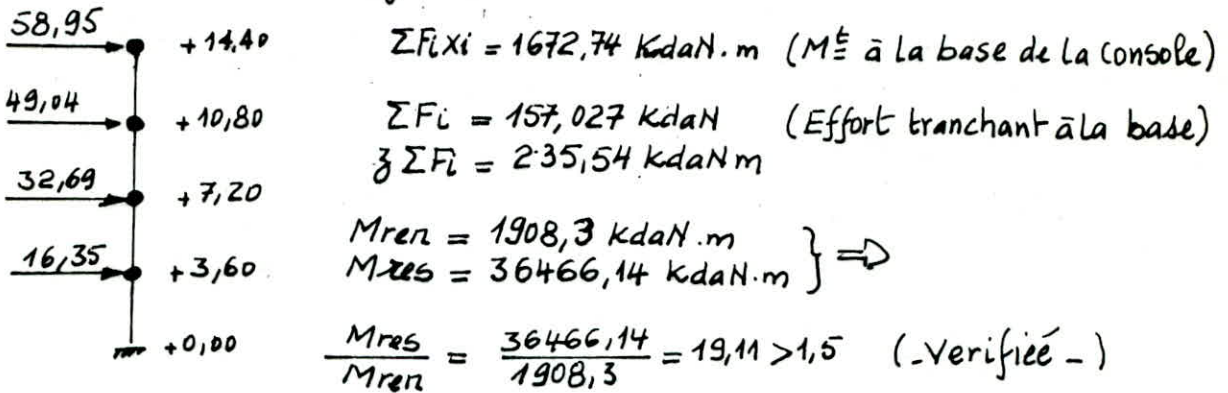
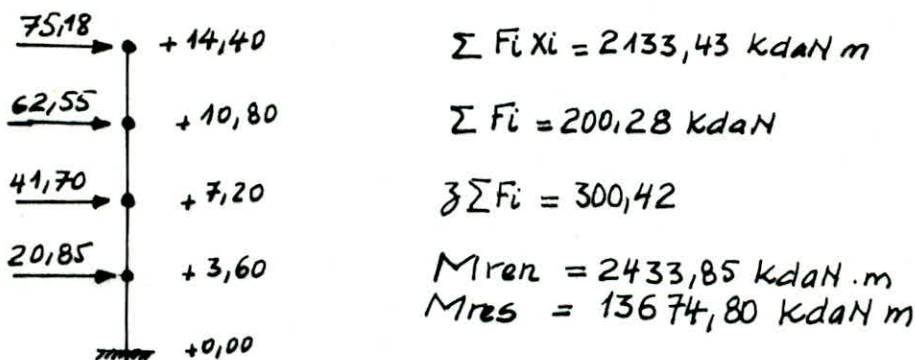
Sous l'effet des forces sismiques, la construction est susceptible d'être renversée, d'où une vérification est nécessaire

1° Blocs A ou B:

Si Moment résistant = $M_{res} = b[\sum W_i] \geq 1,5 M_{ren} = 1,5$ Moment renversant.

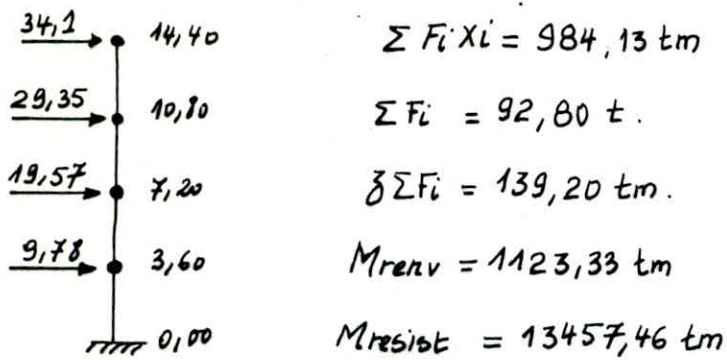
$$M_{renv} = \sum F_i X_i + \sum F_i \cdot z$$

alors La stabilité est vérifiée:

a° Sens Longitudinal:b° Sens transversal

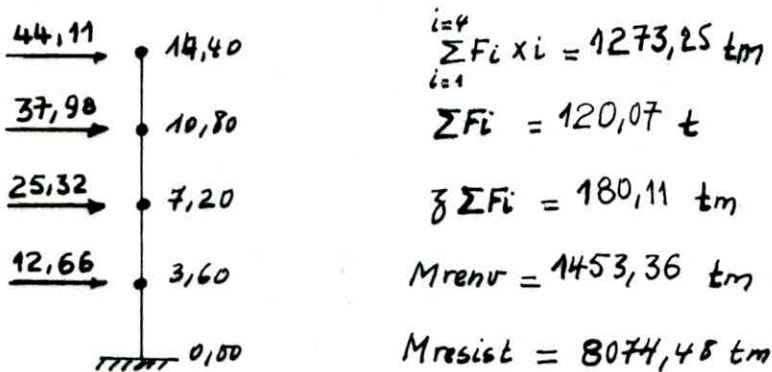
$$\frac{M_{res}}{M_{ren}} = \frac{13674,80}{2433,85} = 5,6 > 1,5 \quad (\text{Vérifié}).$$

Conclusion: Les blocs A et B sont stables suivant les deux directions principales.

2° Bloc Ca° Sens longitudinal

$$\frac{M_{resist}}{M_{renv}} = \frac{13457,46}{1123,33} = 11,98 > 1,5$$

La stabilité est vérifiée dans le sens longitudinal.

b° Sens transversal

$$\frac{M_{resist}}{M_{renv}} = \frac{8074,48}{1453,36} = 5,56 > 1,5$$

La stabilité est vérifiée dans le sens transversal.

Conclusion: La stabilité du Bloc C au renversement est vérifiée dans les deux directions principales.

CALCUL DES EFFORTS ET VÉRIFICATION DES ÉLÉMENTS

1 Objet : Dans cette partie on a utilisé deux (02) méthodes de calcul des efforts internes M, N, T , dont l'une est la méthode de MUTO pour déterminer les efforts sous l'effet des surcharges horizontales (séisme), et, l'autre, est la méthode de CROSS sous l'effet des charges et surcharges verticales

2 Exposé des deux Méthodes

2-1 Méthode de MUTO

La méthode de MUTO, est une méthode approchée, nous permettant d'analyser une structure constituée de portiques sollicitée par des efforts horizontaux, basée sur les rigidités de niveau d'étage

- Elle nous permet en une première approximation de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux correspondants des différents portiques; et, en une deuxième étape d'en déduire les moments fléchissants dans les poteaux et dans les poutres.

Les étapes de calcul sont comme suit :

a) Efforts tranchants d'étage (j) : T_j

C'est la somme des forces agissant au dessus de l'étage (j) : $T_j = \sum_{i=1}^{i=n} F_i$

b) Rigidités relatives d'étages : Elles sont données par :

$$\text{sens longitudinal} : R_j^l = \sum_{l=1}^{l=m} R_j^l$$

$$\text{sens transversal} : R_j^t = \sum_{t=1}^{t=k} R_j^t$$

c) Détermination du centre de torsion à l'étage (j)

Les coordonnées du centre de torsion sont données par :

$$x_{cj} = \frac{\sum_{t=1}^{t=k} R_j^t x_j^{(t)}}{R_j^t} ; y_{cj} = \frac{\sum_{l=1}^{l=m} R_j^l y_j^{(l)}}{R_j^l}$$

Application :

- α) : Blocs A et B

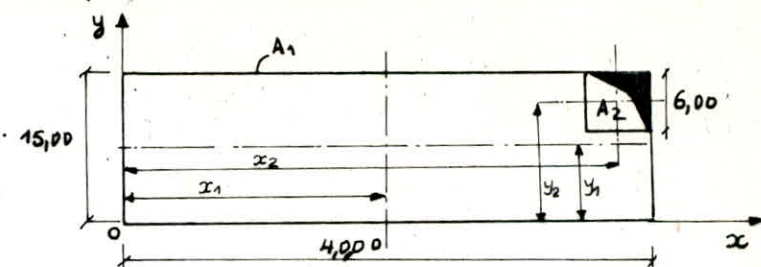
- Coordonnées du centre de masse

$$A_1 = 40 \times 15 = 600 \text{ m}^2 \text{ surface totale pleine}$$

$$A_2 = 6 \times 5 = 30 \text{ m}^2 \text{ surface du vide}$$

$$x_G = \frac{A_1 x_1 - A_2 x_2}{A_1 - A_2} = 19,08 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{A_1 y_1 - A_2 y_2}{A_1 - A_2} = 7,26 \text{ m}$$



- Coordonnées du centre de torsion

Portiques longitudinaux A, B, C, D

Niv	Portiques A, D		Portiques BC		R_j^l	$y_{c_j} (m)$
	R_j^l	$y_j^l (m)$	R_j^l	$y_j^l (m)$		
IV	1261,844	15	1380,75	15	5285,188	7,50
III	1261,844	15	1380,75	15	5285,188	7,50
II	1261,844	15	1380,75	15	5285,188	7,50
I	2713,865	15	4328,57	15	14084,87	7,50

Portiques transversaux ① à ⑨

Niv	Portiques 1 et 9		Portiques 2 à 8		R_j^t	$x_{c_j} (m)$
	R_j^t	$x_j^t (m)$	R_j^t	$x_j^t (m)$		
IV	946,56	40	946,56	140	8519,04	20
III	981,47	40	981,47	140	8833,23	20
II	981,47	40	981,47	140	8833,23	20
I	1124,13	40	1124,13	140	10117,17	20

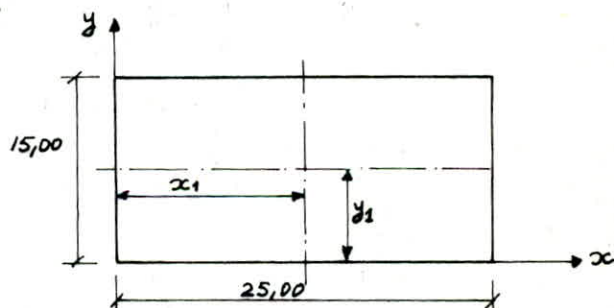
B) Bloc C

- Coordonnées du centre de masse:

$$A = 25 \times 15 = 375 \text{ m}^2 \text{ surface pleine}$$

$$x_G = \frac{A x_1}{A} = x_1 = 12,5 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{A y_1}{A} = y_1 = 7,5 \text{ m}$$



- Coordonnées du centre de torsion

Portiques longitudinaux A, B, C, D

Niv	Portiques A, D		Portiques B, C		R_j^l	$y_{c_j} (m)$
	$y_j^l (m)$	R_j^l	R_j^l	$y_j^l (m)$		
IV	15+0	795,24	867,3	6+9	3325,076	7,50
III	15	795,24	867,3	15	3325,076	7,50
II	15	795,24	867,3	15	3325,076	7,50
I	15	1774,64	2853,32	15	9259,92	7,50

Portiques transversaux ① à ⑥

Niv	Portiques 1 et 6		Portiques 2 à 5		R_j^t	x_{c_j} (m)
	R_j^t	x_j^t (m)	R_j^t	x_j^t (m)		
IV	946,56	25+0	946,56	20+15+10+5	5679,36	12,50
III	981,47	25	981,47	50	5888,82	12,50
II	981,47	25	981,47	50	5888,82	12,50
I	1124,13	25	1124,13	50	6744,78	12,50

Remarques: $\begin{cases} x_G = x_C \\ y_G = y_C \end{cases}$ Le centre de torsion est confondu avec le centre de masse

d/ Détermination de l'effort tranchant (T_j) revenant à chaque portique

Les efforts tranchants qui reviennent à chaque portiques sont donnés par :

Portiques longitudinaux : $T_{jx}^l = T_{jx} \frac{R_{jx}^l}{R_{jx}^l} + T_{jx} \frac{R_{jx}^l y_j^l}{R_{j\theta}^l} e_x$

Portiques transversaux : $T_{jy}^t = T_{jy} \frac{R_{jy}^t}{R_{jy}^t} + T_{jy} \frac{R_{jy}^t x_j^t}{R_{j\theta}^t} e_y$

avec $R_{j\theta}$: Rigidités à la torsion de l'étage (j), et, elle est donnée par :

$$R_{j\theta} = \sum_{t=1}^{t=k} R_{jy}^t [x_j^t]^2 + \sum_{l=1}^{l=m} R_{jx}^l [y_j^l]^2 \quad \text{avec } k = \begin{cases} 9 & \text{pour les blocs A et B} \\ 6 & \text{pour le bloc C} \end{cases}$$

$m = 4$ pour les 3 blocs

(e_x, e_y) : Excentricité du centre de torsion / au centre de masse :

- Blocs A et B

Niv	x_G (m)	x_C (m)	$ x_G - x_C $	y_G (m)	y_C (m)	$ y_G - y_C $
IV	20,00	20,00	0,00	7,50	7,50	0,00
III	19,08	20,00	0,92	7,26	7,50	0,24
II	19,08	20,00	0,92	7,26	7,50	0,24
I	19,08	20,00	0,92	7,26	7,50	0,24

L'excentricité due à la torsion $e_x = 0,92m$
 $e_y = 0,24m$

Mais le RPA 81 préconise une excentricité accidentelle de 5% de la longueur du bâtiment $e = \frac{5 \times 40}{100} = 2m$.

$$e = \max(e_x, e_y, 5\%L) = 2m \text{ dans les 2 directions}$$

- BLOC C : Comme $\begin{cases} x_G = x_C \\ y_G = y_C \end{cases} \Rightarrow e_x = e_y = 0$

on prend, d'après le même règlement (RPA 81 Art 3.3.5)

$$e = \frac{5 \times 25}{100} = 1,25m$$

e) Détermination de l'effort tranchant revenant à chaque poteau.

Sous de l'effort tranchant T_j de niveau (j), le déplacement relatif de niveau δ_j peut calculé avec la formule : $\delta_j = \frac{T_j}{R_j}$

Et comme tous les poteaux d'un même niveau doivent avoir le même déplacement

$$\frac{t_j^1}{\delta_j^1} = \frac{t_j^2}{\delta_j^2} = \dots = \frac{t_j^i}{\delta_j^i} = \dots = \frac{t_j^n}{\delta_j^n} = \frac{T_j}{\delta_j}$$

$$t_j^{(i)} = \frac{r_j^{(i)}}{R_j} \cdot T_j = \frac{r_j^{(i)}}{\sum_{i=1}^n r_j^{(i)}} T_j \quad \text{or} \quad r_j^{(i)} = \frac{12E}{h_j^3} a_j^{(i)} \cdot k_j^{(i)} \quad \text{avec } h_j = h = C^{te}$$

$$t_j^{(i)} = \frac{a_j^{(i)} \cdot k_j^{(i)}}{\sum a_j^{(i)} \cdot k_j^{(i)}} T_j \quad \Rightarrow \quad t_j^{(i)} = \frac{a_j^{(i)} \cdot k_j^{(i)}}{D_j} \cdot T_j \quad \text{ou } D_j = \sum a_j^{(i)} \cdot k_j^{(i)}$$

f) Calcul des déplacements relatifs d'étages :

$$\delta_j = \frac{T_j}{R_j} \leq \bar{\delta}_j \quad \text{avec} \quad \bar{\delta}_j : \text{déplacement relatif admissible (RPA81 Art 3.3.7.1)}$$

$$\bar{\delta}_j = 0,0075 h_j$$

Le qu'on doit vérifier (d'après le même article) $\frac{1}{2B} \delta_j \leq 0,0075 h_j$

Soit pour notre cas : $2\delta_j \leq 0,0075 \times 3600 = 27 \text{ mm}$.

a) Blocs A et B

- Portiques transversaux

Port	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Niv	δ_j (mm)	δ_j (mm)	δ_j (mm)	δ_j (mm)	δ_j (mm)	δ_j (mm)	δ_j (mm)	δ_j (mm)	δ_j (mm)
IV	0,67	0,77	0,76	0,80	0,85	0,896	0,94	0,100	1,034
III	1,26	1,27	1,34	1,42	1,50	1,584	1,67	1,75	1,83
II	1,64	1,65	1,74	1,85	1,96	2,063	2,17	2,28	2,38
I	1,61	1,67	1,72	1,81	1,90	2,003	2,098	2,19	2,29

Portiques Longitudinaux :

Portiques	A	B	C	D
Niveau	δ_j (mm)	δ_j (mm)	δ_j (mm)	δ_j (mm)
IV	2,53	2,86	2,94	2,80
III	4,64	5,29	5,39	5,12
II	6,04	6,89	7,02	6,67
I	1,92	3,35	3,50	2,37

β) Bloc C :

- Portiques transversaux

Port	1	2	3	4	5	6
Niv	δ_j (mm)	δ_j (mm)	δ_j (mm)	δ_j (mm)	δ_j (mm)	δ_j (mm)
IV	0,49	0,74	0,99	1,25	1,50	1,75
III	0,88	1,33	1,79	2,24	2,69	3,14
II	1,15	1,74	2,34	2,93	3,53	3,53
I	1,34	1,83	2,33	2,82	3,31	3,80

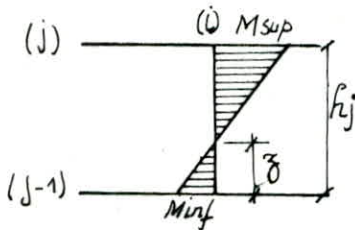
- Portiques longitudinaux :

Port	A	B	C	D
Niv	δ_j (mm)	δ_j (mm)	δ_j (mm)	δ_j (mm)
IV	1,97	2,57	2,78	2,94
III	3,69	4,79	5,17	5,43
II	4,83	6,26	6,76	7,11
I	1,16	2,84	3,33	2,68

Tous les δ_j sont vérifiés

1°) Calcul des moments dans les poteaux

- Position du point d'inflexion ou point de moment nul.



$$M_{sup} = t_j \cdot (h_j - z)$$

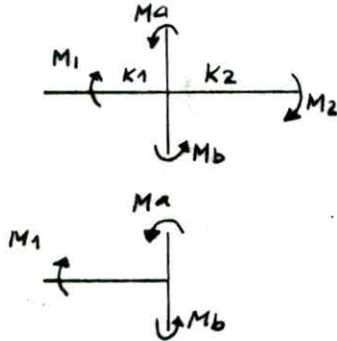
$$M_{inf} = t_j \cdot z$$

avec $z = y \cdot h_j$ où $y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$

y_0 : Coefficient donné par les tableaux en fonction de \bar{K} , et du nombre de niveau que comprend le portique et du N° de niveau.

y_1, y_2, y_3 : sont des termes de correction

2°) Calcul des moments dans les poutres :



$$M_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} (M_a + M_b)$$

$$M_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} (M_a + M_b)$$

$$M_1 = M_a + M_b$$

avec $\begin{cases} M_a : \text{correspond au moment inférieur du poteau (i) de l'étage (j)} \\ M_b : \text{" " " " supérieur " " (i) " " (j-1)} \end{cases}$

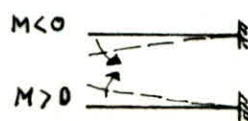
2-2 Méthode de H. CROSS

C'est une méthode permettant, au moyen d'approximations successives, de déterminer des moments de flexion aux extrémités de chaque barres (verticales respectivement horizontales).

