



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE

RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE BLIDA -1-

Faculté des Sciences

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN GUISE D'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER 2

Option : STRUCTURE ET MATERIAUX

### THEME

*Etude et conception d'un Moulin  
Industriel en Charpente Métallique*

Présenté par :  
M<sup>elle</sup> LAZAR Amel Widad

Suivi par :  
Promoteur : Mr. ZAHAF A.

-2015-

## **Résumé**

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage industriel dans la wilaya De BLIDA.

Le projet est élaboré par plusieurs étapes, on a effectué la descente de charge pour le prédimensionnement des éléments porteurs, une étude sismique selon le RPA 99, la vérification des éléments, puis des assemblages de la structure selon le CCM 97 et enfin l'étude de fondation.

Mots clés : charpente métallique, RPA 99, CCM 97

## **Abstract**

The final project study is to investigate a metal frame building for an industrial use in BLIDA.

This project is developed by many steps; we performed the load path for the preliminary design of structural elements, a seismic survey using the RPA 99 code, verification of the elements and assemblies of the structure according to the CCM 97 code and finally the foundation design.

Key words: Metal frame, RPA 99, CCM 97



## Remerciements

*Tout d'abord, je remercie Allah, le clément et le miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*Je voudrais exprimer mes remerciements à mon promoteur Mr ZAHAF AHMED, pour les orientations et les conseils qu'il a su me prodiguer durant l'évolution de mon projet.*

*Je ne manquerais pas de remercier vivement Mr KERTOUS REDOUANE, ingénieur en Génie Civil et gérant du bureau d'études BETAU d'avoir codirigé mon travail.*

*Je voudrais aussi remercier tous les professeurs qui ont contribué à ma formation.*

*Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de mes profonds Respects pour avoir pris la peine d'examiner le manuscrit.*

*Mes remerciements vont également à tous ceux qui de près ou de loin m'ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.*

*Melle LAZAR A.*

# DÉDICACE



*Je dédie ce modeste travail :*

*A Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, qui ont tant sacrifié afin de me voir devenir ce que je suis.*

*Ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute sa vie, et mon père qui nous a inspiré mon frère et moi à choisir le domaine du bâtiment. Merci PAPA MERCI MAMA.*

*A mon cher et unique frère ISMAIL.*

*A mes sœur HOUDA et MARIA.*

*A mes adorables nièces WALAA et MARAM*

*Mon neveu WAHIB*

*Mes meilleures copines LAMIA, IBTISSEM et ZOLA.*

*Et enfin a tous mes amis et toute la promo 2015.*

*Melle LAZAR A.*

## Liste des figures

Figure I.1 : Façade principale du Moulin Industriel.....	4
Figure I.2 : Coupe en élévation du Moulin.....	5
Figure I.3 : Coupe transversale du RDC niveau $\pm 0.00$ .....	6
Figure II.1 : Moulin à « sang ».....	10
Figure II.2 : Moulin à eau.....	10
Figure II.3 : Moulin à Vent.....	10
Figure II.4 : Moulin industriel moderne.....	11
Figure II.5 : Silos de stockage cylindriques.....	12
Figure II.6 : diagramme de mouture.....	14
Figure III.1 : Planchers Niveau : +5.01 et +9.86 du Bloc 1.....	16
Figure III.2 : Une planche de Caillebotis.....	17
Figure III.3 : Schéma d'une planche de Caillebotis.....	17
Figure III.4 : caractéristiques géométriques d'une tôle nervurée de 40 mm (TN40).....	18
Figure III.5 : caractéristiques des TN40 selon leur épaisseur.....	19
Figure III.6 : détails de palé de stabilité extrait des plans fournis par les fabricants.....	19
Figure III.7 : caractéristiques géométriques du « Hi Bon 55 ».....	20
Figure III.8 : Force résultante du vent.....	24
Figure III.9 : Directions du vent.....	25
Figure III.10 : Organigramme de détermination des pressions dues au vent.....	26
Figure III.11 : Répartition de $q_{dyn}$ (Bloc1 et 2).....	28
Figure III.12 : Une paroi verticale Direction V1 (Bloc 1).....	28
Figure III.13 : Valeurs de $C_{pe}$ pour les parois verticales.....	29
Figure III.14 : Légende pour les toitures plates.....	29
Figure III.15 : Valeur de $C_{pe}$ pour la toiture.....	30
Figure III.16 : pression du vent sur les zones D,E,F,H,I (Bloc1 V1).....	31
Figure III.17 : Une paroi verticale Direction V2 (Bloc 1).....	33
Figure III.18 : Valeurs de $C_{pe}$ pour les parois verticales.....	33
Figure III.19 : Légende pour les toitures plates. (Bloc 1 V2).....	34
Figure III.20 : Valeurs de $C_{pe}$ pour la toiture (Bloc 1 V2).....	34
Figure III.21 : Pression du vent V2 sur les zones D,E,F,H,I (Bloc 1).....	36
Figure III.22 : Paroi verticale direction V1 Bloc 2.....	38
Figure III.23 : Valeurs de $C_{pe}$ pour les parois verticales (Bloc 2 V1).....	39
Figure III.24 : Légende pour les toitures plates.....	39
Figure III.25 : Valeur de $C_{pe}$ pour la toiture.....	40
Figure III.26 : Pression du vent V1 sur les zones D,E,F,H (Bloc 2).....	41
Figure III.27 : Paroi verticale direction V1 Bloc 2.....	43
Figure III.28 : Valeurs de $C_{pe}$ pour les parois verticales (Bloc 2 V2).....	44
Figure III.29 : Légende pour les toitures plates.....	44
Figure III.30 : Valeur de $C_{pe}$ pour la toiture.....	45
Figure III.31 : Pression du vent V2 sur les zones D, E, F, H, I (Bloc 2).....	46
Figure IV.1 : Lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de Section.....	50
Figure IV.2 : Vue en plan du Plancher Niveau $\pm 0.00$ .....	52
Figure IV.3 : Vue en plan des Planchers Niveau +5.10 et +9.86.....	52
Figure IV.4 : Vue en plan du Plancher Niveau +14.71.....	53