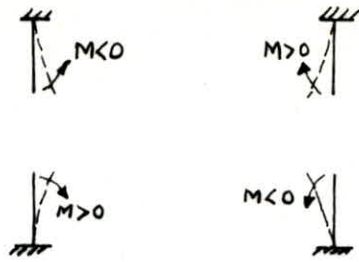
Les moments, calculés par cette méthode ne sont pas des moments fléchissants calculés par la résistance des matériaux (R.D.M), mais, ce sont des moments transmis par les noeuds aux barres qui entourent ces noeuds.

a°) Conventions de signes pour les moments de flexion en R.D.M

Poutres



Poteaux :



b°) Les noeuds ne subissent pas de déplacements

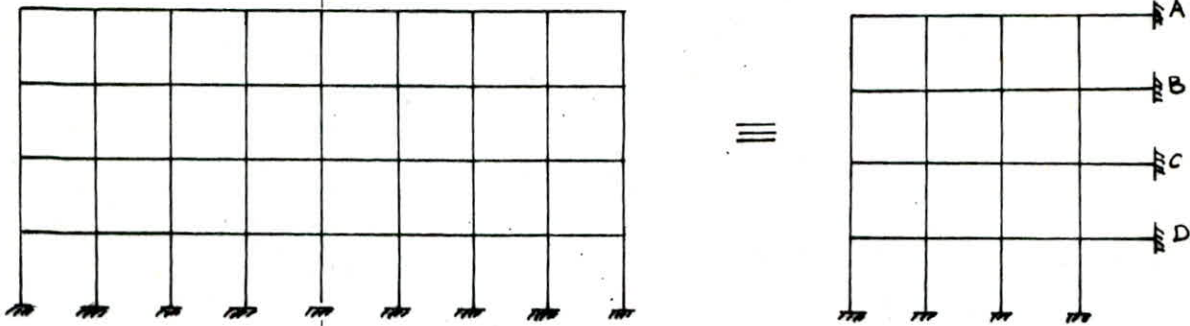
On est dans un cas de construction symétrique et symétriquement chargée

c°) Etapas de calcul : pour une construction symétrique et symétriquement chargée

a) Calcul de raideurs des barres $R_i = \left(\frac{I_i}{l_i}, \frac{I_i}{h_j} \right)$

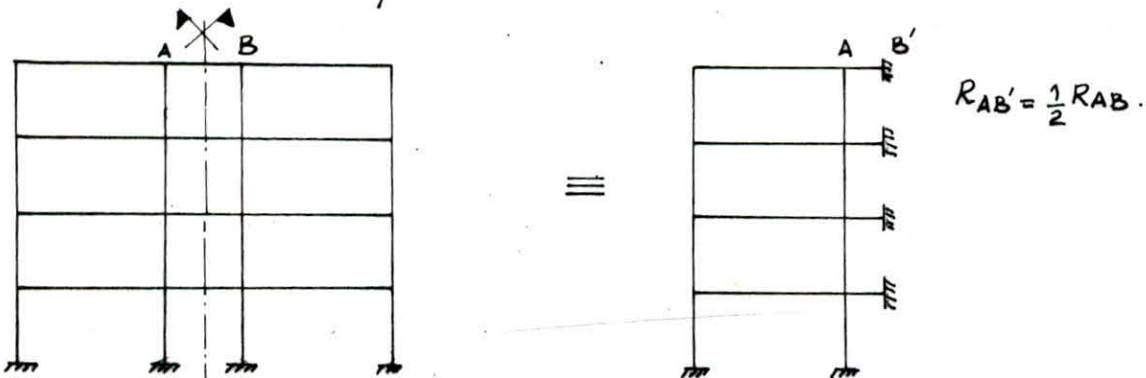
α) Blocs A et B :

- Sens longitudinal : Le nombre de travées est pair. Dans ce cas, tous les noeuds situés sur l'axe de symétrie ne subissent par raison de symétrie; aucune rotation



Les noeuds A, B, C, D ne subissent aucune rotation

Sens transversal : Le nombre de travées est impair. Dans ce cas, l'axe de symétrie coupera les barres en leur milieu



β) Bloc C : Dans les deux sens, le nombre de travées est impair

b°) Calcul des coefficients de répartition

Il est donné par : $C_i = \frac{R_i}{\sum R_i}$

c°) Calcul des moments d'encastrement parfait
ces moments sont données par la R.D.M.

d°) Etablissement du tableau donnant les moments transmis par les nœuds

L'établissement de ce tableau, est basé sur la disposition des opérations décrites dans l'édition EYROLLES (LA METHODE DE CROSS) page 27.

3°) Superposition des sollicitations (RPA 81 Art 3.3.2)

Base calcul des éléments structuraux: Les combinaisons des différents efforts sont données ci-après. Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règlements de béton et de charpentes métalliques en vigueur.

$$\begin{cases} G+P \pm S_i & \textcircled{1} \\ 0,8G \pm S_i & \textcircled{2} \end{cases} \text{ sous } (SP_2)$$

Les poteaux dans les ossatures auto-stables doivent être conçus pour $G+P \pm 1,2 S_i$ plutôt que pour la combinaison $\textcircled{1}$

La combinaison $\textcircled{2}$ tient compte de la réduction de la charge verticale à cause des effets de l'accélération verticale. La valeur de $(\pm S_i)$ permet de prendre en compte la réversibilité des charges sismiques créant des efforts de traction et de compression

La valeur de (S_i) choisie pour les combinaisons, correspond à un seuil de plastification avec les règlements en vigueur. Les contraintes maximales admises dans les matériaux étant égales à la limite élastique

Sollicitations à retenir pour le dimensionnement:

a° Pour les poutres : $G+P \pm S_i$; $0,8G \pm S_i$; $\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P$

b° Pour les poteaux : $G+P \pm 1,2 S_i$; $0,8G \pm S_i$; $\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P$

c° Pour les fondations:

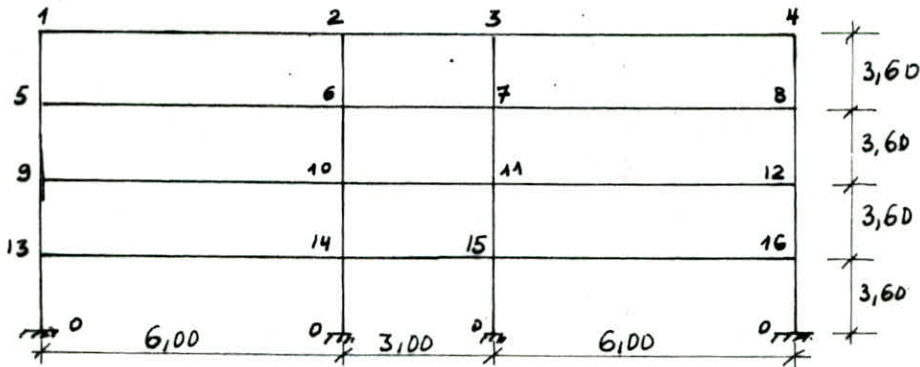
et $\begin{cases} \text{dimensionnement avec } G+1,2P \\ \text{vérification avec } G+P \pm 1,2 S_i \end{cases}$

47 Verification des éléments

D'après ; Le prédimensionnement des éléments (on a pris la même disposition constructive pour l'ensemble des blocs), et, les sollicitations obtenues par les combinaisons, on a constaté que les effets dans les blocs A et B sont plus défavorables que ceux du bloc C. Donc vérification des éléments se limite seulement aux blocs A et B.
 NB - Les efforts dans le bloc "C" sont proches tout en étant inférieurs à ceux du Bloc A ou B

4-1. Verification des poutres

- Portique transversal. intermediaire



4-1-1 Poutre 1-2 (HEB 260)

Efforts

$$\left\{ \begin{array}{l} M_D = -6,83 \text{ tm} \\ M_G = -17,60 \text{ tm} \\ N = 16,01 \text{ t} \rightarrow \left(\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P\right) \\ T = 12,32 \text{ t} \rightarrow \left\{\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P\right\} \end{array} \right\} (0,8G - Si)$$

La poutre est sollicitée en flexion composée, et, elle sera vérifiée par la condition suivante $K \frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} \leq \sigma_{en}$.

on est dans le cas ou la pièce est symétrique et telle que le moment comprime la fibre la plus éloignée du centre de gravité.

alors on aura $\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } K\sigma + \sigma_f > \sigma_{en} \Rightarrow \text{La pièce est insuffisante} \\ \text{Si } \frac{g}{\delta} [\sigma \cdot K + \sigma_f] \leq \sigma_{en} \Rightarrow \text{La pièce est stable.} \end{array} \right.$

Ce sont des conditions suffisante

et $M_t = q \frac{l^2}{8} - \frac{M_G + M_D}{2} < M$ La poutre sera vérifiée sous le m_0 .

- calcul du coefficient de flambement :

longueur de flambement : $l_{fx} = l_{fy} = 0,5l_0$ (poutre encastree)

Elancement maximum : $\lambda_{max} = \max \{ \lambda_x, \lambda_y \}$

Caracteristiques du Profilé HEB 260

$h = 260 \text{ mm} ; b = 260 \text{ mm} ; a = 10 \text{ mm} ; e = 17,5 \text{ mm} ; A = 118,4 \text{ cm}^2$
 $I_x = 14920 \text{ cm}^4 ; W_x = 1150 \text{ cm}^3 ; I_y = 5135 \text{ cm}^4 ; W_y = 395 \text{ cm}^3 ; i_x = 11,2 \text{ cm} ; i_y = 6,58 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = 26,79 \\ \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = 45,59 \end{array} \right. \Rightarrow \lambda_{\max} = \lambda_y = 45,59 \text{ alors flambement dans le plan } x-x$$

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{\max}^2} = 9972 \text{ daN/cm}^2 \text{ et } k \text{ est donné par:}$$

$$K = \left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_{\text{en}}}{\sigma_k} \right) + \left[\left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{\text{en}}}{\sigma_k} \right) \right]^{1/2} = 1,093$$

Vérification de la stabilité :

$$\frac{9}{8} \left(1,093 \frac{16,01 \cdot 10^3}{118,4} + \frac{17,60 \cdot 10^5}{150} \right) = 1888 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{en}} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

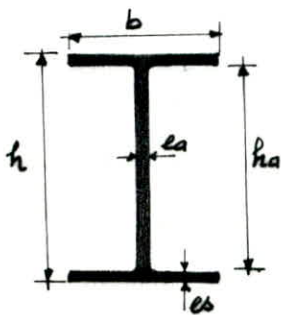
La stabilité est vérifiée.

Vérification au cisaillement :

$$\tau = 1,54 \frac{T}{A_a} = 1,54 \cdot \frac{12,32 \cdot 10^3}{17,1 \times 1,00} = 1110 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{en}} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

- Vérifiée -

4-1-2 Poutre 2-3 (IPE 240), Respectivement 6-7, 10-11, 14-5



Caractéristiques de l'IPE 240

$$h = 240 \text{ mm}, b = 120 \text{ mm}, a = 6,20 \text{ mm}, e = 9,80 \text{ mm}; A = 39,1 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 3892 \text{ cm}^4, W_x = 324 \text{ cm}^3; i_x = 9,97 \text{ cm}, i_y = 2,69 \text{ cm}$$

Efforts :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_D = 8,79 \text{ kdaN.m} \\ M_G = 1,87 \text{ kdaN.m} \\ N = 5,83 \text{ kdaN} \left(G + P \cdot 1,25i \right) \\ T = 12,38 \text{ kdaN} \left(\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P \right) \end{array} \right.$$

coefficient de flambement : k.

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = 15,05 \\ \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = 55,76 \end{array} \right. \Rightarrow k = 1,157$$

$$k \sigma + \sigma_{fx} = 1,157 \cdot \frac{5,83 \cdot 10^3}{39,1} + \frac{8,79 \cdot 10^5}{324} = 2885 \text{ daN/cm}^2 > \sigma_{\text{en}} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

donc la pièce est insuffisante, donc on augmente de Profilé.

on choisit un IPE 300 de caractéristiques :

$$h = 300 \text{ mm}, b = 150 \text{ mm}, a = 7,10 \text{ mm}, e = 10,7 \text{ mm}; A = 53,8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 8356 \text{ cm}^4, W_x = 557 \text{ cm}^3; i_x = 12,5 \text{ cm}; i_y = 3,35 \text{ cm}.$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = 42,0 \\ \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = 44,78 \end{array} \right\} \Rightarrow k = 1,089 \text{ plan de flambement } x-x$$

verification de la stabilité

$$\frac{g}{8} \left[1,089 \times \frac{5,83 \cdot 10^3}{53,8} + \frac{8,79 \cdot 10^5}{557} \right] = 1908 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

verification au cisaillement: $T = 1,54 \times \frac{7,39 \cdot 10^3}{24,9 \times 0,71} = 643,74 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ daN/cm}^2$

4-1-3 Poutre 15-16 (HEB280)

Caracteristiques du Profilé:

$h = 280 \text{ mm}$, $b = 280 \text{ mm}$, $a = 10,5 \text{ mm}$; $e = 18 \text{ mm}$; $A = 131,4 \text{ cm}^2$
 $I_x = 19270 \text{ cm}^4$, $W_x = 1380 \text{ cm}^3$; $i_x = 12,1 \text{ cm}$; $i_y = 7,09 \text{ cm}$.

Efforts :

$$\begin{cases} M_D = 27,41 \text{ kdaNm} & (G+P-S_i) \\ M_G = 10,82 \text{ kdaNm} & (0,8G+S_i) \\ T = -11,32 \text{ kdaN} & (G+P+S_i) \\ N = 16,63 \text{ kdaN} & \left(\frac{4}{3}G + \frac{2}{3}P\right) \end{cases}$$

Coefficient de flambement : K

$$\begin{cases} \lambda_x = l_{fx}/i_x = 24,79 \\ \lambda_y = l_{fy}/i_y = 42,31 \end{cases} \Rightarrow K = 1,077 \quad \text{Plan de flambement } x-x$$

verification de la stabilité:

$$\frac{g}{8} \left[1,077 \frac{16,63 \cdot 10^3}{131,40} + \frac{27,41 \cdot 10^5}{1380} \right] = 2388 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

verification au cisaillement

$$T = 1,54 \cdot \frac{T}{Aa} = 1,54 \cdot \frac{11,32 \cdot 10^3}{10,3 \times 1,05} = 1612 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

4.2 Verification des poteaux:

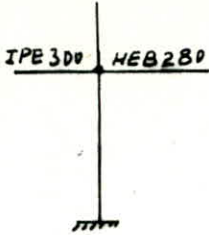
Poteau 15-0 Le plus sollicité

Efforts

$$\begin{cases} M^S = -28,21 \text{ tm} \\ M^i = -27,53 \text{ tm} \\ N_{max} = 87 \text{ t} \\ T_{max} = -17,66 \text{ t} \end{cases}$$

Le profilé du poteau HEB260 ne vérifie la stabilité; on peut dire que la pièce est insuffisante donc on passe aux profils supérieurs on choisit un HEB340 de caracteristiques:

$h = 340 \text{ mm}$; $b = 300 \text{ mm}$; $a = 12 \text{ mm}$, $e = 21,5 \text{ mm}$; $A = 170,9 \text{ cm}^2$
 $I_x = 36660 \text{ cm}^4$; $W_x = 2160 \text{ cm}^3$; $i_x = 14,6 \text{ cm}$; $i_y = 7,53 \text{ cm}$.
 $J = 270 \text{ cm}^4$; $I_y = 9690 \text{ cm}^4$, $W_y = 646 \text{ cm}^3$;



Calcul de la longueur de flambement : [CM66 art 5.134]

$$K_A = \frac{\sum K_{poutres}}{\sum K_i} = 0,227 \Rightarrow \frac{l_f}{l_0} = \sqrt{\frac{4 + 3,5 K_A}{1 + 6,5 K_A}} = 1,392$$

d'où $l_f = 1,392 l_0 = 501,01 \text{ cm}$.

Élancements

$$\begin{cases} \lambda_x = l_{fx}/i_x = 34,32 \\ \lambda_y = l_{fy}/i_y = 66,54 \end{cases} \Rightarrow \text{flambement dans le plan } x-x \Rightarrow k = 1,259$$

Contrainte de non deversement :

$B = C = 1$

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{J}{I_y} \left(\frac{l_f}{h}\right)^2} = 1,325$$

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \cdot \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_f}\right)^2 (D-1) B \cdot C = 1424 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_d < \sigma_{en} \Rightarrow$ Etude au deversement est nécessaire

Élancement λ_0 : (CM66 art)

$$\lambda_0 = \frac{l_f}{h} \sqrt{\frac{1 I_x}{B \cdot C I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_{en}}\right)} = 32,735 \Rightarrow k_0 = 1,042$$

$$k_{d0} = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_{en}} (k_0 - 1)} = 1,017$$

$$k_d = \sup \left\{ \frac{1}{k_{d0}} + \frac{C'-1}{5 k_{d0}} \right\} \quad (\text{CM66 art})$$

avec $C' = \sqrt{\frac{3}{1 + \frac{M_s}{M_i} + \left(\frac{M_s}{M_i}\right)^2 - 0,152 \left(1 - \frac{M_s}{M_i}\right)^2}} = 1,201$

donc $k_d = \sup \left\{ \frac{1}{0,886} \right\} = 1$

Pour la vérification de la stabilité, nous utiliserons la formule enveloppe

Pièce soumise à la compression avec flexion dans le plan de flambement.

$$k\sigma + \sigma_f \leq k_1\sigma + k_f\sigma_f \leq \frac{9}{8} (k\sigma + \sigma_f)$$

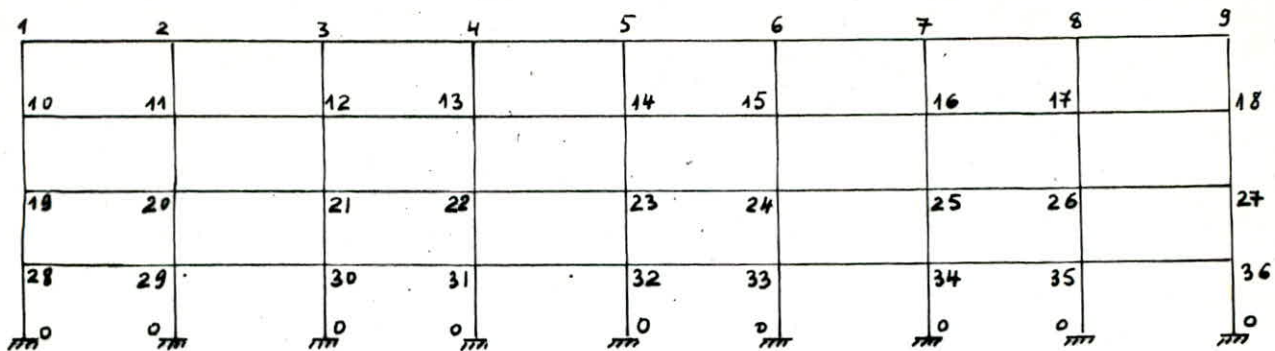
$$\frac{9}{8} (k\sigma + \sigma_f) = \frac{9}{8} \left(1,259 \cdot \frac{87 \cdot 10^3}{170,9} + \frac{27,53 \cdot 10^5}{2160} \right) = 2155 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

- Stabilité vérifiée -

Vérification au cisaillement : $T = \frac{T}{A_a} = \frac{17,66 \cdot 10^3}{24,3 \cdot 1,2} = 606 \text{ daN/cm}^2 < \frac{\sigma_{en}}{1,54} = 1558 \text{ daN/cm}^2$

4.3 Portique longitudinal intermédiaire

4.3-1 Vérification des poutres :



- Poutre 34-35 (IPE 220)

La poutre IPE220 n'est stable; donc on change de profilé : on choisit un IPE 270.

Caractéristiques :

$$h = 270 \text{ mm}; b = 135 \text{ mm}; a = 6,6 \text{ mm}; e = 10,2 \text{ mm}; A = 45,9 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 5790 \text{ cm}^4; I_x/x = 429 \text{ cm}^3; i_x = 11,2 \text{ cm}; i_y = 3,02 \text{ cm}$$

Efforts :

$$\begin{cases} M_G = 7,90 \text{ kdaNm} \\ M_D = 7,60 \text{ kdaNm} \\ N = 5,96 \text{ kdaN} \\ T = 3,08 \text{ kdaN} \end{cases}$$

Coefficient de flambement ($\lambda_f = 0,560$)

$$\begin{cases} \lambda_x = \lambda_{fx} / i_x = 22,32 \\ \lambda_y = \lambda_{fy} / i_y = 82,78 \end{cases} \Rightarrow \text{Flambement dans le plan } x-x \Rightarrow K = 1,504.$$

Vérification de la stabilité :

$$\frac{g}{8} \left(1,504 \cdot \frac{5,96 \cdot 10^3}{45,9} + \frac{7,90 \cdot 10^5}{429} \right) = 2291 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{er} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

Vérification au cisaillement

$$\tau = 1,54 \frac{T}{A_a} = 1,54 \frac{3,08 \cdot 10^3}{22 \times 0,66} = 327 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{er} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

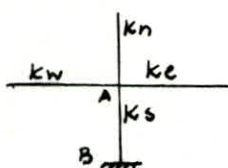
4.3.2 Vérification des poteaux :

- Poteau 35-0 le plus sollicité : (HEB 340)

Efforts :

$$\begin{cases} M^i = 12,04 \text{ tm} \\ M^s = 3,50 \text{ kdaNm} \\ N_{max} = 50,1 \text{ kdaN} \\ T_{max} = 8,40 \text{ kdaN} \end{cases}$$

calcul de la longueur de flambement :



$k_B = 1$ (parfaitement encasturé)

$$K_A = \frac{11,58 + 11,58}{11,58 + 11,58 + 26,92 + 26,92} = 0,301$$

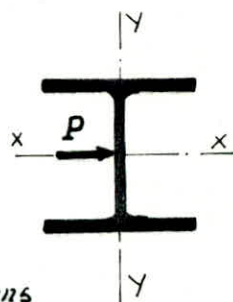
$$l_f = l_0 \sqrt{\frac{4 + 3,5 K_A}{1 + 6,5 K_A}} = 1,307 \times 360 = 470,663 \text{ cm.}$$

Elancements :

$$\lambda_x = l_f / i_x = 32,24 \Rightarrow \text{Flambement dans le plan } x-x$$

$$\lambda_y = l_f / i_y = 62,51 \quad \text{Plan de flexion } -y-y.$$

Il n'y a pas risque de déversement ; or, ce phénomène est dû à une flexion dans le plan de l'âme.



Stabilité : On est dans le cas de flambement avec flexion dans le plan x au plan de flambement.

on doit vérifier donc : $\sup \{k_{1x}, k_{1y}\} \sigma + k_{fy} \cdot \sigma_{fy} \leq \sigma_{en}$.

$$\lambda_y > \lambda_x \Rightarrow \sigma_{ky} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2} < \sigma_{kx} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2} \Rightarrow \mu_y = \frac{\sigma_{ky}}{\sigma} < \mu_x = \frac{\sigma_{kx}}{\sigma} \Rightarrow k_{1y} > k_{1x}$$

$$\lambda_y = 62,51 \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{ky} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2} = 5304,2 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma = \frac{N}{A} = \frac{50,1 \cdot 10^3}{170,9} = 293,15 \text{ daN/cm} \end{cases} \Rightarrow \mu_y = 18,09$$

$$k_{1y} = \frac{\mu_y - 1}{\mu_y - 1,3} = 1,018 \quad , \quad k_{fy} = \frac{\mu_y + 0,25}{\mu_y - 1,3} = 1,092 \quad (\text{cas de moment variant linéairement})$$

$$k_{1y} \sigma + k_{fy} \sigma_{fy} = 1,018 \cdot \frac{50,1 \cdot 10^3}{170,9} + 1,092 \cdot \frac{12,04 \cdot 10^5}{646} = 2335 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

— Stabilité vérifiée —

Vérification au cisaillement : $T_{max} = 8,40 \text{ t}$.

$$\tau = \frac{T \cdot S^{d-y}}{2 I_y \cdot l_y} \quad \text{ou} \quad S^{d-y} = \frac{b_s}{4} (b^2 - e^2) = \frac{2,15}{4} (30^2 - 1,2^2) = 482,98 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{8,40 \cdot 10^3 \cdot 482,98}{2 \times 2,15 \times 9690} = 97,4 \text{ daN/cm}^2 < \frac{\sigma_{en}}{1,54} = 1558 \text{ daN/cm}^2$$

Verification des poutres - Bloc C'

Hypothèses : Poutres doublement encastrees $\rightarrow l_f = 0,5l_0$

Elles seront calculées et vérifiées à la flexion composée par la relation $K\sigma + K_f \cdot \sigma_f \leq \sigma_e$

Et plus simplement, les vérifiées par la formule enveloppe qui est une condition suffisante non nécessaire. La formule enveloppe est donnée par

$$\frac{q}{8} (K\sigma + \sigma_f) \leq \sigma_e$$

Les moments au droit des appuis M_D et M_G ne sont pas nécessairement les moments max, donc, on doit calculer le moment en travée

$$M_t = M_0 - \frac{M_G + M_D}{2} \quad \text{avec} \quad M_0 = q \frac{l^2}{8} \quad \rightarrow \quad M^{\max} = \max \begin{cases} M_D \\ M_G \\ M_t \end{cases}$$

Sens		transversal			longitudinal
		HEB260	HEB280	IPE300	IPE270
Poutres		HEB260	HEB280	IPE300	IPE270
$l_f = 0,5l_0$ (m)		3,00	3,00	1,50	2,50
M_D [kdaN.m]		15,81	24,11	8,24	7,31
M_G [kdaN.m]		6,53	21,62	6,37	5,01
N [kdaN]		10,01	16,21	4,28	5,86
T [kdaN]		5,74	11,02	12,40	10,30
$\frac{4G + 3P}{3}$ [kdaN/mL]		4,10	5,06	5,06	4,55
M_0 [kdaN.m]		18,45	22,75	5,69	14,21
M_t [kdaN.m]		7,28	-0,115	-1,615	8,055
M^{\max} [kdaN.m]		15,81	24,11	8,24	8,055
Vérifications	Stabilité	1713	2115	1762	2259
	Cisaillement	499	1569	1080	1092
Observation		-Vérifié-	-Vérifié-	-Vérifié-	-Vérifié-

Conclusion : Toutes les poutres sont vérifiées :

- à la stabilité avec deversement
- au cisaillement

Les sont stables dans les 2 sens et sont vérifiées -

LES ASSEMBLAGES

I Objet : Les assemblages jouent un grand rôle dans la résistance et la stabilité de la construction ; ils ont pour fonction de transmettre des efforts totalement aux éléments porteurs, et ceci afin de réaliser la continuité mécanique entre les éléments résistants pour assurer la "rigidité voulue".

II Assemblages Poteaux - Poutres

Etant donné nos portiques sont autostables ; les poutres sont encastrees aux poteaux, donc, nous utiliserons des boulons à haute résistance (HR).

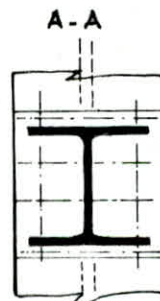
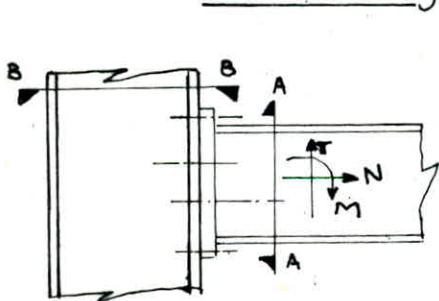
L'assemblage s'effectue par l'intermédiaire d'une platine d'extrémité. La poutre est soudée à la platine, tandis que la platine est boulonnée soit à l'âme soit à la semelle du poteau, tout dépendant de la disposition du poteau.

* On se fixe le nombre de boulons, et ensuite on vérifie la résistance de l'assemblage en question vis à vis des efforts extérieurs ; et il serait de même pour les cordons de soudure.

II.1 Portique transversal intermédiaire

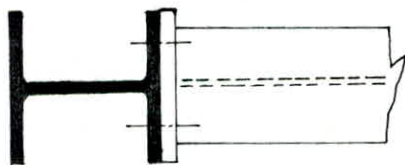
II.1.1 Poteau (HEB340) - Poutre (HEB28)

a° Boulonnage :



Efforts :

$$\begin{cases} M = 27,41 \text{ kdaN.m} \\ N = 16,63 \text{ kdaN} \\ T = 11,32 \text{ kdaN} \end{cases}$$



B-B

Nous utilisons des boulons HR10-9

nombre de boulons H-R = 8

diamètre des boulons H-R = 24mm = \varnothing

d'après le tableau en page 2 pour $\varnothing = 24\text{mm}$, l'effort précontraint

$$N_0 = 25416 \text{ daN}$$

pour $\varnothing = 24\text{mm} \Rightarrow d = \varnothing + 2\text{mm} = 26\text{mm}$

et e_p : épaisseur de la platine $\leq 2d$ } on prend $e = 20\text{mm}$
 e_a : épaisseur de l'âme du poteau = 12mm

$$e_{\min} = \min \{ e_p, e_a \} = 12\text{mm}$$

Conditions de distances :

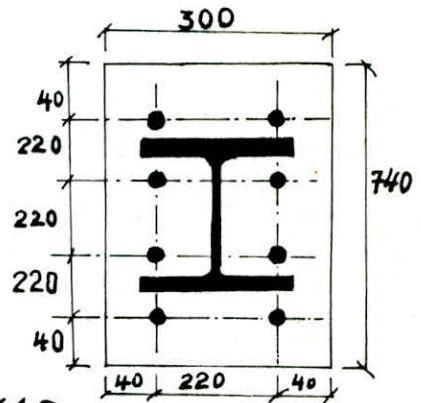
*) Entre-axes des boulons δ : (pièce protégée) $3d \leq \delta \leq 10d$
 $78 \leq \delta \leq 260(\text{mm})$

**) Pincés transversales δ_t : $1,5d \leq \delta_t \leq 2,5d \Rightarrow 39 \leq \delta_t \leq 65 (\text{mm})$

***) Pincés longitudinaux δ_l : $\sup \left\{ \begin{array}{l} 1,5d \\ 0,8T^* \\ \frac{e_{\text{min}}}{\sigma} \end{array} \right. \leq \delta_l \leq 2,5d$

$$\frac{0,8T^*}{e_{\text{min}} \cdot \sigma} = \frac{0,8 \cdot \frac{I}{\delta}}{e_{\text{min}} \cdot \sigma} = \frac{0,1 \cdot 11,32 \cdot 10^3}{1,2 \cdot 2400} = 3,93 \text{ mm} < 1,5d = 39 \text{ mm}.$$

donc on prend $\delta = 220 \text{ mm}$
 $\delta_t = 40 \text{ mm}$
 $\delta_l = 40 \text{ mm}$



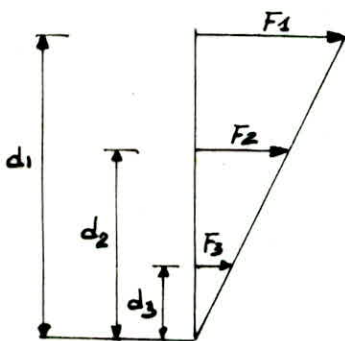
Condition d'épaisseur minimale :

$$e_{\text{min}} = 12 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \Rightarrow d = 26 \text{ mm} > 12 + 2 = 14$$

Pression diamétrale :

$$p = \frac{T^*}{d \cdot e_{\text{min}}} = \frac{11,32 \cdot 10^3 / 8}{2,6 \times 1,2} = 454 \text{ daN/cm}^2 < 40.$$

Etude de l'assemblage :



1/ Effet de M : Le moment fléchissant engendre un effort de traction sur les boulons.
 (zone comprimée au niveau de la semelle inférieure de la poutre portée)

$$\frac{F_1}{d_1} = \frac{F_2}{d_2} = \frac{F_3}{d_3} \text{ et } M = F_1 d_1 + F_2 d_2 + F_3 d_3 = F_1 \frac{d_1^2}{d_1} + F_1 \frac{d_2^2}{d_1} + F_1 \frac{d_3^2}{d_1}$$

$$M = \frac{F_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2) \Rightarrow F_1 = \frac{M d_1}{d_1^2 + d_2^2 + d_3^2} \quad (I)$$

$$\delta = 220 \text{ mm} ; l = 3\delta - h_{\text{pout}} = 380 \text{ mm} \Rightarrow d_3 = \delta - \frac{l}{2} = 30 \text{ mm}$$

$$d_2 = \delta + d_3 = 250 \text{ mm}$$

$$d_1 = \delta + d_2 = 470 \text{ mm}$$

Soit F_1 l'effort de traction exercé sur les boulons distants de "d1"

$$(I) \text{ donne : } F_1 = \frac{M d_1}{\sum d_i^2} = \frac{27,41 \cdot 10^5 \times 47}{47^2 + 25^2 + 3^2} = 45313,75 \text{ daN}$$

Nous avons deux boulons par force, donc, l'effort exercé sur un boulon est,

$$F_1^* = \frac{F_1}{2} = \frac{45313,75}{2} = 22656,88 \text{ daN}$$

2/ Effet de N : L'effort N tend à arracher l'ensemble des boulons

donc, chaque boulon reprend $N^* = \frac{N}{8} = \frac{16,63 \cdot 10^3}{8} = 2078,75 \text{ daN}$

Effort total de traction exercé sur un boulon :

$$N_{\text{Tot}}^* = N^* + F_1^* = 22656,88 + 2078,75 = 24735,63 \text{ daN}$$

Effet de T : L'effort tranchant est effort de cisaillement pour l'ensemble des boulons :

L'effort cisailant une section de boulon est : $T^* = \frac{T}{8} = \frac{11,32 \cdot 10^3}{8} = 1415 \text{ daN}$

Vérification à faire pour les boulons (HR)

$$\begin{cases} N_{\text{Tot}}^* \leq N_0 & (1) \\ T^* \leq 1,1 \varphi (N_0 - N^*) & (2) \end{cases} \quad \text{avec } N_0: \text{ effort précontraint du boulon}$$

φ : Coefficient de frottement
 $\varphi = 0,3$ moyen brossage.