<i>Figure IV.5</i> : Vue en plan du Plancher Niveau +17.60.....	53
<i>Figure IV.6</i> : Schéma statique de la poutre principale.....	56
<i>Figure IV.7</i> : descente de charge sens y-y (bloc 1).....	63
<i>Figure IV.8</i> : descente de charge sens x-x (bloc 1).....	64
<i>Figure IV.9</i> : Schéma d'une planche de Caillebotis.....	67
<i>Figure IV.10</i> : Vue en plan des planchers Niveau : +3.20 et +7.20.....	68
<i>Figure IV.11</i> : Vue en plan de la toiture.....	68
<i>Figure IV.12</i> : Schéma statique de la poutre principale.....	71
<i>Figure IV.13</i> : Schéma statique de la poutre principale.....	76
<i>Figure IV.14</i> : descente de charge sens y-y (bloc2).....	79
<i>Figure IV.15</i> : escalier métallique droit (caillebotis).....	82
<i>Figure IV.16</i> : Pré dimensionnement d'une volée d'escalier.....	82
<i>Figure IV.17</i> : conception d'une marche.....	83
<i>Figure V.1</i> : spectre de réponse de l'accélération (Bloc 1).....	91
<i>Figure V.2</i> : Modélisation du Bloc 1 via Robot SA.....	92
<i>Figure V.3</i> : spectre de réponse de l'accélération (Bloc 2).....	98
<i>Figure V.4</i> : Modélisation du Bloc 1 via Robot SA.....	99
<i>Figure VI.1</i> : Schéma Plancher collaborant.....	107
<i>Figure VI.1</i> : Montage poutre/dalle.....	109
<i>Figure VI.2</i> : Position de l'axe neutre plastique.....	110
<i>Figure VII.1</i> : distribution des boulons sur la platine.....	126
<i>Figure VII.2</i> : exemple d'assemblage poutre solive avec des cornières.....	129
<i>Figure VII.3</i> : transmission des efforts.....	130
<i>Figure VII.4</i> : assemblage poteau-diagonale.....	133
<i>Figure VII.5</i> : schéma explicatif du principe de calcul.....	136
<i>Figure VII.6</i> : Dimensionnement de la plaque d'assise.....	139
<i>Figure VII.7</i> : vérification des sections.....	141
<i>Figure VII.8</i> : Vérification de la section 1-1.....	141
<i>Figure VII.9</i> : vérification de la section 2-2.....	142
<i>Figure VII.10</i> : Vérification des tiges d'ancrage.....	146
<i>Figure VII.11</i> : distribution des boulons sur la platine.....	150
<i>Figure VII.12</i> : exemple d'assemblage poutre solive avec des cornières.....	153
<i>Figure VII.13</i> : transmission des efforts.....	154
<i>Figure VII.14</i> : assemblage poteau-diagonale.....	157
<i>Figure VII.15</i> : schéma explicatif du principe de calcul.....	160
<i>Figure VII.16</i> : Dimensionnement de la plaque d'assise.....	163
<i>Figure VII.17</i> : vérification des sections.....	165
<i>Figure VII.18</i> : Vérification de la section 1-1.....	165
<i>Figure VII.19</i> : vérification de la section 2-2.....	166
<i>Figure VII.20</i> : vérification de la section 3-3.....	166
<i>Figure VII.21</i> : Vérification des tiges d'ancrage.....	170
<i>Figure IX.1</i> : ferrailage d'une infrastructure.....	177
<i>Figure IX.2</i> : assemblage pré scellé (avant coulage du béton).....	178
<i>Figure IX.3</i> : assemblage pré scellé (avant coulage du béton).....	178
<i>Figure IX.4</i> : Dimensionnement du fût.....	179
<i>Figure IX.5</i> : Coupe transversale du fût.....	183

<i>Figure IX.7</i> : Dimensionnement du fût.....	186
<i>Figure IX.8</i> : Coupe transversale du fût.....	190
<i>Figure XI.9</i> : Plan d'implantation du bloc 1.....	194
<i>Figure XI.10</i> : Plan d'implantation du Bloc 2.....	197
<i>Figure XI.11</i> : Ferrailage du voile périphérique.....	209



## Liste des tableaux

Tableau I.1 : caractéristiques des nuances d'acier.....	7
Tableau I.2 : caractéristiques mécaniques des barres d'acier.....	8
Tableau III.1 : fiche technique d'une plaque en Caillebotis .....	18
Tableau III.2 : Charge maximale admissible concentré au centre de la grille sur une surface de 200x200 mm <sup>2</sup> .....	18
Tableau III.4 : charges permanentes agissant sur le plancher terrasse.....	18
Tableau III.5 : caractéristiques d'un bac d'acier « Hi Bon 55 ».....	20
Tableau III.6 : charges permanentes agissant sur un plancher courant .....	20
Tableau III.7 : charges permanentes agissant sur le plancher terrasse .....	20
Tableau III.8 : valeurs de coefficient dynamique $C_d$ .....	26
Tableau III.9 : calcul de la pression dynamique pour le bloc 1.....	27
Tableau III.10 : calcul de la pression dynamique pour le bloc 2.....	27
Tableau III.11 : Valeur de $C_{pe}$ pour les parois verticales.....	29
Tableau III.12 : Valeur de $C_{pe}$ pour la toiture.....	30
Tableau III.13 : Valeurs de $q_j$ du niveau RDC (Bloc 1 V1).....	30
Tableau III.14 : Valeurs de $q_j$ du niveau 1 <sup>er</sup> étage (Bloc 1 V1).....	31
Tableau III.15 : Valeurs de $q_j$ du niveau 2 <sup>eme</sup> étage (Bloc 1 V1).....	31
Tableau III.16 : Valeurs de $q_j$ du niveau 3 <sup>eme</sup> étage (Bloc 1 V1).....	31
Tableau III.17 : Valeurs de $q_j$ de la toiture (Bloc 1 V1).....	31
Tableau III.18 : calcul des forces résultantes horizontales et verticales.....	32
Tableau III.19 : valeurs de V1 (Bloc 1).....	32
Tableau III.20 : Valeurs de $C_{pe}$ pour les parois verticales.....	32
Tableau III.21 : Valeur de $C_{pe}$ pour la toiture (Bloc 1 V2).....	34
Tableau III.22 : Valeurs de $q_j$ du niveau RDC (Bloc 1 V1).....	35
Tableau III.23 : Valeurs de $q_j$ du 1 <sup>er</sup> étage (Bloc 1 V1).....	35
Tableau III.24 : Valeurs de $q_j$ du 2 <sup>eme</sup> étage (Bloc 1 V1).....	35
Tableau III.25 : Valeurs de $q_j$ du 3 <sup>eme</sup> étage (Bloc 1 V1).....	35
Tableau III.26 : Valeurs de $q_j$ de la toiture (Bloc 1 V1).....	36
Tableau III.27 : Calcul des forces résultantes horizontales et verticales.....	37
Tableau III.28 : Valeurs de V2 (Bloc 1).....	37
Tableau III.29 : Valeur de $C_{pe}$ pour les parois verticales.....	38
Tableau III.30 : Valeur de $C_{pe}$ pour la toiture.....	40
Tableau III.31 : Valeurs de $q_j$ du niveau RDC (Bloc 2 V1).....	40
Tableau III.32 : Valeurs de $q_j$ du 1 <sup>er</sup> étage (Bloc 2 V1).....	41
Tableau III.33 : Valeurs de $q_j$ du 2 <sup>eme</sup> étage (Bloc 2 V1).....	41
Tableau III.34 : Valeurs de $q_j$ de la toiture (Bloc 2 V1).....	41
Tableau III.35 : Calcul des forces résultantes horizontales et verticales.....	42
Tableau III.36 : Valeurs de V1 (Bloc 2).....	42
Tableau III.37 : Valeur de $C_{pe}$ pour les parois verticales.....	43
Tableau III.38 : Valeur de $C_{pe}$ pour la toiture.....	44
Tableau III.39 : Valeurs de $q_j$ du niveau RDC (Bloc 2 V2).....	45
Tableau III.40 : Valeurs de $q_j$ du 1 <sup>er</sup> étage (Bloc 2 V2) .....	45
Tableau III.41 : Valeurs de $q_j$ du 2 <sup>eme</sup> étage (Bloc 2 V2).....	46
Tableau III.42 : Valeurs de $q_j$ de la toiture (Bloc 2 V2).....	46
Tableau III.43 : Calcul des forces résultantes horizontales et verticales.....	47



<i>Tableau III.44</i> : Valeurs de $V_2$ (Bloc 2).....	47
<i>Tableau IV.1</i> : Valeur limites recommandées pour les flèches verticales.....	51
<i>Tableau IV.2</i> : Extrait du tableau des profilés (IPE 120).....	54
<i>Tableau IV.3</i> : Extrait du tableau des profilés (HEA 120).....	57
<i>Tableau IV.4</i> : Extrait du tableau des profilés (HEA 180).....	59
<i>Tableau IV.5</i> : fiche technique d'une plaque en Caillebotis.....	67
<i>Tableau IV.6</i> : Charge maximale admissible concentré au centre de la grille sur une surface de 200x200 mm <sup>2</sup> .....	67
<i>Tableau IV.7</i> : Extrait du tableau des profilés (IPE 100).....	69
<i>Tableau IV.8</i> : Extrait du tableau des profilés (IPE 160).....	72
<i>Tableau IV.9</i> : Extrait du tableau des profilés (IPE 300).....	77
<i>Tableau V.1</i> : Caractéristiques dynamiques de la structure auto stable (Bloc 1).....	92
<i>Tableau V.2</i> : vérification des forces sismiques.....	95
<i>Tableau V.3</i> : Les déplacements inter étages, combinaison : G+Q+E, sens (x-x).....	96
<i>Tableau V.4</i> : Les déplacements inter étages, combinaison : G+Q+E, sens (y-y).....	96
<i>Tableau V.5</i> : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens X.....	97
<i>Tableau V.6</i> : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens Y.....	97
<i>Tableau V.7</i> : Caractéristiques dynamiques de la structure auto stable (Bloc 2).....	99
<i>Tableau V.8</i> : vérification des forces sismiques.....	102
<i>Tableau V.9</i> : Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens (x-x).....	103
<i>Tableau V.10</i> : Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens (y-y).....	103
<i>Tableau V.11</i> : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens X.....	104
<i>Tableau V.12</i> : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens Y.....	104
<i>Tableau VII.1</i> : limite d'élasticité et contrainte ultime des boulons selon leurs nuances.....	120
<i>Tableau VII.2</i> : Valeurs de $\beta_w$ .....	123
<i>Tableau VII.3</i> : classes de traitement de surface et coefficients de frottement selon l'Eurocode 3.....	127
<i>Tableau VII.4</i> : Valeurs de $\beta_w$ .....	147
<i>Tableau VII.5</i> : classes de traitement de surface et coefficients de frottement selon l'Eurocode 3.....	151
<i>Tableau VIII.1</i> : caractéristiques physiques du sol extrait du site étudié.....	174
<i>Tableau VIII.2</i> : récapitulatif des résultats des limites d'Atterberg.....	174
<i>Tableau IX.1</i> : calcul de $A_{s\text{ fic}}$ .....	182
<i>Tableau IX.2</i> : calcul de $A_{s\text{ fic}}$ .....	189
<i>Tableau XI.3</i> : Valeurs de $\alpha$ .....	200
<i>Tableau XI.4</i> : Valeurs de $\alpha$ .....	203

## LISTE DES NOTATIONS

A	Section brute d'une pièce ;
$A_{net}$	Section nette d'une pièce ;
$A_w$	Section de l'âme ;
$A_v$	Aire de cisaillement ;
$C_t$	Coefficient de topographie ;
$C_r$	Coefficient de rugosité ;
$C_{p,net}$	Coefficient de pression nette ;
$C_e$	Coefficient d'exposition ;
$C_d$	Coefficient dynamique ;
E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ;
F	Force en générale ;
G	Module d'élasticité transversale de l'acier ;
G	Charge permanente ;
$G_{adm}$	L'effort de glissement admissible ;
$G_c$	L'effort appliqué sur le connecteur ;
I	Moment d'inertie ;
K	Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poteaux/ Poutre ;
$K_0$	Coefficient de flambement ;
K	Facteur de déformée modale ;
$K_t$	Facteur de terrain ;
L	Longueur ;
$M_{sd}$	Moment sollicitant en générale ;
M	Moment fléchissant ;
$M_{rd}$	Moment résistant ;
$M_{pl}$	Moment plastique ;
$M_{cr}$	Moment critique ;
$M_{b,rd}$	Valeur de calcul de la résistance au déversement ;
$N_{pl,rd}$	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute ;
$N_{b,rd}$	Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement ;
$N_{sd}$	Effort normal sollicitant ;
$N_{t,sd}$	Effort normal de traction ;
$N_{c,sd}$	Effort normal de compression ;