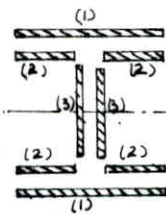
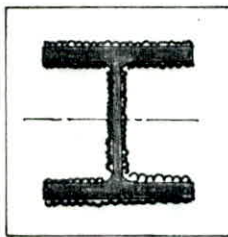
(1) est vérifiée $\varnothing = 24 \text{ mm} \rightarrow N_0 = 25416 \text{ daN} > N_{\text{Tot}}^* = 24735,63 \text{ daN}$

(2) $T^* = 1415 \text{ daN} < 1,1 \times 0,3 (25416 - 2078,75) = 7701,3 \text{ daN}$ - vérifiée -

Conclusion : Pas de cisaillement de boulon.

(*) Le moment peut changer de sens, c'est pour cette raison, on prend un assemblage symétrique, et, il sera de même pour tout les autres.

b° Vérification des cordons de Soudure :



hypothèses

- (1) Les cordons de semelles reprennent M et N
- (2) Les cordons d'âme reprennent T et N

on choisit l'épaisseur des cordons de soudure : $a = 16 \text{ mm}$; $\alpha = 0,8 \frac{a+1}{a} = 0,85$
 $\alpha a = 13,6 \text{ mm}$

Longueurs utiles

$$\begin{cases} l_1 = b - 2a = 280 - 2 \times 16 = 248 \text{ mm} ; \text{ avec } \alpha_1 a_1 = \alpha_2 a_2 = \alpha_3 a_3 = \alpha a = 13,6 \text{ mm} \\ l_2 = \frac{b - 2ea}{2} - 2a = 97,5 \text{ mm} \\ l_3 = h - 2es - 2a = 212 \text{ mm} \end{cases}$$

Surface totale des cordons : $\sum l_i a_i \alpha_i = \alpha \sum l_i = 178,16 \text{ cm}^2$

Inertie totale des cordons /x-x :

$$I_{x-x} = l_1 a_1 \alpha_1 \cdot h^2 + 2(h - 2es)^2 l_2 a_2 \alpha_2 = \alpha \alpha [l_1 \cdot h^2 + 2(h - 2es)^2 l_2] = 42231,7 \text{ cm}^4$$

Vérifications : [CM 66 art 4,312,62 (commentaire)]

- Pour les cordons assemblant les semelles : (1) et (2)

$$1,183 \left[\frac{N}{\sum l_i \alpha_i} + \frac{Mh}{I_{x-x}} \right] \leq \sigma_{\text{ten.}} \quad \text{I}$$

- Pour les cordons assemblant l'âme : (3)

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{N}{\alpha \Sigma d_i} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{T}{2 l_{34} \alpha} \right)^2} \leq \sigma_{en} \quad (II)$$

Application

$$(I) \Rightarrow 1,183 \left[\frac{16,63 \cdot 10^3}{178,16} + \frac{27,41 \cdot 10^5 \cdot 28}{42231,7} \right] = 2260 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

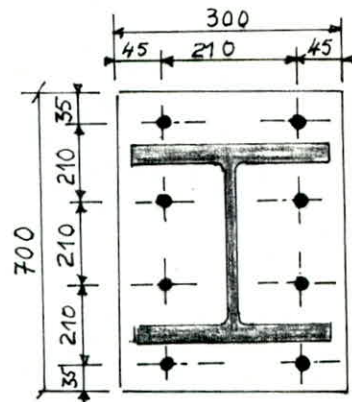
$$(II) \Rightarrow \sqrt{1,4 \left(\frac{16,63 \cdot 10^3}{178,16} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{11,32 \cdot 10^3}{2 \times 1,36 \times 21,2} \right)^2} = 286 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

II 1.2 Poteau (HEB340) - Poutre (HEB260)

même chose que la précédente :

Efforts: $M = 17,6 \text{ kdaNm}$
 $N = 16,01 \text{ kdaN}$
 $T = 3,62 \text{ kdaN}$

Nombre de boulons H-R_{9.10} = 8
 $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow N_0 = 17640 \text{ daN}$
 $e_{min} = 12 \text{ mm}$
 $l_p = 25 \text{ mm} < 2d = 2(\phi + 2) = 44 \text{ mm}$
 $\delta = 210 \text{ mm}$
 $\delta_t = 45 \text{ mm}$
 $\delta_l = 35 \text{ mm}$



1° Effet de M: or a: $\delta = 210 \text{ mm}$
 $l = 3\delta - h_p = 370 \text{ mm} \Rightarrow \begin{cases} d_1 = 445 \text{ mm} \\ d_2 = 235 \text{ mm} \\ d_3 = 25 \text{ mm} \end{cases}$

d'où $F_1 = \frac{M d_1}{\Sigma d_i^2} = \frac{17,6 \cdot 10^5 \cdot 44,5}{(44,5)^2 + (23,5)^2 + (2,5)^2} = 30850 \text{ daN}$

et $F_1^* = \frac{F_1}{2} = 15425 \text{ daN}$

2° Effet de N: $N^* = \frac{N}{8} = \frac{16,01 \cdot 10^3}{8} = 2001,25 \text{ daN}$

Effort de traction total: $N_{tot}^* = N^* + F_1^* = 17426,25 \text{ daN} < N_0 = 17640 \text{ daN}$

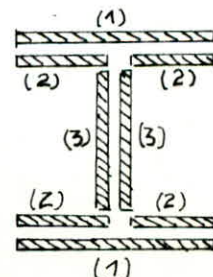
3° Effet de T: $T^* = \frac{T}{8} = \frac{3,62 \cdot 10^3}{8} = 452,5 \text{ daN}$

$1,1 \varphi (N_0 - N^*) = 1,1 \times 0,3 (17640 - 2001,25) = 5161 \text{ daN} > T^*$

Vérification des cordons de soudure

épaisseurs des cordons : $\begin{cases} a = 14 \text{ mm} \\ \alpha a = 12 \text{ mm} \end{cases}$

Longueurs utiles : $\begin{cases} l_1 = 232 \text{ mm} \text{ cordon (1)} \\ l_2 = 92 \text{ mm} \text{ cordon (2)} \\ l_3 = 197 \text{ mm} \text{ cordon (3)} \end{cases}$



$$\text{Surface des cordons : } \sum l_i a_i \alpha_i = a \alpha [2l_1 + 4l_2 + 2l_3] = 147,12 \text{ cm}^2$$

Inertie totale des cordons /x-x :

$$I_{x-x} = a \alpha [l_1 h^2 + 2(h - 2e_s)^2 l_2] = 29997,84 \text{ cm}^4$$

Vérifications

$$(I) \Rightarrow 1,183 \left[\frac{16,01 \cdot 10^3}{147,12} + \frac{17,6 \cdot 10^5 \cdot 26}{29997,84} \right] = 1933 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} < \sigma_e = 2400 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$(II) \Rightarrow \sqrt{1,4 \left[\frac{16,01 \cdot 10^3}{147,12} \right]^2 + 1,8 \left[\frac{3,62 \cdot 10^3}{2 \times 1,2 \times 19,7} \right]^2} = 165 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} < \sigma_e = 2400 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

II-1.3 Poteau HEB340 - Poutre IPE300

même chose que précédemment

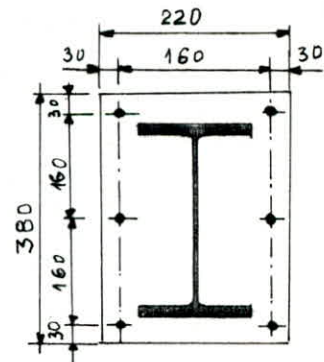
Efforts : $M = 8,79 \text{ kdaN} \cdot \text{m}$
 $N = 5,83 \text{ kdaN}$
 $T = 12,38 \text{ kdaN}$

a/ boulonnage :

nombre de boulons HR = 6

$\varnothing = 18 \text{ mm} \rightarrow d = \varnothing + 2 = 20 \text{ mm} \rightarrow N_0 = 13824 \text{ daN}$
 $e_{pe} = 20 \text{ mm} < 2d = 40 \text{ mm} ; e_{min} = 12 \text{ mm}$

$\delta = 160 \text{ mm}$
 $\delta_s = 30 \text{ mm}$
 $\delta_e = 30 \text{ mm}$



1/ Effet de M : on a : $\delta = 160 \text{ mm}$
 $l = 2\delta - h_p = 20 \text{ mm} \Rightarrow \begin{cases} d_1 = 310 \text{ mm} \\ d_2 = 150 \text{ mm} \end{cases}$

d'où $F_1 = \frac{8,79 \cdot 10^5 \cdot 31}{31^2 + 15^2} = 22975,55 \text{ daN}$

$$F_1^* = \frac{F_1}{2} = 11487,8 \text{ daN}$$

2/ Effet de N : $N^* = \frac{N}{6} = \frac{5,83 \cdot 10^3}{6} = 971,7 \text{ daN}$

Effort de traction total : $N_{Tot}^* = N^* + F_1^* = 12459,5 \text{ daN} < N_0 = 13824 \text{ daN}$

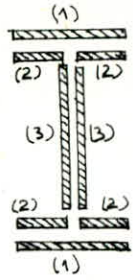
3/ Effet de T : $T^* = \frac{T}{6} = \frac{12,38 \cdot 10^3}{6} = 2063,3 \text{ daN}$

$1,1 \varphi (N_0 - N^*) = 1,1 \times 0,3 (13824 - 971,7) = 4241,26 \text{ daN} > T^* = 2063,3 \text{ daN}$

b/ Soudure :

$\begin{cases} a = 10 \text{ mm} \\ \alpha a = 8,8 \text{ mm} \end{cases}$ épaisseur du cordon de soudure.

Longueurs utiles : $l_1 = 130 \text{ mm}$ cordons (1)
 $l_2 = 51,45 \text{ mm}$ " (2)
 $l_3 = 258,6 \text{ mm}$ " (3)



Surface totale des cordons : $\sum l_i a_i = a \alpha [2l_1 + 4l_2 + 2l_3] = 86,504 \text{ cm}^2$

Inertie totale des cordons I_{x-x}

$$I_{x-x} = a \alpha [l_1 \cdot h^2 + 2(h - 2e_s)^2 l_2] = 17324,46 \text{ cm}^4$$

Verifications :

$$(I) \Rightarrow 1,183 \left[\frac{5,83 \cdot 10^3}{86,504} + \frac{8,79 \cdot 10^5 \cdot 30}{17324,46} \right] = 1880,4 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

$$(II) \Rightarrow \sqrt{1,4 \left[\frac{5,83 \cdot 10^3}{86,504} \right]^2 + 1,8 \left[\frac{12,38 \cdot 10^3}{2 \times 25,86 \times 0,88} \right]^2} = 374 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

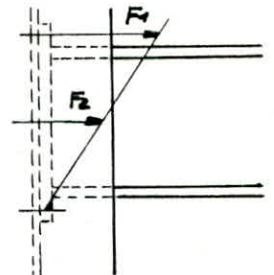
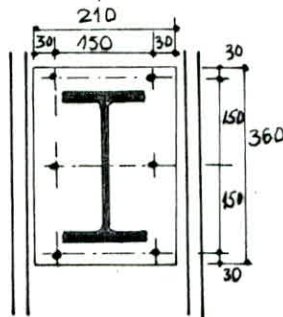
II.2 Portiques longitudinal intermédiaire

- Poteau HEB 340 - Poutre (IPE 270)

Efforts : $M = 7,39 \text{ kdaN} \cdot \text{m}$
 $N = 3,96 \text{ kdaN}$
 $T = 10,5 \text{ kdaN}$

a) Boulonnage :

nombre de boulons HR = 6
 $\varnothing = 18 \text{ mm} \rightarrow d = 20 \text{ mm} \rightarrow N_0 = 13824 \text{ daN}$
 $e_p = 20 \text{ mm} < 2d = 40 \text{ mm}$
 $e_{min} = e_{ap} = 12 \text{ mm}$



Conditions aux distances :

$$\delta = 150 \text{ mm}$$

$$\delta_t = 30 \text{ mm}$$

$$\delta = 30 \text{ mm}$$

1° Effet de M : on $\delta = 150 \text{ mm} \Rightarrow \begin{cases} d_1 = 285 \text{ mm} \\ d_2 = 135 \text{ mm} \end{cases}$
 $l = 2\delta - h_p = 30 \text{ mm}$

$$\text{d'où } F_1 = \frac{7,39 \cdot 10^5 \cdot 28,5}{28,5^2 + 13,5^2} = 21177,98 \text{ daN} \Rightarrow F_1^* = \frac{F_1}{2} = 10588,98 \text{ daN}$$

2° Effet de N : $N^* = \frac{N}{6} = \frac{3,96 \cdot 10^3}{6} = 660 \text{ daN}$

Effort de traction total : $N_{Tot}^* = N^* + F_1^* = 11249 \text{ daN} < N_0 = 13824 \text{ daN}$

3° Effet de T : $T^* = \frac{T}{6} = \frac{10,5 \cdot 10^3}{6} = 1750 \text{ daN}$

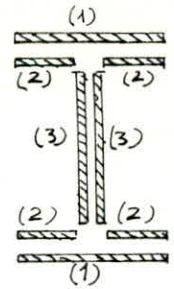
$$1,1 \varphi (N_0 - N^*) = 1,1 \times 0,3 (13824 - 660) = 4344 \text{ daN} > T^* = 1750 \text{ daN}$$

b) Soudure

épaisseur du cordon de soudure :

$$a = 12 \text{ mm} \rightarrow a \alpha = 10,4 \text{ mm}$$

Longueurs utiles : $l_1 = 111 \text{ mm}$ cordon (1)
 $l_2 = 36,9 \text{ mm}$ " (2)
 $l_3 = 225,6 \text{ mm}$ " (3)



surface totale des cordons : $\sum l_i a_i = a \alpha [2l_1 + 4l_2 + 2l_3] = 85,36 \text{ cm}^2$

Inertie totale des cordons / x-x

$$I_{x-x} = a \alpha [l_1 h^2 + 2[h - 2e_0]^2 l_2] = 13197,24 \text{ cm}^4$$

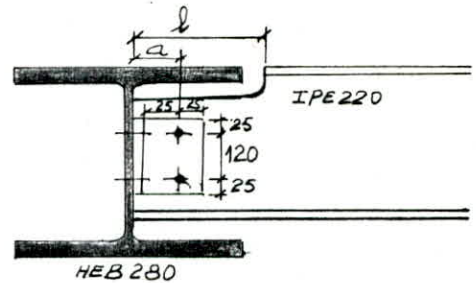
Vérifications

$$(I) \Rightarrow 1,183 \left[\frac{3,96 \cdot 10^3}{85,36} + \frac{7,39 \cdot 10^5 \cdot 27}{13197,24} \right] = 1843,5 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

$$(II) \Rightarrow \sqrt{14 \left[\frac{3,96 \cdot 10^3}{85,36} \right]^2 + 1,8 \left[\frac{10,5 \cdot 10^3}{2 \times 1,04 \times 22,56} \right]^2} = 305,2 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

III Assemblage POUTRE-SOLIVE

Les solives sont articulées aux poutres ;
 et la liaison se fait par une cornière
 boulonnée aux âmes de la poutre porteuse
 et celui de la solive



L'articulation sera réalisée par des boulons ordinaires

Plancher courant : $\begin{cases} G = 477 \text{ daN/m}^2 \\ P = 250 \text{ daN/m}^2 \\ l' = 1,50 \text{ m} \text{ Entre-axes des solives} \end{cases}$

$$q = \left[\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P \right] l' = 1516,5 \text{ daN/ml} \Rightarrow T = q \frac{l'}{2} = 3791,25 \text{ daN}$$

a) Cisaillement

- Poutre portée (solive) (M,T) $n=2$ doublement cisailé

on prend une cornière à ailes égales $\perp 50 \times 50 \times 5$

Pour les boulons on prend $\phi 12 \rightarrow d = 14 \text{ mm}$; $A_r = 0,843 \text{ cm}^2$

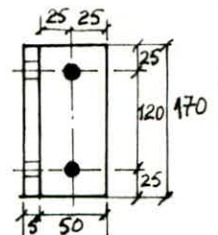
Condition aux distances :

$$42 \leq \delta \leq 140 \text{ mm}$$

$$21 \leq \delta_t, \delta_e \leq 35 \text{ mm}$$

on prend $\delta = 120 \text{ mm}$

$$\delta_t = \delta_e = 25 \text{ mm}$$

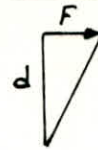


- Pour la poutre portée ; il existe un moment dû à l'excentricité (a).

$$M = T \cdot a = 3791,25 \times 2,5 = 9478,125 \text{ daN.cm}$$

b) Effet de M : le moment engendre un effort de cisaillement :

$$F_M = \frac{M d}{I d i^2} = \frac{M}{d} = \frac{9478,125}{12} = 789,84 \text{ daN}$$



2 boulons, cisailés $F_M^* = \frac{F_M}{2} = 394,92 \text{ daN}$

2/ Effet de T :

$$T_T^* = \frac{T}{n_s \cdot n_b} = \frac{T}{2 \times 2} = \frac{T}{4} = \frac{3791,25}{4} = 947,81 \text{ daN}$$

d'où l'effort résultant $T^* = \sqrt{T_T^{*2} + F_M^{*2}} = \sqrt{947,81^2 + 394,92^2} = 1026,80 \text{ daN}$

Vérification : $1,54 \frac{T^*}{A_r} = \frac{1,54 \times 1026,80}{0,843} = 1876 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ daN/cm}^2$

Pour la poutre porteuse :

L'effort tranchant est un effort de cisaillement.