$N_{pl}$  Effort normal plastique ;  
 $N_{c,rd}$  Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression ;  
 $P_k$  Poids total de la structure ;  
 $Q$  Charge d'exploitation ;  
 $R$  Coefficient de comportement de la structure ;  
 $S$  Surface ;  
 $S$  Charge de la neige ;  
 $S_k$  Charge de la neige sur le sol ;  
 $V_{sd}$  Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant ;  
 $V_{pl,rd}$  Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement ;  
 $V_{ref}$  Vitesse de référence du vent ;  
 $W$  Pression aérodynamique ;  
 $W_{pl}$  Module de résistance plastique ;  
 $W_{el}$  Module de résistance élastique ;  
 $d$  Diamètre d'une section circulaire ;  
 $f$  Flèche ;  
 $f_y$  Limite d'élasticité ;  
 $f_u$  Résistance à la traction ;  
 $H$  Hauteur d'une pièce ;  
 $l$  Longueur d'une pièce ;  
 $l_f$  Longueur de flambement ;  
 $r$  Rayon d'une section circulaire ;  
 $t$  Épaisseur d'une pièce ;  
 $t_f$  Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau) ;  
 $t_w$  Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau) ;  
 $z$  Hauteur au-dessus du sol ;  
 $z_0$  Paramètre de rugosité ;  
 $z_{eq}$  Hauteur équivalente ;  
 $z_{min}$  Hauteur minimale ;  
 $\chi$  Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié ;  
 $\beta$  Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;  
 $\beta_w$  Facteur de corrélation ;  
 $\beta_M$  Facteur de moment uniforme équivalent ;

$\beta_j$  Coefficient relatif a la liaison ;  
 $\gamma_M$  Coefficient de sécurité ;  
 $\lambda$  Élanement ;  
 $\lambda_{LT}$  Élanement de déversement ;  
 $\alpha$  Facteur d'imperfection ;  
 $\varphi$  Rotation ;  
 $\varphi_{LT}$  Rotation de déversement ;  
 $\eta$  Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;  
 $\varepsilon$  Coefficient de réduction élastique de l'acier ;  
 $\zeta_a$  Contrainte de l'acier ;  
 $\zeta_b$  Contrainte du béton ;  
 $\xi$  Pourcentage d'amortissement critique ;  
 $\eta$  Facteur de correction d'amortissement ;  
 $\delta_k$  Déplacement du aux forces sismique  $F_i$  ;  
 $\Delta_k$  Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » ;  
 $\mu$  Coefficient de forme de la charge de neige ;

## TABLE DES MATIÈRES

<b>RESUME</b>	
<b>REMERCIEMENTS</b>	
<b>DEDICACE</b>	
<b>LISTE DES FIGURES</b>	
<b>LISTE DES TABLEAUX</b>	
<b>NOTATIONS</b>	
<b>TABLE DES MATIERES</b>	

<b>INTRODUCTION</b>	1
---------------------	---

### **I. PRESENTATION DU PROJET : 3**

1. Implantation du bâtiment.....	4
2. Présentation du projet.....	4
3. Dimensions en élévation.....	5
4. Dimensions en plan.....	6
5. Règlements Techniques.....	6
6. Matériaux utilisés.....	7
7. Assemblage.....	8

### **II. GENERALITES :9**

1. Le Moulin.....	10
2. Le Silo.....	12
3. Exemple de fonctionnement des moulins.....	13

### **III. EVALUATION DES CHARGES :15**

1. Introduction.....	16
2. Charges permanentes.....	16
a. Bloc 1.....	16
a.1. Les planchers.....	17
a.2. Bardage.....	18
a.3. Palés de stabilité.....	19
b. Bloc 2.....	20
a.1. Les planchers.....	20
a.2. Bardage.....	21
a.3. Palés de stabilité.....	21
3. Surcharges d'exploitation.....	21
a. Bloc 1.....	21
b. Bloc 2.....	21
4. Charges climatiques.....	23
i. Effet de la neige.....	23

ii.	Effet du vent.....	24
	1. Détermination de la pression du vent.....	26
	2. Calcul des coefficients de pressions.....	28
	a. Bloc 1.....	28
	Direction du vent V1.....	28
	Direction du vent V2.....	32
	b. Bloc 2.....	38
	Direction du vent V1.....	38
	Direction du vent V2.....	43
iii.	Effet de la variation de la température.....	47

#### **IV. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :48**

1.	Introduction.....	49
2.	Pré dimensionnement.....	52
	A. Bloc 1.....	52
	a. Pré dimensionnement des solives de la toiture.....	54
	b. Pré dimensionnement des poutres principales de toiture.....	56
	c. Pré dimensionnement des solives des planchers courants.....	59
	d. Pré dimensionnement des poutres principales des planchers courants.....	61
	e. Pré dimensionnement des poteaux.....	63
	f. Pré dimensionnement des planchers.....	67
	B. Bloc 2.....	68
	a. Pré dimensionnement des solives de la toiture.....	69
	b. Pré dimensionnement des poutres principales de toiture.....	71
	c. Pré dimensionnement des solives des planchers courants.....	74
	d. Pré dimensionnement des poutres principales des planchers courants.....	76
	e. Pré dimensionnement des poteaux.....	78
	f. Pré dimensionnement des planchers.....	81
	C. Pré dimensionnement de l'escalier.....	82
	a. Introduction.....	82
	b. Pré dimensionnement.....	82

#### **V.ETUDE DYNAMIQUE :86**

1.	Introduction.....	87
2.	Critères de classification par le RPA99 version2003.....	88
	a. Classification des zones sismique.....	88
	b. Classification de l'ouvrage.....	88
	c. Méthodes de calcul.....	88
	d. Les données de l'ouvrage.....	89
	e. Combinaisons.....	89
3.	Analyse du Bloc 1.....	91
	a. Calcul de la force sismique totale.....	93
	b. La période.....	95
	c. Vérification des déplacements latéraux inters étage.....	96

d. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	97
4. Analyse du Bloc 2.....	98
a. Calcul de la force sismique totale.....	100
b. La période.....	102
c. Vérification des déplacements latéraux inters étage.....	103
d. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	104
5. Justification du joint sismique.....	105

## **V.ETUDE DU PLANCHER COLLABORANT**106

1. Introduction.....	107
2. Calcul de plancher mixte.....	107
3. Calcul des connecteurs.....	114
4. Calcul des <i>Ferrailage</i> des dalles pleines.....	116

## **VI.CALCUL DES ASSEMBLAGES**

119

1. Introduction.....	120
2. Les types de liaisons.....	120
3. Rôle des assemblages.....	122
4. Calcul des assemblages.....	123
A. Bloc 1.....	123
a. L'assemblage poteau poutre par platine.....	123
b. Assemblage poutre solive.....	129
c. Assemblage contreventements.....	133
d. Pieds de poteaux.....	136
B. Bloc 1.....	147
a. L'assemblage poteau poutre par platine.....	147
b. Assemblage poutre solive.....	153
c. Assemblage contreventements.....	157
d. Pieds de poteaux.....	160

## **VII.ETUDE DE SOL**171

1. Introduction.....	172
2. Lithologie du site.....	173
3. Essai in situ.....	173
4. Essais de laboratoire.....	174
5. Conclusions.....	175

## **IX.ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

176

1. Introduction.....	177
I. Calcul des fûts.....	178
a. Bloc 1.....	178
1. Introduction.....	178



2.	Dimensionnement.....	179
3.	Ferraillage.....	180
b.	Bloc 2.....	186
1.	Dimensionnement.....	186
2.	Ferraillage.....	187
II.	Les fondations.....	193
1.	Définition.....	193
2.	Stabilité des fondations.....	193
3.	Différents types de fondations.....	193
a.	Bloc 1.....	194
	Calcul des semelles.....	194
1.	Dimensionnement.....	194
2.	Ferraillage.....	195
b.	Bloc 2.....	197
	Calcul des semelles.....	197
3.	Dimensionnement.....	197
4.	Ferraillage.....	196
III.	Calcul des longrines.....	200
a.	Bloc 1.....	200
1.	Introduction.....	200
2.	Dimensionnement.....	200
3.	Ferraillage.....	200
b.	Bloc 2.....	200
1.	Introduction.....	203
2.	Dimensionnement.....	203
3.	Ferraillage.....	203
IV.	Calcul des voiles périphériques.....	206
1.	Pré dimensionnement.....	206
2.	Evaluation des charges.....	206
3.	Efforts dans la dalle.....	207
4.	Calcul du ferraillage.....	207
5.	Armatures transversales.....	208
6.	Vérification à l'ELS.....	208

**CONCLUSION** 210

**REFERENCES** 212

**ANNEXES** 213

# INTRODUCTION

## **INTRODUCTION :**

Pour importe le projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en précontrainte, charpente en bois ou charpente métallique.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage industriel. Il se situe à BLIDA et plus exactement à Beni Mered.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master.

# Chapitre I

## Présentation du Projet

## I. PRESENTATION DU PROJET :

Ce projet de fin d'étude consiste à dimensionner et à étudier deux blocs en charpente métallique à usage industriel.

### 1. Implantation du bâtiment :

Le projet est un moulin industriel appartenant à Eurl SOSEMIE.

SOSEMIE est installé dans la région de Blida dans la localité de Beni Mered. Le complexe dispose de toutes les installations et les équipements nécessaires pour la transformation des céréales et la fabrication de produits de haute qualité répondant aux attentes et aux exigences du marché.

Avec sa grande capacité de production, SOSEMIE se place parmi les plus grandes semouleries d'Algérie.

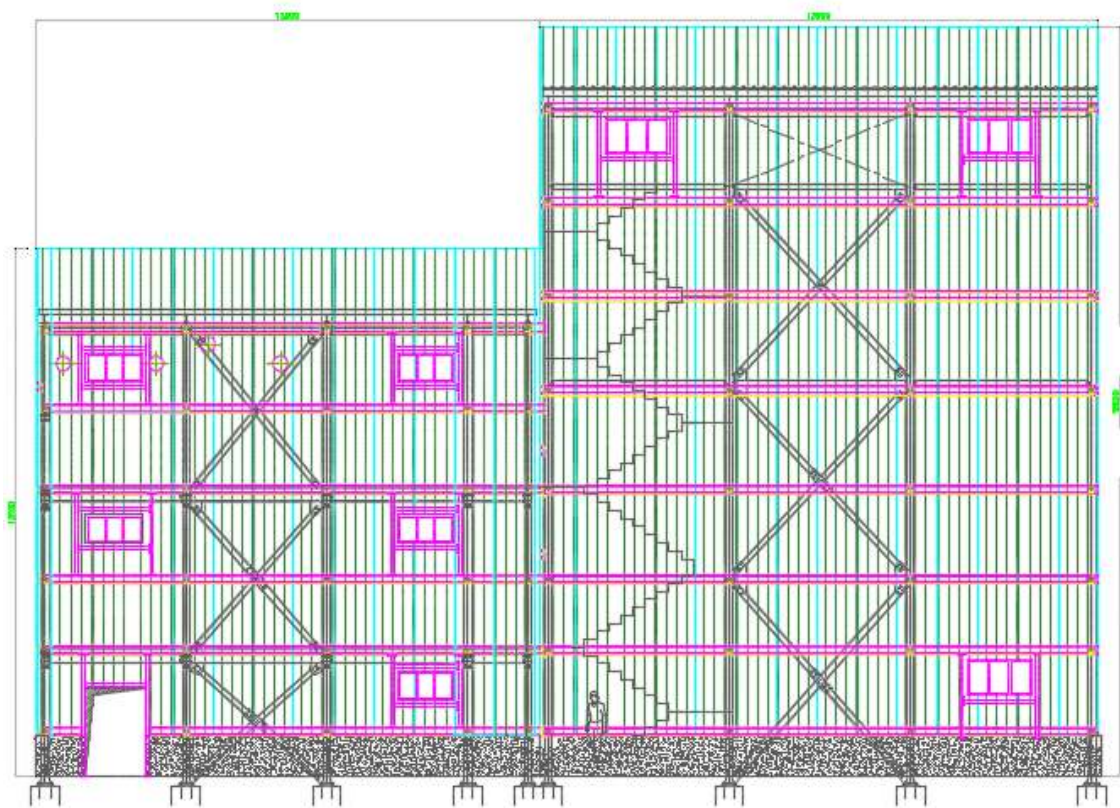


Figure I.1 :Façade principale du Moulin Industriel

### 2. Présentation du projet :

Nous sommes chargés d'étudier un moulin industriel en charpente métallique composé de deux blocs : 1 et 2 destinés à l'usage industriel.

D'après la classification des RPA99 version 2003 :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage de grande importance (Groupe 1B).
- Le bâtiment est implanté dans une zone à sismicité élevée (zone III).
- Le site est considéré comme meuble (S3).

### 3. Dimensions en élévation :

#### ➤ Bloc 1 :

- Hauteur totale du bloc :  $H=18,60$  m.
- Hauteur du RDC :  $h_{RDC}=4,91$  m.
- Hauteur du 1<sup>er</sup> étage :  $h_{1er} = 4,85$  m.
- Hauteur du 2<sup>ème</sup> étage :  $h_{2eme} = 4,88$  m.
- Hauteur du 3<sup>ème</sup> étage :  $h_{3eme} = 2,50$  m.

#### ➤ Bloc 2 :

- Hauteur totale du bloc :  $H = 13,10$  m.
- Hauteur du RDC :  $h_{RDC}= 3,20$  m.
- Hauteur du 1<sup>er</sup> étage :  $h_{1er} = 4,00$  m.
- Hauteur du 2<sup>ème</sup> étage :  $h_{2eme} = 4,88$  m.