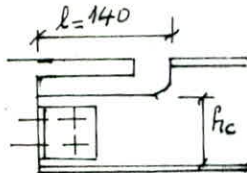
$$T_T^* = \frac{T}{4} = 947,81 \text{ daN}$$

Vérification : $1,54 \times \frac{947,81}{0,843} = 1731 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ daN/cm}^2$

Pression diamétrale : $e_{min} = 5 \text{ mm (cornière)}$ $\frac{d}{e_{min}} = \frac{1,4}{0,5} = 2,8 < 6 \rightarrow$

Pas la peine de vérifier la pression diamétrale.

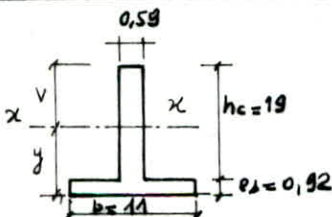
Effort tranchant dans la poutre portée : Effet du grugeage



$$\bar{\sigma} = \frac{T \times 1,54}{(hc - 2d_r) e_a} \leq \sigma_{en} \text{ avec } h_c = 19 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{3791,25 \times 1,54}{(19 - 2 \times 1,4) 0,59} = 611 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

Moment flechissant dans la poutre portée



$$M = T \cdot l \text{ avec } l = 14 \text{ cm}$$

Position de l'axe Neutre :

$$y = \frac{11 \times 0,92 \times \frac{0,92}{2} + 19 \times 0,59 \times (9,5 + 0,92)}{11 \times 0,92 + 19 \times 0,59} = 5,694 \text{ cm}$$

$$v = h - y = 14,226 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{11 \times 0,92^3}{12} + 11 \times 0,92 \times \left(\frac{5,694 - 0,92}{2} \right)^2 + \frac{19^3 \times 0,59}{12} + 19 \times 0,59 \times (9,5 + 0,92 - 5,694)^2$$

$$I_x = 865,559 \text{ cm}^4 \rightarrow \frac{I_x}{v} = 60,843 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{M v}{I} = \frac{M}{I/v} = \frac{3791,25 \times 14}{60,843} = 872,4 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

Effort tranchant dans les attaches :

$$\tau = \frac{T/2 \cdot 1,54}{2 \cdot e \cdot (l_c - 2\phi)} = \frac{3791,25/2 \times 1,54}{2 \times 0,5(5 - 2,4)} = 1123 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{en} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

Moment fléchissant dans les attaches :

$$I_{xx} = 11,15 - 2Ar \times (d - 2,5)^2 = 11,15 - 0,843 \times (3,59 - 2,5)^2 \times 2 = 9,147 \text{ cm}^4$$

$$v = d = 3,59 \text{ cm.}$$

$$\sigma = \frac{T/2 \times a}{9,147} \times 3,59 = \frac{3791,25/2 \times 2,5 \times 3,59}{9,147} = 1860 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

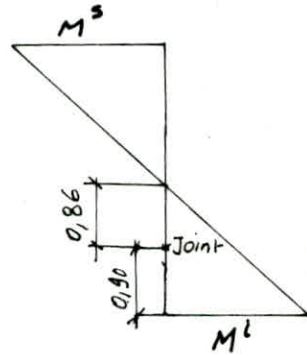
IV Couvre-Joints des Poteaux

La longueur limitée des profilés métalliques commercialisés étant égale à 12m, et la hauteur totale de notre établissement égale à 14,80m, donc, il est nécessaire de réaliser un couvre-joints de poteaux à $\frac{h_i}{4}$ au dessus du 3^e niveau

soit $\frac{h_i}{4} = \frac{3,60}{4} = 0,90 \text{ m}$

Efforts max : $\begin{cases} M_s = 17,76 \text{ kdaN.m} \\ M_i = 17,052 \text{ kdaN.m} \\ N = 20,66 \text{ kdaN.} \\ T = -9,65 \text{ kdaN} \end{cases}$

Poteau : HEB340.



Moment au niveau du joint

$$M = \frac{17,052 \times 0,86}{1,76} = 8,332 \text{ kdaN.m} = 8332 \text{ daN.m.}$$

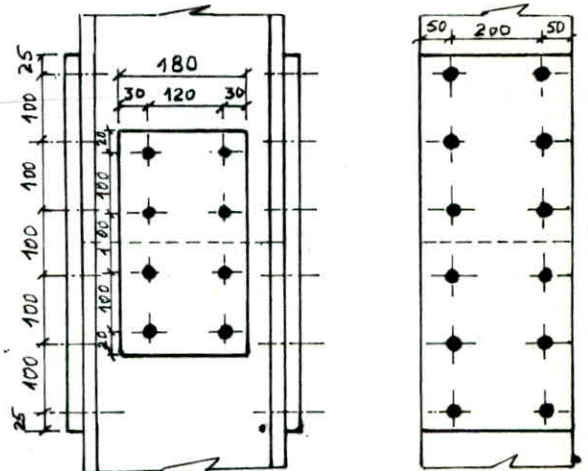
1. Dimensionnement des éclisses

1-2 Eclisse de semelles :

Nombre de boulons = 12
 épaisseur de l'éclisse :
 $e_{eb} = 25 \text{ mm} > e_{sp} = 21,5 \text{ mm}$
 e_{sp} : épaisseur de la semelle du poteau

1-2 Eclisse d'âme :

Nombre de boulons = 8
 $e_p = 20 \text{ mm}$
 section : $A_{ea} = 2 \times 18 = 36 \text{ cm}^2 > A_a = 35,64 \text{ cm}^2$



2. calcul des couvre-joints

2-1 - Couvre-joints de semelles :

$$N'_s = \frac{M}{h} + N_s = \frac{M}{h} + \frac{A_s N}{A} = 32303,25 \text{ daN}$$

$$N^*_s = \frac{N'_s}{12} = 2691,94 \text{ daN}$$

$$\rightarrow Ar \geq \frac{1,54 N^*_s}{\sigma_{en}} = 1,73 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{boulon } \phi 18 (Ar = 1,92 \text{ cm}^2)$$

2.2 Couvre-Joints d'âme

$$N_a = N - 2N_s = N - 2 \frac{A_s}{A} N = N \left(1 - 2 \frac{A_s}{A}\right) = 5065,3 \text{ daN}$$

$$N_a^* = \frac{N_a}{8} = 633,04 \text{ daN}$$

$$A_r \geq \frac{1,54 \cdot N_a^*}{2 \times 2400} = 0,20 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{boulon } \varnothing 10 \text{ (} A_r = 0,58 \text{ cm}^2 \text{)}$$

V Assemblages des éléments d'escaliers

V.1 Assemblage Poutre d'appui (IPE 240) - Poteau (HEB 340)

charge totale pondérée : $q = 1971 \text{ daN/mL}$

$$\begin{cases} M = 4106,25 \text{ daN.m} \\ T = 4927,5 \text{ daN} \\ N = 0 \end{cases}$$

a/ Boulonnage:

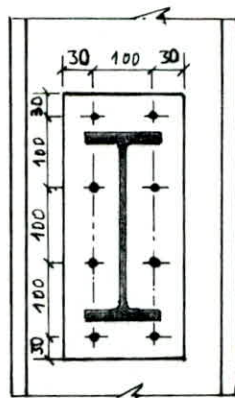
Nombre de boulons HR = 8

$$\varnothing = 10 \text{ min} \rightarrow d = 12 \text{ mm} \rightarrow N_0 = 6070 \text{ daN}$$

$$e_p < 2d = 24 \text{ mm} \text{ on prend } e_p = 15 \text{ mm} \\ \text{et } e_{\text{min}} = 6,2 \text{ mm}$$

$$s = 100 \text{ mm}$$

$$s_t = s_l = 30 \text{ mm}$$



1^{er} Effet M

$$s = 100 \text{ mm} \rightarrow l = 3s - h_p = 60 \text{ mm} \rightarrow$$

$$d_3 = 70 \text{ mm}$$

$$d_2 = 170 \text{ mm}$$

$$d_1 = 270 \text{ mm}$$

$$F_1 = \frac{M d_1}{\sum d_i^2} = 10390,7 \text{ daN} \Rightarrow F_1^* = \frac{F_1}{2} = 5195 \text{ daN} < N_0 \text{ - vérifié -}$$

2^e Effet de T

$$T^* = \frac{T}{8} = 615,94 \text{ daN} < 1,1 \times 0,3 \times 6070 = 2003,1 \text{ daN. - vérifié -}$$

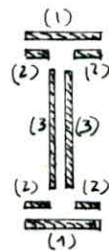
b/ Soudures

épaisseur du cordon de soudure : $a = 8 \text{ mm} \rightarrow \alpha a = 7,2 \text{ mm}$

Longueurs utiles : $l_1 = 104 \text{ mm}$

$$l_2 = 37,8 \text{ mm}$$

$$l_3 = 204,4 \text{ mm}$$



surface totale : $S = \alpha a [2l_1 + 4l_2 + 2l_3] = 55,296 \text{ cm}^2$

Inertie totale $I_{x-x} = \alpha a [l_1^2 + [h - 2e_s]^2 l_2 \times 2] = 7134 \text{ cm}^4$

Vérifications

$$1,183 \frac{4106,25 \cdot 10^2 \times 24}{7134} = 1634 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{en}} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sqrt{1,8} \frac{4927,5}{2 \times 20,44 \times 0,72} = 225 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{en}} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

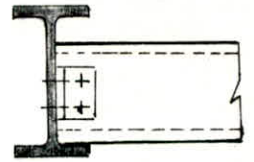
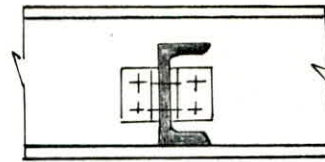
V-2 Assemblage Limon [UAP 200] - Poutre 240

Charge totale pondérée
 $q = 859,5 \text{ daN/mL}$

$T = q \frac{l}{2} = 2148,75 \text{ daN}$

$T^* = \frac{T}{4} = 537,19 \text{ daN} \rightarrow Ar \geq 1,54 \times \frac{537,19}{2400} = 0,34 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Boulon } \varnothing 10 (Ar = 0,58 \text{ cm}^2)$

L'attache est réalisée à l'aide de deux cornières $\perp 40 \times 40 \times 4$.



Assemblages Bloc C:

Assemblages Poutres - Poteaux [HEB340]

a/ Boulonnages:

Poutres	sens transversal			sens longitudinal
	HEB 260	HEB 280	IPE 300	IPE 270
M (kdaNm)	15,81	24,11	8,24	7,31
N (kdaN)	10,01	16,21	4,28	5,86
T (kdaN)	5,74	11,02	12,40	10,30
choix de \varnothing	20	24	18	18
nbre de Boulons	8	8	6	6
δ (mm)	210	220	160	150
δt (mm)	45	40	40	40
δl (mm)	35	40	30	30
$N^* + F^*$ [daN]	15107,4	21955,4	11482	11451
N_0 [daN]	17426	25416	13824	13824
T^* [daN]	718	1377,5	2067	1717
$1,19[N_0 - N^*]$	5338	7719	4327	4240
Pression diamétrale	326	442	966	1301
observation	-Verifiée-	-Verifiée-	-Verifiée-	-Verifiée-

b/ Soudures: Poutres - Platines

Poutres	sens transversal			sens longitudinal
	HEB 260	HEB 280	IPE 300	IPE 270
a (mm)	12	16	10	10
αa (mm)	10,4	13,6	8,8	8,8
l_1 (mm)	236	248	130	115
l_2 (mm)	96	97,5	51,45	40,9
l_3 (mm)	201	212	258,6	229,6
S (cm ²)	130,83	178,16	86,504	75,05
I_{x-x} (cm ⁴)	26700,54	42231,7	13810,23	11862,1
1 ^{re} Verificat	1966	1999	2176	2061
2 ^e Verificat	234	278	370	354
observation	-Verifiée-	-Verifiée-	-Verifiée-	-Verifiée-

BASES DES POTEAUX

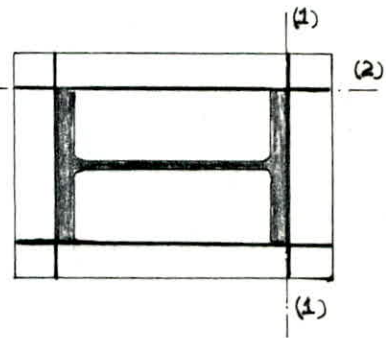
I - Introduction

Généralement les poteaux métalliques, ont des sections qui s'inscrivent dans les rectangles.

La base du poteau a pour rôle de transmettre au massif de fondation les efforts développés dans le poteau par l'ensemble des charges et surcharges qui lui sont appliquées. Pour répartir ces efforts de manière uniforme sur une fondation, on prévoit une platine à la base de chaque poteau.

II - Platine - Raidisseurs

Pour les pieds de poteaux soumis à des efforts très importants, les calculs peuvent conduire à des épaisseurs importantes. donc, on est conduit à réduire considérablement ces épaisseurs en disposant des raidisseurs partageant la platine en différents panneaux indépendants dans les calculs.



II 1 Dimensionnement de la Platine :

Les poteaux les plus sollicités en pieds (R.D.C)

sens longitudinale (Bou C)

	$\frac{1}{3}G + \frac{3}{2}P$	$G \pm 1,25i + P$		$0,8G \pm Si$	
M^i (kdaNm)	0	12,04		-11,97	
N (kdaN)	50,10	26,20	19,90	12,55	11,58
T (kdaN)	0	8,40		7,10	

Sens transversal :

	$\frac{1}{3}G + \frac{3}{2}P$	$G \pm 1,25i + P$	$0,8G \pm Si$
M^i [kdaNm]	2,03	26,90	-22,80
N [kdaN]	87,00	72,90	43,33
		70,31	41,20
T [kdaN]	2,61	17,04	14,16

Comme le poteaux sont sollicités en flexion composée, il en sera de même pour les platines, et, elles sont dimensionnées par la relation :

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_p} \leq \sigma'_m \quad (1) \quad \text{où} \quad \sigma'_m = 1,2 \bar{\sigma}'_{b_0} : \text{contrainte localisée du Béton}$$

$$A = L_p \times B_p$$

$$W_p = B_p \frac{L_p^2}{6}$$

$$(1) \text{ devient avec } L_p = B_p : L_p^3 - \frac{N}{\sigma'_m} L_p - \frac{6M}{\sigma'_m} \geq 0$$

$$\text{Sens transversal : } M = 2,03 \text{ tm}$$

$$N = 87 + \frac{4}{3} P_p = 87,18 \text{ kdaN}$$

$$L_p^3 - 1076,296 L_p - 15037,037 \geq 0$$

$$L_p \geq 38,323 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } L_p = B_p = 450 \text{ mm}$$

$$\sigma'_{b \max} = \frac{N}{L_p^2} + \frac{6M}{L_p^3} = 56,42 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{b \min} = \frac{N}{L_p^2} - \frac{6M}{L_p^3} = 29,69 \text{ daN/cm}^2$$

II 2 Epaisseur de La Plaque

Panneau (1)
(console)
pour une bande 1cm

$$q_M = \sigma_{app} \times 1 \text{ cm} = 56,42 \text{ daN/cm.l}$$

le moment d'encastrement: $M_1 = q_M \cdot \frac{C^2}{2}$ où C: est la longueur de la console:

$$M_1 = 56,42 \cdot \frac{7,5^2}{2} = 1587 \text{ daN.cm}$$

Panneau (2) appuyé sur 4 cotés:

$$\left. \begin{array}{l} b = h - 2es = 297 \text{ mm} \\ a = \frac{B - ea}{2} = 144 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{b}{a} = 2,065 \rightarrow \text{du tableau on tire } \alpha = f\left(\frac{b}{a}\right) = 0,125$$

$\sigma'_{b2} < \sigma'_{b \max}$: mais on dimensionne la panneau avec $\sigma'_{b \max}$.