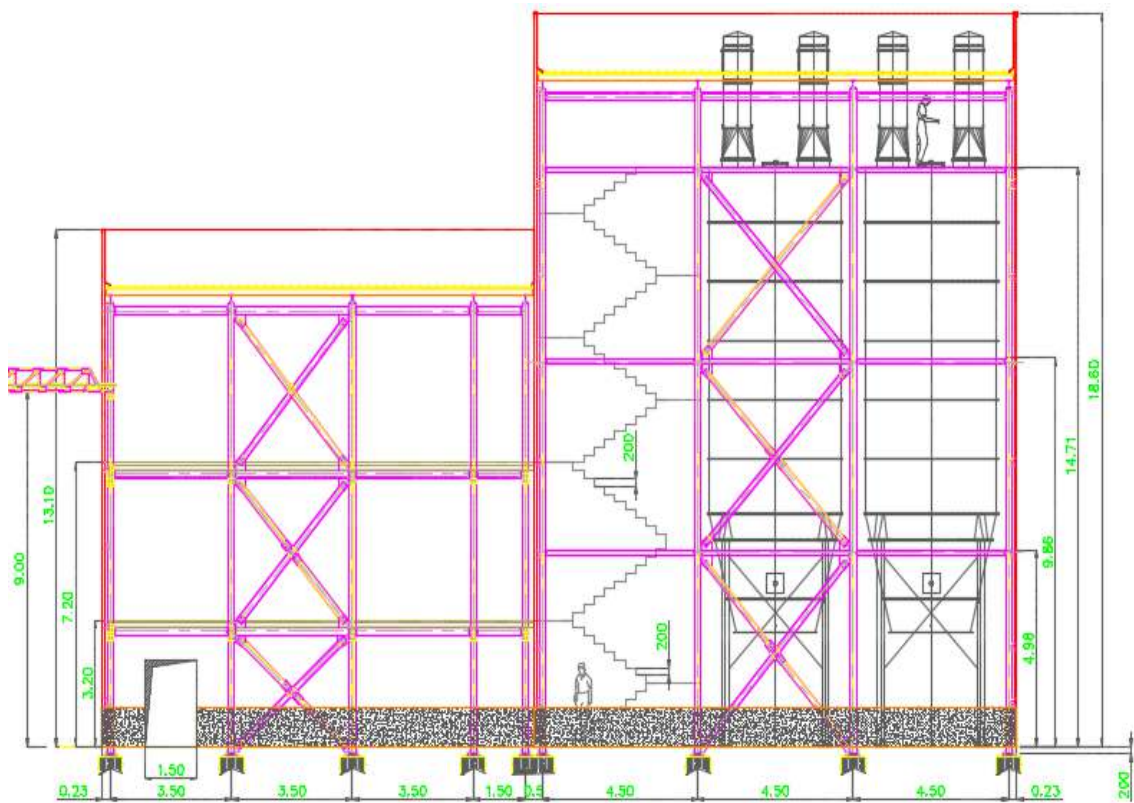


Figure I.2 : Coupe en élévation du Moulin

#### 4. Dimensions en plan :

##### ➤ Bloc 1 :

- Longueur Totale :  $L=13.96$  m.
- Largeur Totale :  $l=7.65$  m.

##### ➤ Bloc 2 :

- Longueur Totale :  $L=12.45$  m.
- Largeur Totale :  $l=5.85$  m.

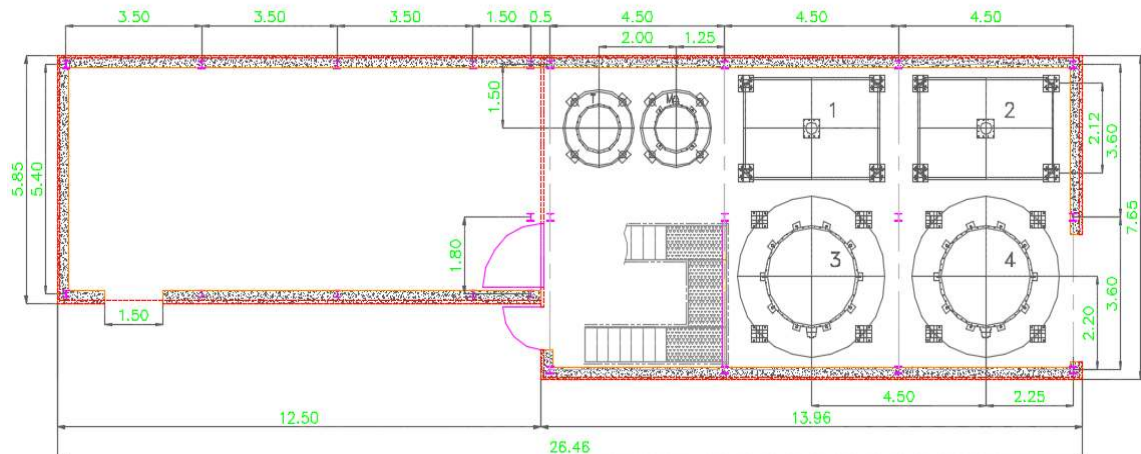


Figure I.3 : Coupe transversale du RDC niveau  $\pm 0.00$

#### 5. Règlements Techniques :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- CCM97 : règles de calcul des constructions en acier.
- RPA 99 : Règlement Parasismique Algérien version 2003.
- RNV 99 : Règles définissant les effets de neige et vent.
- BAEL : Béton Armé aux états limites.
- DTR C22 : Charges et surcharges.



## 6. Matériaux utilisés :

- **Acier** : Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :
  - Limite élastique  $f_y$  (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale :

Nuance d'acier	Epaisseur en (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40\text{mm} \leq t \leq 100$ mm	
	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Tableau I.1 : caractéristiques des nuances d'acier.

- La résistance à la traction :  $f_u=360$  MPa.
  - La limite élastique :  $f_y=235$  MPa.
  - Le module de Young :  $E=210000$  MPa.
  - Coefficient de poisson :  $\nu=0.3$ .
  - Module de cisaillement :  $G=\frac{E}{2(1+\nu)}=81000$  MPa.
- **Béton** :  
 Le béton utilisé est dosé à :  $350 \text{ kg/m}^3$  de CPA/325  
 Le béton de propreté est dosé à :  $150 \text{ kg/m}^3$  de CPA/325.
    - La résistance du béton :  
 La résistance à la compression à 28 jours :  $f_{c28}=25$  MPa.  
 La résistance à la traction à 28 jours est déduite par la relation :  
 $f_{t28}=0,6+0,06 f_{c28}$   
 $f_{t28}=2,1$  MPa.
    - La contrainte ultime du béton en compression :  

$$F_{bu}=\frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}$$
 Avec :  $\gamma_b=1.5$  combinaisons normales.  
 $\gamma_b=1.15$  combinaisons accidentelles.
    - Contrainte limite de service en compression du béton est limité par :  

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$$
 avec :  $\sigma_{bc}=15$  MPa et  $\sigma_{bc}=0.6f_{c28}$
    - Coefficient de poisson :  
 sera pris égale à :  
 $\nu=0$  à l'ELU.  
 $\nu=0.2$  à l'ELS.

➤ **Acier :**

Nuance		Fy (MPa)
Ronds lisses	Fe 220	215
	Fe 240	235
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

Tableau I.2 : caractéristiques mécaniques des barres d'acier.

- Contrainte limite :

ELU :  $\sigma_{st} = 400$  MPa. Situation accidentelle.

$\sigma_{st} = 348$  MPa. Situation normale.

ELS : Fissuration peu nuisible : pas de limite.

Fissuration préjudice :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f t_j} \right\}$ .

Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f t_j} \right\}$ .

### 7. Assemblage :

Les assemblages principaux des systèmes structuraux assurant la stabilité sont :

- Boulons à haute résistance.
- Soudage dont les caractéristiques mécaniques sont au moins à celles des nuances d'acier utilisées.

# Chapitre II

## **Généralités : Silos et Moulins**

## II. GENERALITES :

### 1. Le Moulin :

Un **moulin** est une machine à moudre les grains de céréales afin de les transformer en farine et, par analogie, une machine à broyer, piler, pulvériser diverses substances alimentaires, pour seulement les fragmenter ou pour en extraire certains produits (huile, café en poudre, semoules, épices moulues, sel fin, sucre...), ou non alimentaires (plâtre, gypse, fibres textiles, tabac...).

Le **moulangeur**, **amoulangeur** ou **emmoulageur** est le fabricant de meule et par extension le charpentier spécialisé dans la fabrication des moulins.

### Fonctionnement

Du latin *molinum* issu de *mola* meule, le **moulin** désigne une installation préindustrielle ou semi-industrielle. Il peut être actionné par différentes forces :

- dans l'Antiquité la force humaine ou animale prévalait, on parle de «moulin à sang».



Figure II.1 : Moulin à « sang ».

- plus tard, l'énergie de l'écoulement de l'eau sur une roue à palettes, à aubes ou l'énergie du vent soufflant sur leurs ailes, animèrent les moulins et fournirent la force motrice des premières industries. Ces moulins, basés sur un écoulement à l'air libre comme dans un canal ou une rivière, sont caractérisés par une faible efficacité énergétique, conduisant ultérieurement à l'apparition des turbines.



Figure II.2 : Moulin à eau    Figure II.3 : Moulin à Vent

- Les moulins d'aujourd'hui sont entièrement automatisés, une poignée d'hommes suffit à faire fonctionner un moulin moderne. Un moulin, peut, selon les cas, tourner 24 heures sur 24, 365 jours par an ou sur un rythme plus traditionnel.



*Figure II.4 : Moulin industriel moderne.*

Le moulin réduit les grains de céréales en farine, ou bien extrait le jus ou le suc (moulin à farine, à huile, à cidre, à tan...).



## 2. Le Silo :

Un **silo** est un réservoir de stockage destiné à entreposer divers produits en vrac (pulvérulents, en granulés, en copeaux...) utilisés dans diverses industries (brasseries, cimenteries, matières plastiques, engrais, matériaux divers...) et dans le domaine agricole. Il se différencie d'une trémie par le fait qu'il est hermétiquement fermé.

Le terme a été emprunté à l'espagnol.

Il s'agit généralement de réservoirs verticaux, souvent cylindriques, construits en divers matériaux (bois, acier, béton le plus souvent...). Il peut aussi s'agir d'installations horizontales : silo-couloir, silo tranchées, utilisés notamment en agriculture pour préparer et conserver des ensilages.



Figure II.5 : Silos de stockage cylindriques.

### 3. Exemple de fonctionnement des moulins :

#### - La fabrication de la farine :

Les moulins d'aujourd'hui sont entièrement automatisés, une poignée d'hommes suffit à faire fonctionner un moulin moderne. Un moulin, peut, selon les cas, tourner 24 heures sur 24, 365 jours par an ou sur un rythme plus traditionnel.

Certains moulins disposent d'un laboratoire intégré permettant de tester les qualités technologiques des blés. De même, des tests de panification sont souvent effectués pour vérifier que les qualités de la farine répondent aux attentes du boulanger.

Pour obtenir la farine souhaitée, chaque meunier met au point un diagramme de mouture, c'est-à-dire « un programme de réglage des machines » qui permet la fabrication de la farine en fonction des caractéristiques du blé reçu et de la farine souhaitée.

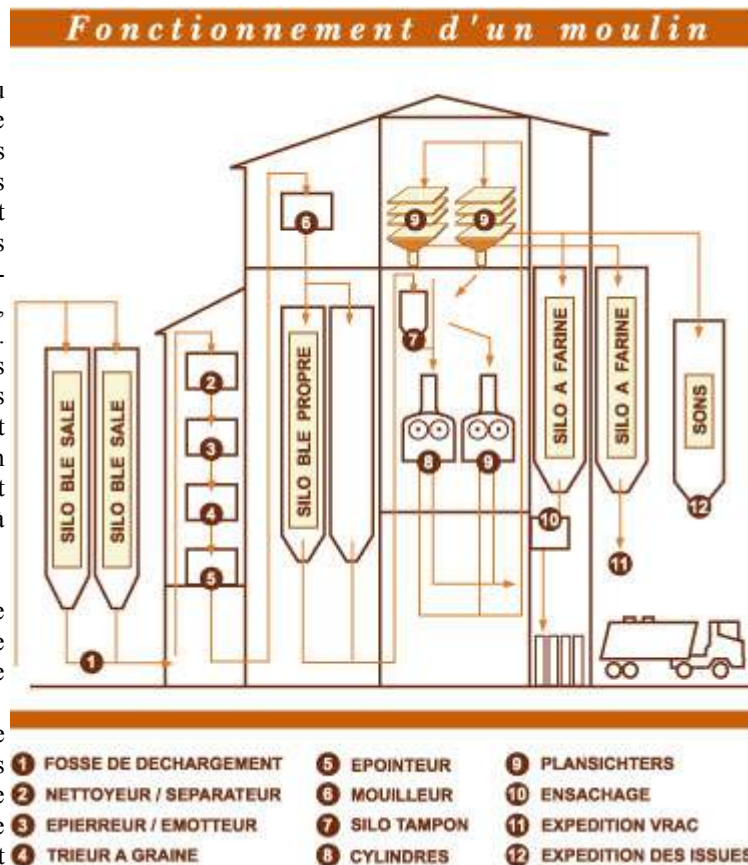
Pour bien comprendre le processus de fabrication de farine ou de transformation du grain de blé en farine, ou plus précisément du principe d'extraction de farine, il faut comprendre le parcours que le grain de blé effectue dès son arrivée au moulin.