$$q_M = \sigma_{app} \times 1 \text{ cm} = 56,42 \text{ daN/cm.l} \rightarrow$$

$$M_2 = \alpha \cdot q_M \cdot a^2 = 1462,41 \text{ daN.cm}$$

Panneau (3) appuyé sur 3 cotés

$$\left. \begin{array}{l} a = 55 \text{ mm} \\ b = 300 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{b}{a} = 5,45 \rightarrow \text{du tableau on tire } \beta = f\left(\frac{b}{a}\right) = 0,133$$

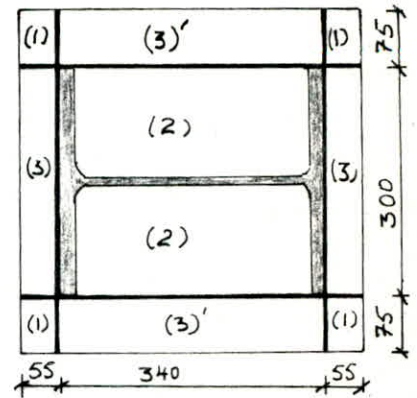
$$M_3 = \beta \cdot q_M \cdot a^2 = 0,133 \times 56,42 \times (5,5)^2 = 227 \text{ daN.cm}$$

$$M_1^{\max} = \max \{M_1, M_2, M_3\} = M_1 = 1587 \text{ daN.cm}$$

$$\text{d'où } \sigma = \frac{M^{\max}}{W_p} \leq \sigma_{en} \text{ avec } W_p = 1 \times \frac{e_p^2}{6}$$

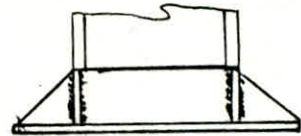
$$\Rightarrow e_p \geq \sqrt{\frac{6 \times M}{1 \text{ cm} \times \sigma_{en}}} = \sqrt{\frac{6 \times 1587}{1 \times 2400}} = 1,992 \text{ cm}$$

on prend $e_p = 25 \text{ mm}$



II 3 Calcul des raidisseurs :

Les raidisseurs sont dimensionnés à partir de cordons de soudure



on prend : $a = 6 \text{ mm} \rightarrow \alpha a = 5,6 \text{ mm}$

$$\alpha a = \frac{N_1}{0,75(8\ell)\sigma_{en}} \Rightarrow \ell = \frac{N_1}{0,75(8\alpha a)\sigma_{en}} \quad (\text{longueur utile})$$

on a 4 raidisseurs dans chaque sens $\Rightarrow N_1 = \frac{N}{4} = \frac{87,18 \cdot 10^3}{4} = 21,795 \text{ kdaN}$

$$\text{d'où } \ell = \frac{21,795 \cdot 10^3}{0,75 \times 8 \times 0,56 \times 2400} = 2,70 \text{ cm.}$$

Longueur réelle : $L = \ell + 2a = 2,70 + 2 \times 0,6 = 3,90 \text{ cm.}$

hauteur du raidisseur : $h_r \geq 4L = 15,6 \text{ cm} \Rightarrow$ On prend $h_r = 20 \text{ cm}$

Epaisseur du raidisseur : Il est vérifié en flexion simple

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_r} = \frac{6 M_{max}}{e_r h_r^2} \leq \sigma_{en} \quad \text{avec } M_{max} = q_m \cdot \frac{c^2}{2} = 1587 \text{ daN.cm}$$

$$\Rightarrow e_r \geq \frac{6 M_{max}}{\sigma_{en} \cdot h_r^2} = \frac{6 \times 1587}{20^2 \cdot 2400} = 0,01 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } e_r = 10 \text{ mm}$$

III Calcul des tiges d'ancrage :

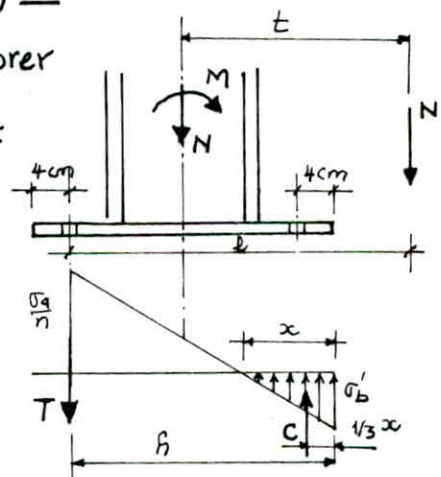
Les tiges d'ancrage ont pour rôle d'équilibrer l'effort de traction (Arrachement) donc la sollicitation qui donne un effort de traction max est $(0,8G \pm Si)$

Le poteau (15-0) sens transversal est le plus sollicité :

$$\begin{cases} M = 22,80 \text{ kdaN.m} \\ N = 43,33 + \frac{4}{3} P_p = 43,51 \text{ kdaN} \end{cases}$$

$$\text{Excentricité : } e = \frac{M}{N} = 52,4 \text{ cm}$$

$$\ell = e + \left(\frac{45}{2} - 4\right) = 70,9 \text{ cm}$$



$\Sigma A_r = 2A_r$: Somme des sections de boulons actifs
 b : Largeur de la platine

$$\text{Force Concentrée } C : C = \frac{1}{2} \sigma_b' \cdot b \cdot x \quad \text{et } T = \sigma_a \cdot \Sigma A_r = 2A_r n \sigma_b' \frac{h-x}{x}$$

Equilibre des forces : $C = N + T$

$$\text{Contrainte d'acier : } \frac{\sigma_a/n}{h-x} = \frac{\sigma_b'}{x} \Rightarrow \sigma_a = n \sigma_b' \frac{h-x}{x}$$

Equilibre des M^{ts} / l'axe passant par les boulons Actifs :

$$C \left[h - \frac{x}{3} \right] = N \ell = (C - T) \ell.$$

$$\frac{1}{2} \sigma'_b x b \left[h - \frac{x}{3} \right] = \left[\frac{1}{2} \sigma'_b x b - 2 \Sigma A_r n \cdot \sigma'_b \cdot \frac{h-x}{x} \right] l$$

après simplification on arrive à :

$$x^3 + 3(l-h)x^2 + 6 \Sigma A_r n \frac{l}{b} x - 6n \Sigma A_r \frac{l \cdot h}{b} = 0$$

Soit pour deux Boulons ordonnaires actifs $\phi 24$ de classe 10-9

$$x^3 + 98,7 x^2 + 1072,62 x - 40759,40 = 0$$

$$\text{on trouve } x = 14,805 \text{ cm.}$$

on remplace la valeur de x dans les relations précédentes :

$$C = \frac{N \cdot l}{h - \frac{x}{3}} = \frac{43,51 \cdot 10^3 \times 70,9}{38 - \frac{14,805}{3}} = 93,30 \text{ kdaN.}$$

$$T = C - N = 93,30 - 43,51 = 49,79 \text{ kdaN.}$$

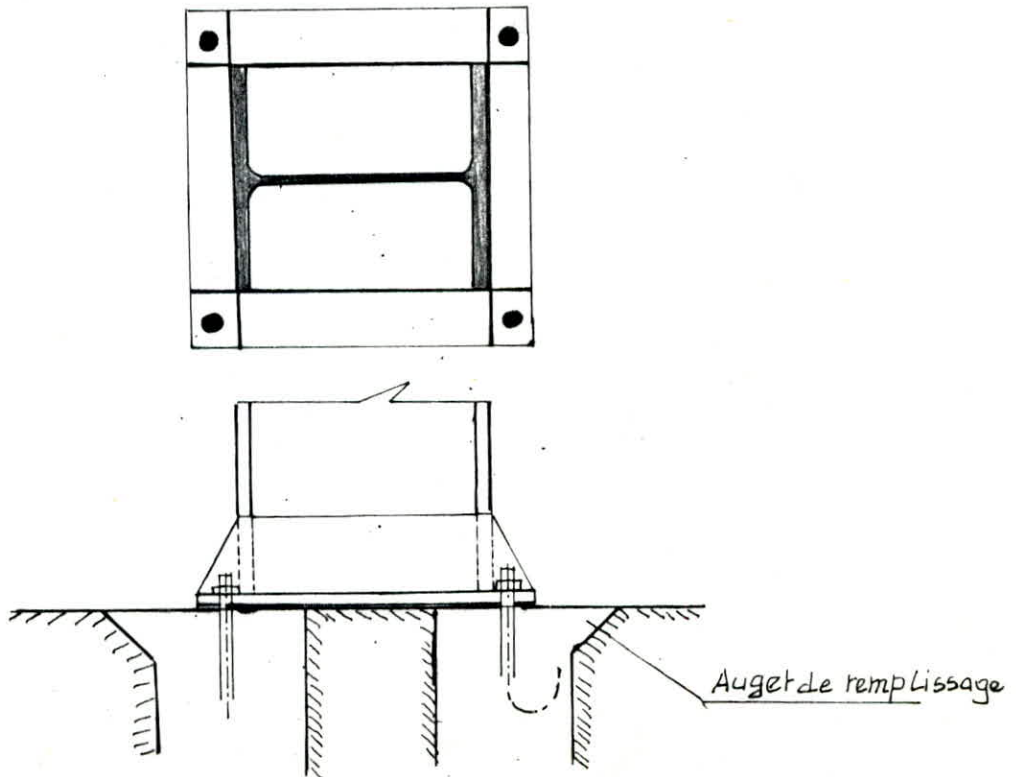
Vérification de la section des Boulons choisis :

$$1,25 \frac{T/2}{A_r} \leq \sigma_e = 9000 \text{ daN/cm}^2 \Rightarrow A_r \geq \frac{1,25 \times 24,895 \cdot 10^3}{9000} = 3,46 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'effort tranchant :

$$H = 14,16 \text{ kdaN} < 0,4 \times C = 0,4 \times 93,79 = 37,52 \text{ kdaN}$$

La résistance à l'effort tranchant est assurée par le frottement de la platine sur le béton [Platine - Béton]



$$\frac{1}{2} \sigma'_b x b \left[h - \frac{x}{3} \right] = \left[\frac{1}{2} \sigma'_b x \cdot b - 2 \Sigma A_r n \cdot \sigma'_b \cdot \frac{h-x}{x} \right] l$$

après simplification on arrive à :

$$x^3 + 3(l-h)x^2 + 6 \Sigma A_r n \frac{l}{b} x - 6n \Sigma A_r \frac{l \cdot h}{b} = 0$$

Soit pour deux Boulons ordonnaires actifs $\phi 24$ de classe 10-9

$$x^3 + 98,7 x^2 + 1072,62 x - 40759,40 = 0$$

$$\text{on trouve } x = 14,805 \text{ cm.}$$

on remplace la valeur de x dans les relations précédentes :

$$C = \frac{N \cdot l}{h - \frac{x}{3}} = \frac{43,51 \cdot 10^3 \times 70,9}{38 - \frac{14,805}{3}} = 93,30 \text{ kdaN.}$$

$$T = C - N = 93,30 - 43,51 = 49,79 \text{ kdaN.}$$

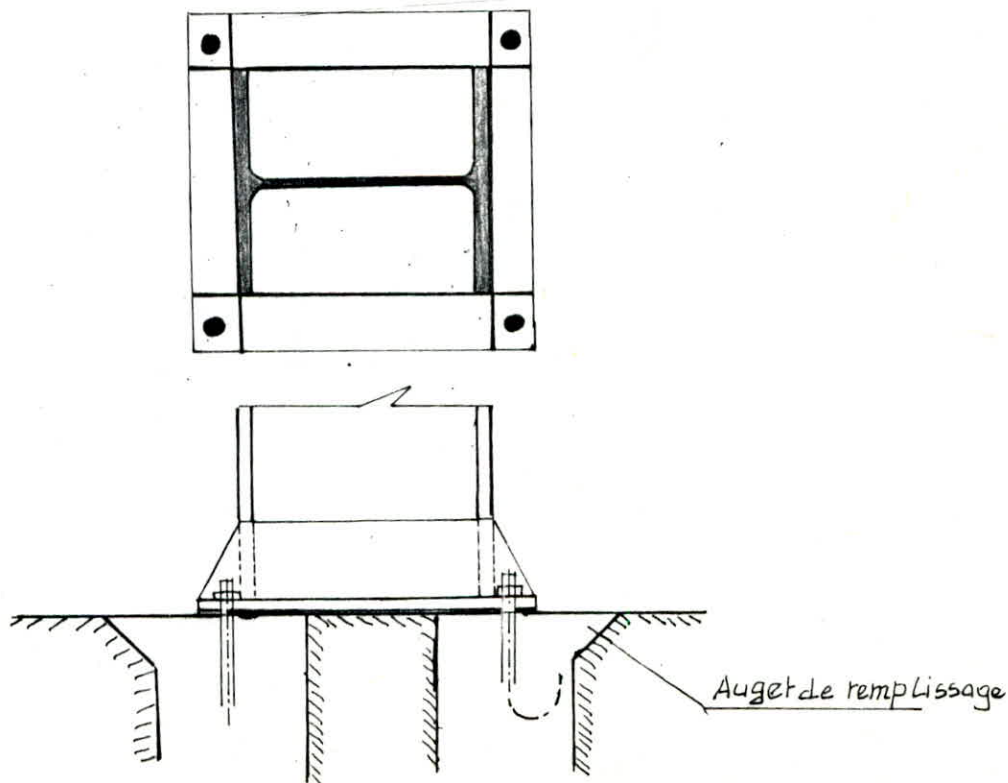
Vérification de la section des Boulons choisis :

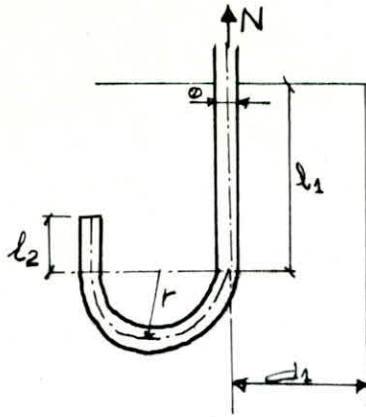
$$1,25 \frac{T/2}{A_r} \leq \sigma_e = 9000 \text{ daN/cm}^2 \Rightarrow A_r \geq \frac{1,25 \times 24,895 \cdot 10^3}{9000} = 3,46 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'effort tranchant :

$$H = 14,16 \text{ kdaN} < 0,4 \times C = 0,4 \times 93,79 = 37,52 \text{ kdaN}$$

La résistance à l'effort tranchant est assurée par le frottement de la platine sur le béton [Platine - Béton]





$$\begin{aligned} \text{avec } r &\geq 3\phi = 7,2 \Rightarrow r = 80 \text{ mm} \\ l_2 &\geq 2\phi = 4,2 \Rightarrow l_2 = 50 \text{ mm} \\ d_1 &\geq 3\phi = 7,2 \Rightarrow d_1 = 90 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}_d} \quad \phi > 20 \Rightarrow \sigma_a = 2670 \text{ daN/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

Comme on utilise HA alors $\psi_d = 1,5$

$$\bar{\sigma}_d = 2,8 \times \bar{\sigma}_b = 16,52 \text{ daN/cm}^2$$

$$l_d = \frac{24}{4} \cdot \frac{2670}{16,52} = 96,97 \text{ cm}$$

$$l_1 \geq 0,4 l_d = 38,79 \text{ cm. on prend } l_1 = 500 \text{ mm}$$

\bar{N} : Effort Normal de traction admissible.

$$\bar{N} = 0,1 \left(1 + \frac{7 g_c}{4000} \right) \left(\frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} \right) (l_1 + 6,4 r + 3,5 l_2)$$

avec g_c : dosage du ciment $g_c = 350 \text{ daN/cm}^3$

$$\bar{N} = 61,26 \text{ kdaN.} > N = \frac{T}{2} = \frac{49,72}{2} = 24,9 \text{ kdaN}$$

LES FONDATIONS

I/ Introduction :

Le terrain sur lequel sera bâti le présent bâtiment, est constitué de sable limoneux, partiellement avec des graviers. Les spécialistes de la mécanique des sols (M.D.S) nous ont orienté vers des semelles superficielles (isolées, ou filantes) avec un taux de travail de $(1,9 \div 2,1)$ bars, et, sont ancrées à $D=1,50$ m. Mais en tenant compte de la descente de charge des bâtiments projetés, nous allons travailler avec $\bar{q} = (1,5 \div 1,6)$ bars.

Ces semelles sont assez espacées, d'où facilité de coffrage.

- Les semelles excentrées sont redressées par des poutres rigides en les reliant à des semelles avoisinantes centrées. L'excentricité est causée par la présence du joint de rupture qui sépare les blocs A et C.
- Les semelles sont posées sur béton de propreté de 10cm d'épaisseur, de faible dosage.

Les longrines seront calculées selon le règlement RPA 81 et sont prévues pour entretoiser les semelles dans les 2 sens.

On calcule les semelles avec la sollicitation du 1^{er} genre: $G+1,2P$ (SP1) et les vérifications se font sous (SP2). Cette vérification sera inutile si les efforts sous (SP2) sont inférieurs à 1,5 fois les efforts sous (SP1).

La méthode des bielles est la base de nos calculs du ferrailage.

- Pour un sol cohérent, le fait d'admettre que la réaction apportée par le sol est uniforme revient à supposer que la semelle est assez rigide pour imposer cette condition au terrain, ceci s'explique par la restriction

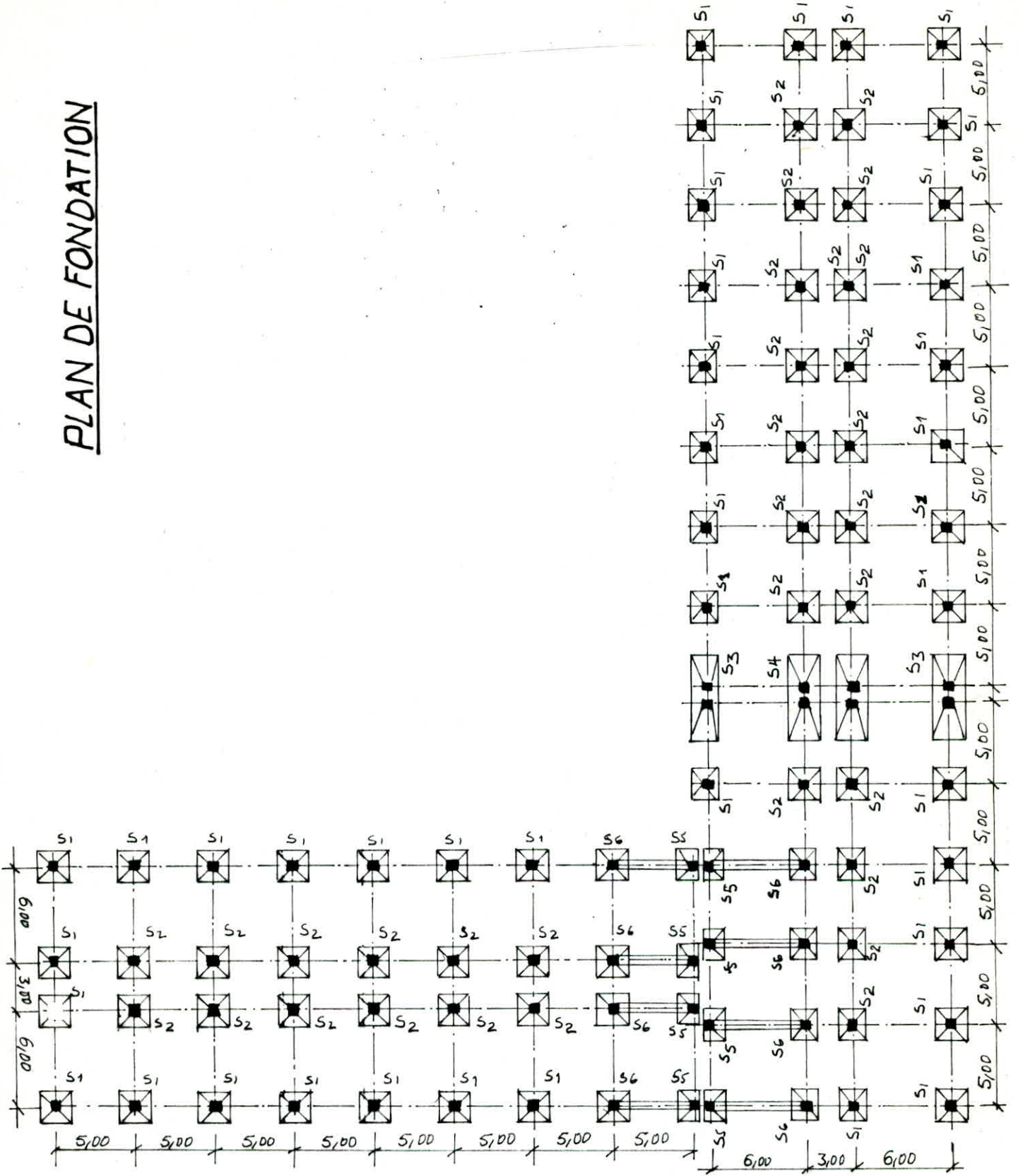
$$h = h_t - d \geq \frac{A-d}{4}$$

Des essais effectués ont montré que pour autant que cette règle soit satisfaite, on peut se dispenser des vérifications au poinçonnement, de compression maximale du Béton, ou du cisaillement maximal du Béton.

On tiendra compte des poids des terres au dessus de la semelle ainsi que le poids propre du massif de Béton de la semelle pour avoir des résultats plus rigoureux.

- Les fûts seront calculés sous la sollicitation la plus défavorable.

PLAN DE FONDATION



II Calcul des semelles isolées

Pour les calculs, on ne tiendra pas compte du moment dans le calcul de ces semelles, car, il engendre une contrainte très faible. De ce fait on aura à calculer une semelle centrée, qui doit être vérifiée sous (SP₂)

Les semelles sont rigides, les réactions du sol sont uniformes.
pour une semelle rigide :

$$h \geq \frac{A-a}{4}$$

on procède à la vérification de poinçonnement donnée par la relation empirique de Caquot :

$$h_t - d \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_s}}$$

II-1 Semelle S2

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

$$\gamma = 1,6 \text{ kdaN/m}^3$$

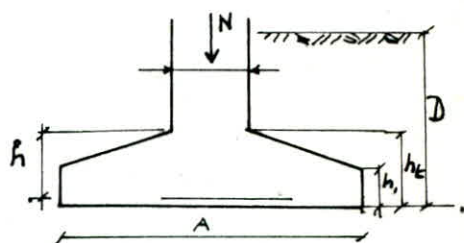
$$\bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ daN/cm}^2$$

$$D = 1,5 \text{ m (ancrage)}$$

Efforts transmis à la semelle :

$$N = 66,67 \text{ kdaN}$$

$$M = 2,224 \text{ kdaNm}$$



a) Prédimensionnement :

$$\sigma = \frac{N}{A^2} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_s}} = \sqrt{\frac{66,67 \cdot 10^3}{1,5}} = 210,8 \text{ cm}$$

on prend $A = 230 \text{ cm}$ et d'autre part $h \geq \frac{230 - 70}{4} = 40$

$$h_t = h_t - d \geq 1,44 \sqrt{\frac{66,67 \cdot 10^3}{68,5}} = 44,92 \text{ cm}$$

on prend une semelle de dimensions :

$$A = 230 \text{ cm} ; h = 50 \text{ cm} ; h_t = 55 \text{ cm} ; h_1 = 25 \text{ cm} \quad (h_1 \geq 6\phi + 6)$$

b) Vérification à la stabilité :

$$\text{Poids des terres au dessus de la semelle : } N_t = \left[(A^2 - a^2)(D - h_t) + (A^2 - a^2) \left[\frac{h_t - h_1}{2} \right] \right] \times 1,6$$

$$\text{Poids du massif de semelle : } N_s = \left[A^2 h_1 + \left(\frac{A+a}{2} \right)^2 (h_t - h_1) \right] \times 2,5$$

on trouve $N_t = 8,45 \text{ kdaN}$; $N_s = 3,79 \text{ kdaN}$.

Poids total : $N_T = N_c + N_t + N_s = 78,91 \text{ kdaN}$.

$$\sigma \left(\frac{A}{4} \right) = \frac{N_T}{A^2} = \frac{78,91 \cdot 10^3}{230^2} = 1,492 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,5 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

c) Ferraillage : Il se fait avec la méthode des bielles :

$$A_x = A_y = \frac{N_T (A-a)}{8 h \bar{\sigma}_a} = \frac{78,91 \cdot 10^3 (230 - 70)}{8 \times 50 \times 2800} = 11,27 \text{ cm}^2$$

soit 10T12 ($A = 11,31 \text{ cm}^2$) dans chaque sens espacés de $t = 23 \text{ cm}$

d) Vérification sous SP2

$$\text{Sous } G+P+1,2S_i : \begin{cases} M = 12,04 \text{ kdaNm} \\ N = 70,31 \text{ kdaN} \end{cases}$$

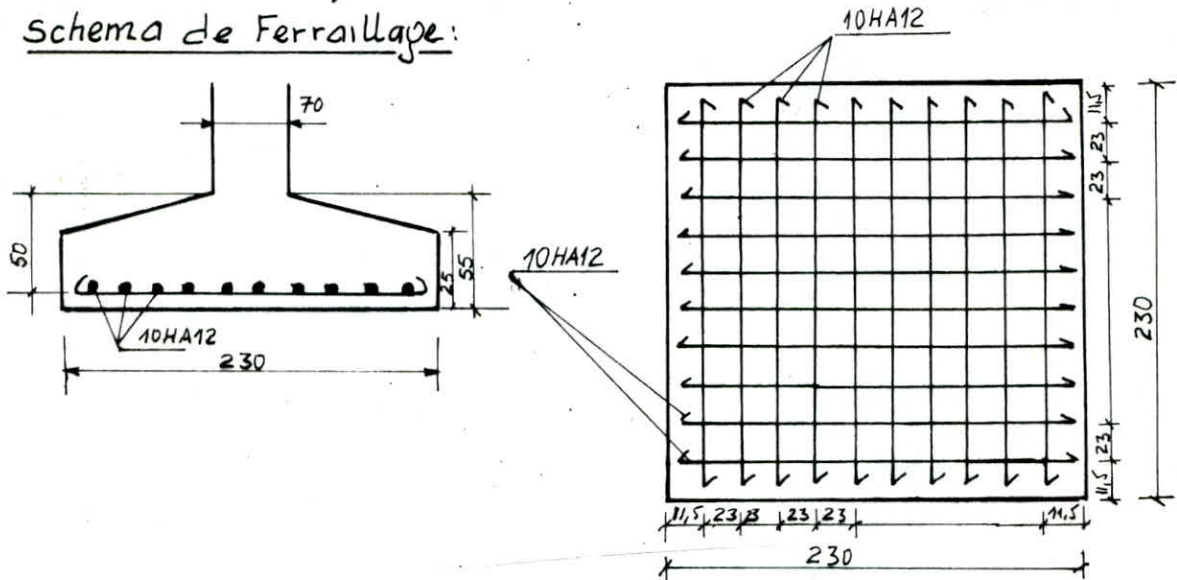
$$\text{Effort total : } N_{\text{Tot}} = 70,31 + 8,45 + 3,79 = 82,55 \text{ kdaN.}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_T}{A^2} \pm \frac{3M}{A^3} = \begin{cases} \sigma_1 = 1,86 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1,26 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{et on doit vérifier : } \sigma(A/4) \leq \bar{\sigma}_s = 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,71 \text{ daN/cm}^2 < 2,25 \text{ daN/cm}^2$$

Schema de Ferrailage:



II 2 : Semelle S1

$$\text{Efforts transmis à la semelle : } \begin{cases} M = -2,22 \text{ kdaNm} \\ N = 44,45 \text{ kdaN.} \end{cases}$$

a) Prédimensionnement:

$$\sigma = \frac{N}{A^2} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{44,45 \cdot 10^3}{1,5}} = 172,14 \text{ cm}$$

$$\text{on prend : } A = 190 \text{ cm} \rightarrow h \geq \frac{A - a}{4} = 30 \text{ cm}$$

et d'autre part

$$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{44,45 \cdot 10^3}{68,5}} = 36,68 \text{ cm}$$

on prend une semelle de dimensions :

$$A = 185 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} , h_t = 45 \text{ cm} , h_1 = 25 \text{ cm}$$

b) Vérification à la stabilité:

$$\begin{aligned} \text{Poids des terres au dessus de la semelle : } N_t &= 5,74 \text{ kdaN} \\ \text{Poids du massif de la semelle : } N_s &= 2,95 \text{ kdaN} \\ \text{Poids total : } N_T = N_c + N_t + N_s &= 53,14 \text{ kdaN} \end{aligned}$$

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{N_T}{A^2} = 1,47 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ daN/cm}^2$$

c) Ferrailage de la semelle

Méthode des bielles :

$$A'_x = A'_y = \frac{N_T(A-a)}{8 h \bar{\sigma}_a} = \frac{53,14 \cdot 10^3 (190-70)}{8 \times 40 \times 2800} = 7,12 \text{ cm}^2$$

on adopte pour :

$$A'_x = A'_y = 7HA12 \quad (A=7,96 \text{ cm}^2) \text{ dans les 2 sens.}$$

d° Vérification sous SP2

$$G+P+1,2S_i \rightarrow \begin{cases} M = 10,56 \text{ kdaNm} \\ N = 28,70 \text{ kdaN} \end{cases}$$

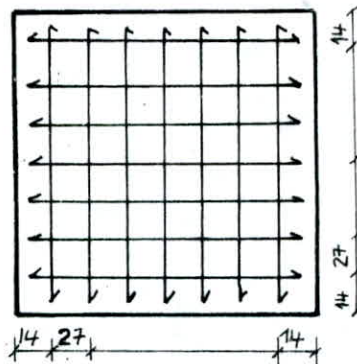
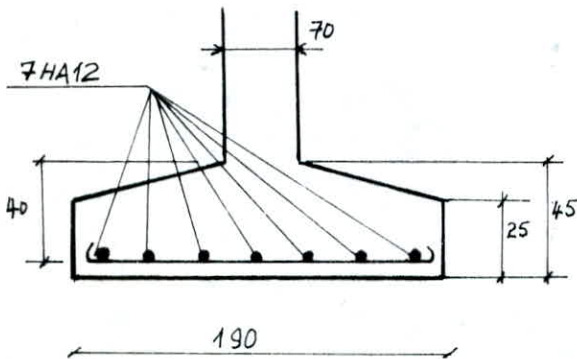
Effort Normal total : $N_T = 28,70 + 5,74 + 2,95 = 37,39 \text{ kdaN}$.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_T}{A^2} \pm \frac{3M}{A^3} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 1,50 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,57 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

on doit vérifier : $\sigma(\frac{A}{4}) \leq 1,5 \bar{\sigma}_s$

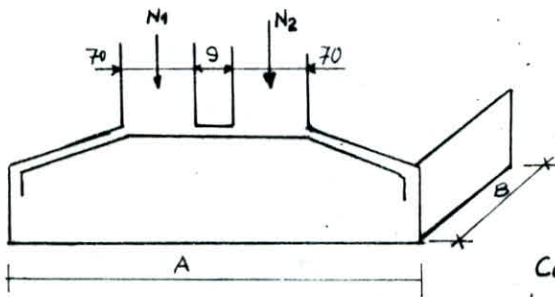
$$\sigma(\frac{A}{4}) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,27 \text{ daN/cm} < 1,5 \bar{\sigma}_s = 2,25 \text{ daN/cm}^2 \text{ - Vérifié -}$$

Schéma du ferrailage :



II 3 Semelle isolée S4 : semelle sous 2 poteaux séparés par un joint de dilatation

$$N_2 = N_1 = 21,56 \text{ kdaN}$$



Vu, l'espacement est très petit et la semelle est rigide, on admet une répartition rectangulaire

Pour des raisons simplificatrices, le calcul se fait comme une semelle sous un poteau de dimension $\begin{cases} a = 2 \times 0,7 + 0,09 = 1,49 \text{ m} \\ b = 0,7 \text{ m} \end{cases}$

d° Prédimensionnement

Semelle rectangulaire : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 2,128$, $N_c = 2 \times 21,56 = 43,12 \text{ kdaN}$

$$\sigma = \frac{N_c}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{2,128 N_c}{\bar{\sigma}_s}} = 247,4 \text{ cm}$$

et $B \geq 116,21 \text{ cm}$

on prend $A = 2,65 \text{ m}$, $B = 1,40 \text{ m}$

$$\begin{cases} h \geq \frac{A-g}{4} = 29,5 \text{ cm} \\ h \geq 1,44 \sqrt{\frac{43,12 \cdot 10^3}{68,5}} = 36,13 \end{cases} \Rightarrow h = 45 \text{ cm}, h_t = 50 \text{ cm}, h_1 = 25 \text{ cm}$$

b° Vérification de la stabilité :

Calcul de l'effort normal total

$$\text{Poids des terres : } N_t = [(2,65 \times 1,40 - 1,49 \times 0,70) \left(1,00 + \frac{0,20}{2}\right) + 0,07 \times 1 \times 0,7] \times 1,6 = 4,772 \text{ kdaN}$$

$$\text{Poids du massif : } N_s = [2,65 \times 1,40 \left(0,25 + \frac{0,2}{2}\right) + 2 \times 1,0 \times 0,7] \times 2,5 = 6,746 \text{ kdaN}$$

$$N_{\text{Tot}} = N_c + N_t + N_s = 54,638 \text{ kdaN}$$

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{N_{\text{Tot}}}{A \cdot B} = 1,47 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ daN/cm}^2$$

c° Ferraillage de la semelle : Méthode des Bielles

$$A_y = \frac{N_T(A-a)}{8h\bar{\sigma}_a} = 5,66 \text{ cm}^2 \quad (A_y = 8 \text{ HA}10 = 6,28 \text{ cm}^2)$$

$$A_x = \frac{N_T(B-b)}{8h\bar{\sigma}_a} = 3,42 \text{ cm}^2 \quad (A_x = 4 \text{ HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2)$$

- Au niveau du joint, on prendra la précaution de couder la partie supérieure pour éviter la fissuration

d° Vérification sous SP2

$$G+P_{1,2 \text{ si}} \rightarrow \begin{cases} N_1 = 23,15 \text{ kdaN} \\ M_1 = 10,32 \text{ kdaNm} \end{cases} \quad \begin{cases} N_2 = 28,70 \text{ kdaN} \\ M_2 = 7,23 \text{ kdaNm} \end{cases}$$

$$\text{d'où } \begin{cases} N_T = 23,15 + 28,70 + 4,797 + 6,746 = 63,393 \text{ kdaN} \\ M_T = 10,32 + 7,23 = 17,55 \text{ kdaN.m} \end{cases}$$

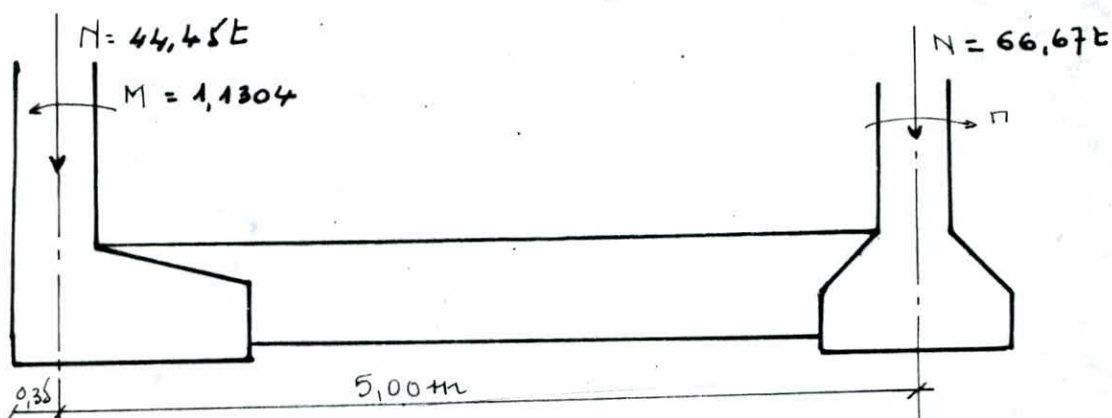
on doit vérifier

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) < \bar{\sigma}_s \times 1,5 \quad \textcircled{1}$$

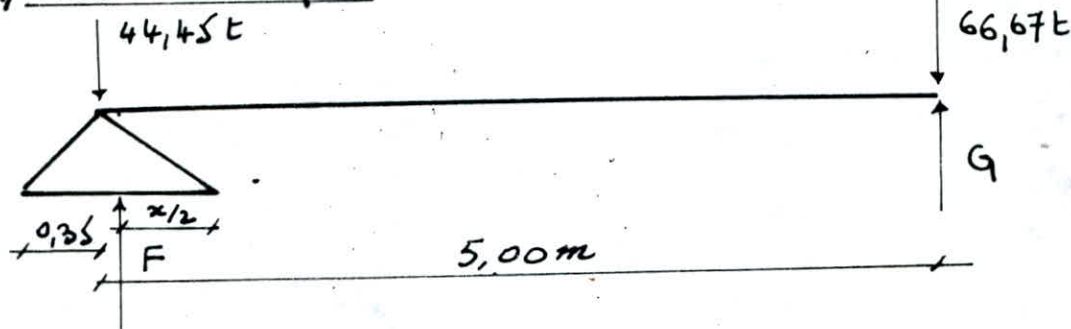
$$\sigma_{1,2} = \frac{N_T}{AB} + \frac{3M}{BA^2} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 2,244 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1,173 \text{ daN/cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,98 \text{ daN/cm}^2$$

① est vérifié

Semelle excentrée avec poutre de redressement



a) Schema statique



b) Determination de F et G

$$\sum M/G = 0$$

$$15 x^2 [5,35 - x/2] = 44,45 \cdot 5$$

$$-7,5 x^3 + 80,65 x^2 - 222,25 = 0$$

$$x = 1,827547$$

$$F = 50,0988 \text{ t} ; G = 61,0212$$

c) Determination des dimensions de la semelle

$$A = 1,9 ; h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A \cdot g}{4} \\ 1,44 \sqrt{\frac{N}{\sigma_{b0}}} \end{array} \right.$$

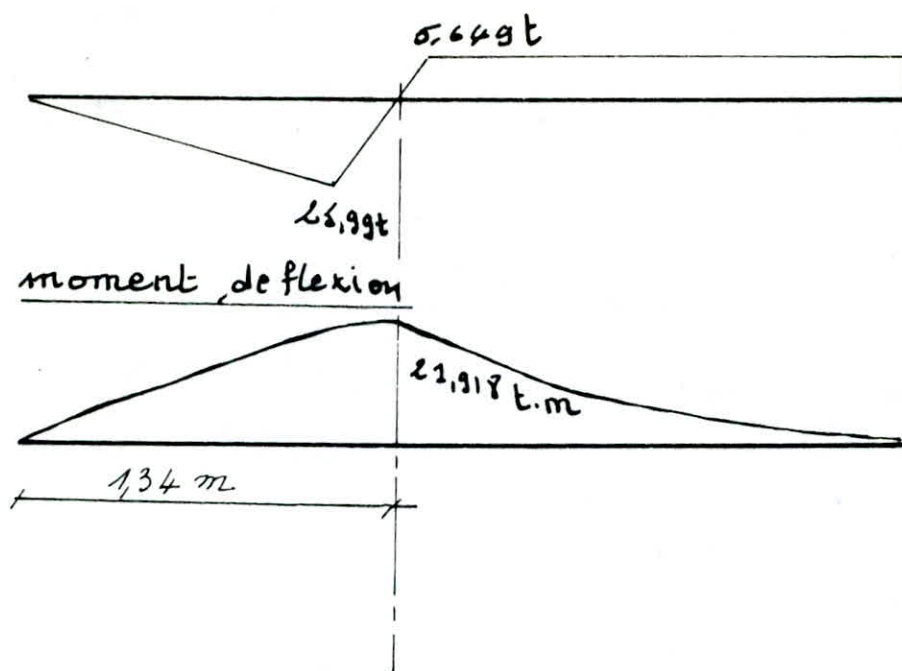
$$h = 40 \text{ cm}$$

$$h_{bt} = 45 \text{ cm}$$

d) Calcul des efforts internes



$$q_1 = \frac{44,45}{0,7} = 63,5 \text{ t/m} ; q_2 = \frac{F}{x} = \frac{51,4}{1,9} = 26,368 \text{ t/m}$$

Effort tranchantCoffrage de la poutre

$$M = 21,918 t.m$$

$$\alpha = 0,46463$$

$$k = 31,806$$

$$\Gamma r b = k b h^2$$

$$\Gamma r b = 31,806 \cdot 40 \cdot h^2$$

$$h = \sqrt{\frac{\Gamma r b}{31,806}}$$

$$h = 45 cm$$

$$h_t = 50 cm$$

$$k = \frac{\bar{\sigma}_b \alpha (1 - \alpha / \epsilon)}{\epsilon}$$

$$\bar{\sigma}_b = 135 bars$$

e. ferrailagee-1. de la semelle excentree

$$\sigma(A/4) = \frac{N}{A^2} + \frac{3M}{A^3} = 12,88 t/m^2 < 15 t/m^2$$

$$N'_T = \sigma(A/4) \cdot A \cdot B = 12,88 \cdot A^2 = 46,53 t$$

$$A' = \frac{N'(A - a)}{8 h \bar{\sigma}_a} = \frac{46,53 \cdot 10^3 (190 - 70)}{8 \cdot 40 \cdot 2800} = 6,23 cm^2$$

$$A_b = A_a = 9 HA 12 \quad t = 22,5 cm$$

ferrailage de la poutre

$$A_{sup} = \frac{M}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{21,918 \cdot 10^5}{3/8 \cdot 45 \cdot 2800} = 19,88 cm^2 \quad A = 8 HA 20$$

$$t \leq \frac{1,23 \sigma_{at}}{\tau_{max}}$$

$$t \leq 11,19 \quad t = 10 cm$$

IV Calcul des Longrines

Les longrines sont indispensables au droit de chaque file de poteaux.

Elles auront à équilibrer un effort axial de torsion égal à $10\% N_{max}$

- Dimensions minimales des longrines : 25×30 pour la section droite
 $4 \phi 14$ ou $4HA12$ pour la S^t d'acier

$$N_{max} = 88,23 \text{ kdaN} \Rightarrow 10\% N_{max} = 8,823 \text{ kdaN}$$

$$\text{La section d'armatures: } A \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{8,823 \cdot 10^3}{2800} = 3,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{on choisit } 4HA12 = A \rightarrow (A = 4,52 \text{ cm}^2)$$

Vérification à la fissuration :

$$B_f \leq \frac{A \cdot \bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{28}} \quad (\text{section d'enrobage du Béton})$$

$$B_f \leq \frac{4,52 \times 2800}{23,2} = 818,3 \text{ cm}^2 \rightarrow \sqrt{B_f} = 28,61 \text{ cm}$$

donc on choisit des longrines de dimensions 25×30

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4,52}{25 \times 30} = 0,006 \quad \text{pourcentage fissuration}$$

$$\sigma_1 = \eta \frac{K}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{(10\bar{\omega}_f + 1)} = 1132 \text{ daN/cm}^2 \quad K = 1,5 \cdot 10^6, \phi = 12; \eta = 1,6 \text{ (HA)}$$

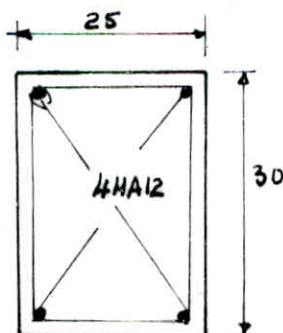
$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K}{\phi} \eta \bar{\sigma}_b} = 3202 \text{ daN/cm}^2$$

on doit vérifier : $\bar{\sigma}_a < \max \left\{ \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{matrix} \right\}$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{matrix} \frac{2}{3} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ daN/cm}^2 \\ \max \left\{ \begin{matrix} \sigma_1 = 1132 \\ \sigma_2 = 3202 \end{matrix} \right\} \end{matrix} \right\} \rightarrow = \min \left\{ \begin{matrix} 2800 \text{ daN/cm}^2 \\ 3202 \text{ daN/cm}^2 \end{matrix} \right\}$$

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

de Le P_b de fissuration n'est pas prépondérant, le calcul des armatures avec $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ daN/cm}^2$ reste valable.



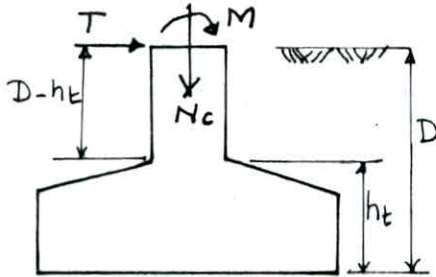
Armatures transversales: \rightarrow

$\phi 8$ espacés de 20 cm

III Calcul du Fût :

Les fondations sont ancrées à $D=1,50m$. La hauteur maximale totale est $h_t = 55cm$. L'assemblage Platine - Massif doit être au dessus du sol, donc, on prévoit un poteau en B.A de dimensions $70 \times 70 cm^2$.

Ce poteau est soumis à un effort normal et à un moment fléchissant, et effort tranchant, à une hauteur égale à $(D-h_t)=0,95m$



Efforts sous SP2

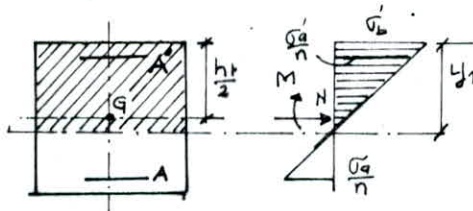
$$G+P+1,2S_i \rightarrow \begin{cases} M = 12,04 \text{ kdaNm} \\ N = 70,31 \text{ kdaN} \\ T = 5,41 \text{ kdaN} \end{cases}$$

Moment total $M_T = M + T(D-h_t) = 17,18 \text{ kdaNm}$

Le fût est sollicité en flexion composée :

excentricité : $\begin{cases} e_0 = \frac{M}{N} = 24,43 \text{ cm} \\ e_1 = \frac{h_t}{6} = 11,66 \text{ cm} \end{cases}$ on prend $d = d' = 5cm$.

$\frac{h_t}{2} > e_0 > \frac{h_t}{6}$ section partiellement comprimée



Calcul du moment fictif: $M_f = N \cdot f$ avec $f = e_0 + (\frac{h_t}{2} - d) = 54,43 \text{ cm}$

$M_f = 70,31 \times 0,5443 = 38,269 \text{ kdaNm}$

calcul du Moment résistant du béton :

$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b' \cdot \gamma \alpha b (h)^2$

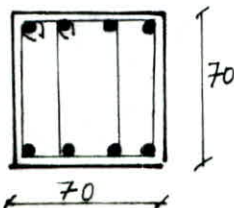
$\bar{\sigma}_b' = \bar{\sigma}_{b0}' [1 + \frac{2e_0}{h_t}] = 116,31 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \alpha = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_a} = 0,384 \rightarrow \gamma = 0,872$

$M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot 116,31 \times 0,384 \times 0,872 \times 70 \times (65)^2 = 57,59 \text{ daNm}$

$M_{rb} > M_f \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow A' = 0$

$A = \frac{M_f}{\gamma h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{38,27 \cdot 10^5}{0,872 \times 65 \times 2800} = 24,11 \text{ cm}^2$

$A = A - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} < 0 \rightarrow$ Ferrailage minimal $A = 4 HA14$



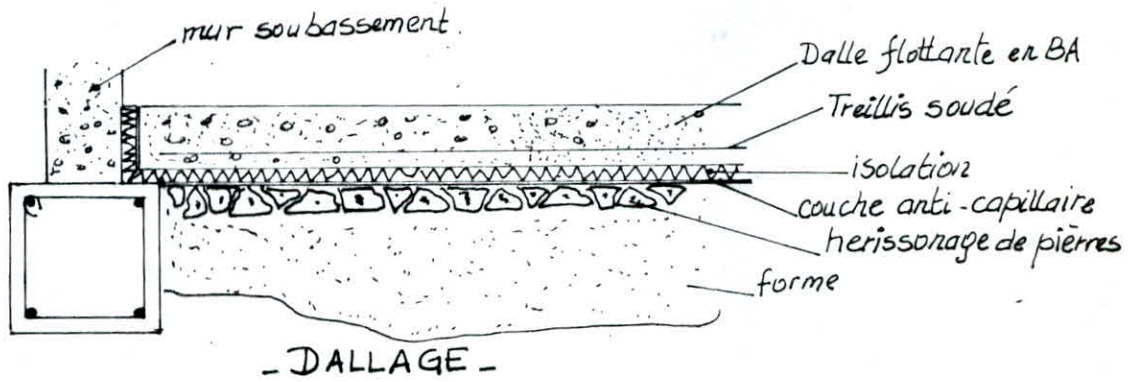
Ferrailage transversal :

$t \leq \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot \gamma}{T} = 33cm$

on choisit 2 cadres Ø8 Espacement : $t = 9,5$

IV DALLAGE

Un dallage est constitué par une dalle en béton armé d'épaisseur 10 cm (Notre cas), elle est séparée du sol par un hérissagement en pierres servant de repartition aux charges localisées; L'interposition est complétée par un pare-vapeur s'opposant aux remontées capillaires



La forme a pour rôle la transition mécanique entre le sol (decapé de toute terre végétale, nivelé et compacté) et le dallage, à travers les couches de protection

Dans ce cas le dallage n'a que les surcharges dues aux aménagements intérieurs et à la circulation de personnes; à supporter.

V Calcul du tassement :

D'après le rapport de sol qui nous a été confié :

Le terrain étudié est constitué de sable limoneux partiellement avec des graviers

Lors des essais à la pénétration dynamique, n'ont pas constaté la présence d'eau jusqu'à 5,50 m de profondeur, donc le sol est de très résistance

Les essais pressiométriques, eux aussi, montrent que le sol est résistance favorable.

Vu, la légèreté de l'ouvrage.

La conclusion de l'étude du sol est que tout calcul de tassement s'avère inutile.

pour la contrainte $\bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ daN/cm}^2$	
	Tassement (cm)
Semelle isolée	0,52
Semelle filante	0,90

Donc on est loin du tassement admissible qui est de 6 cm

CONCLUSION

La construction des ouvrages en acier présente à la fois des avantages et des inconvénients

Avantages :

- L'utilisation dans le calcul, des méthodes rigoureuses pour les structures en acier, grâce à l'homogénéité de l'acier qui constitue une satisfaction des hypothèses de la R.D.M.

- Légèreté : se traduit par la faible quantité de Matériau mis en oeuvre, Elle est accentuée par l'utilisation de façades industrialisées très légères (mur rideau)

- Rapidité d'exécution (Le délai) comparativement à un bâtiment en béton armé (délai de coffrage et décoffrage)

Inconvénients

- Coût élevé (Importation des éléments par partie)

- Résistance au feu très faible, d'où il faudrait prémunir le bâtiment [ses éléments] de quelques caractéristiques qui empêchent l'augmentation brusque de température (fibres minérales, mortier à base de vermiculite)

- La corrosion

BIBLIOGRAPHIE

- 1- Règles C.M 66
- 2- Règles N.V. 65
- 3- Règles Parasismiques Algériennes "81" (Version 83)
- 4- Règles C.C.B.A 68
- 5- DAOUDI - RILI - SALHI ; Conception et calcul des structures soumises aux séismes
- 6- Application du soudage aux constructions [R. BAUS - W. Chapeau]
- 7- P. Charon : La Méthode de CROSS et le calcul pratique des constructions hyperstatiques
- 8- Cours de C.M F136 - F125 [M. CHENAF]
- 9- Cours de Béton armé (T2) calcul des ouvrages [BELAZOUGUI]
- 10- Documents et Revues C.T.I.C.M
- 11- OTUA
- 12- Charpentes Métalliques [E. Gustin et J. Diehl]