Le parcours du grain de blé

Le nettoyage du blé : Dès son arrivée au moulin (1), le blé est stocké dans de grands silos puis transporté par des élévateurs ou des bandes transporteuses jusqu'à des réservoirs. Ensuite, il est déversé dans les nettoyeurs séparateurs (2) lesquels éliminent les impuretés - terre, pierres, pailles, grains vides, poussières, autres graines...(3)(4)(5). Après l'avoir nettoyé, des trieurs permettent de ne conserver que les grains de blé purs. Les grains de blé sains sont humidifiés (6) pour faciliter la séparation de l'amande de ses enveloppes et reposent de 24 à 48 heures dans des boisseaux à blé propre avant d'être moulus.

Les étapes de la mouture : Après le nettoyage, la transformation du grain de blé s'opère en trois étapes : le broyage, le claquage, le convertissage.

Chacune de ces étapes représente plusieurs passages de blé dans les machines. Le produit de chaque passage successif est tamisé selon sa taille. Chaque opération complémentaire permet d'extraire un peu plus de farine. Environ quatorze opérations sont nécessaires pour obtenir la farine qu'attend le boulanger.



Pour obtenir ce résultat, un diagramme de mouture est défini par le meunier permettant de régler les machines en fonction des variétés de blé reçues et la qualité de farine souhaitée. La mouture aboutit à la séparation du grain de blé en deux composants : les enveloppes d'un côté et l'amande (amidon) de l'autre. Pour parvenir à ce résultat, le blé suit le labyrinthe du diagramme de mouture complètement automatisé. À la fin des opérations, la farine contient encore un faible pourcentage de matières minérales issues de l'enveloppe et de débris du germe qui déterminent le taux de cendres réglementaire.



Le broyage : Le grain passe entre de gros cylindres métalliques (8) qui ont remplacés les meules d'autrefois. De multiples passages dans ces cylindres aux cannelures de plus en plus fines permettent de séparer l'enveloppe et l'amande. À chaque broyage, des tamis perfectionnés ou plansichters (9) séparent les produits et les classent selon leur taille.

Le claquage : Il s'agit d'une réduction des semoules opérée par des cylindres lisses pour broyer les particules encore plus finement.

Le convertissage : Ultime opération de plusieurs passages dans une série de cylindres lisses pour obtenir des produits fins jusqu'à la farine.

C'est aussi le mélange des différentes farines obtenues à chaque étape de la mouture (farine de broyage, de claquage et de convertissage) qui donne la farine panifiable utilisée par le boulanger et que l'on appelle « farine entière ».

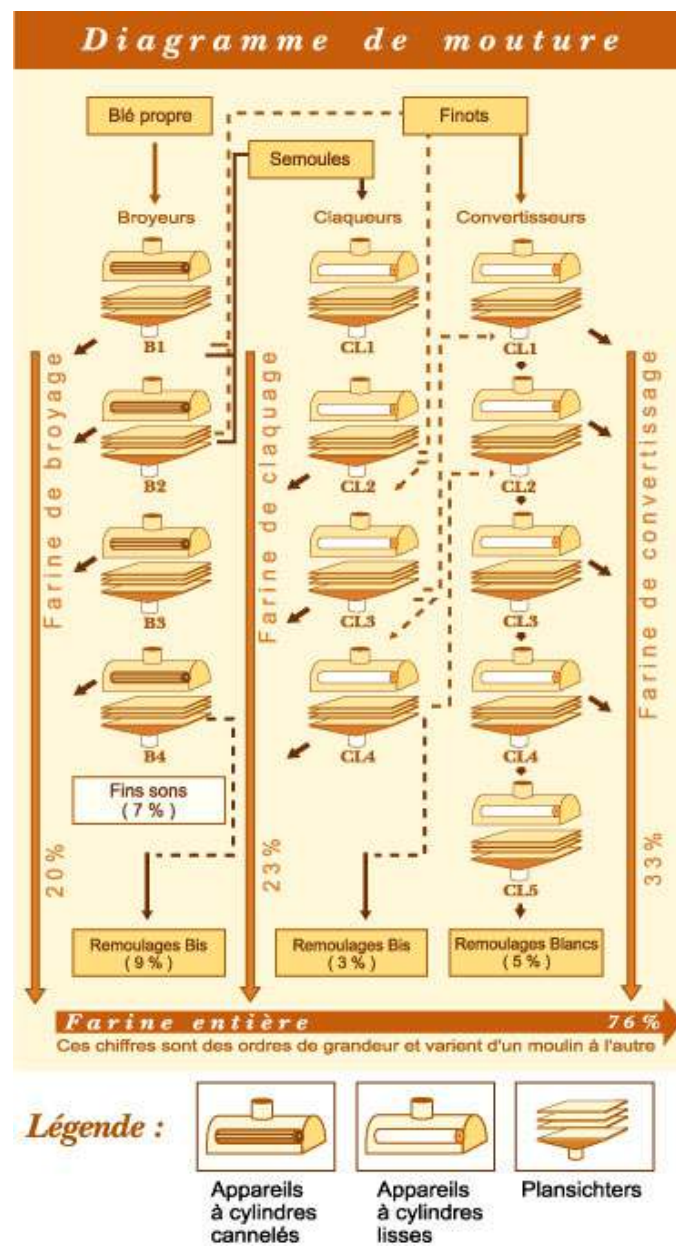


Figure II.6 : diagramme de mouture.

# Chapitre III

## **Evaluation des charges**

### III. EVALUATION DES CHARGES :

#### Hypothèses des charges

##### 1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et des charges d'exploitation, des effets thermique et climatique. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont définis dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges)

##### 2. Charges permanentes :

Elle désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

##### a. Bloc 1 :

Le bloc 1 est un bâtiment en R+3 qui comporte des silos, ces derniers ont une structure indépendante de celle du bloc 1.

Les différents étages sont séparés par des planchers en CAILLEBOTIS, ces planchers sont légers et peuvent supporter une surcharge importante.

Le bloc est contreventé par des palé de stabilité dans les deux sens.

Donc pour pouvoir évaluer les charges permanentes qui agissent sur la structure du bloc1, nous avons :

- Le poids propre des éléments.
- Le poids du plancher (CAILLEBOTIS).
- Le poids du bardage.
- Le poids des palés de stabilité (ST).

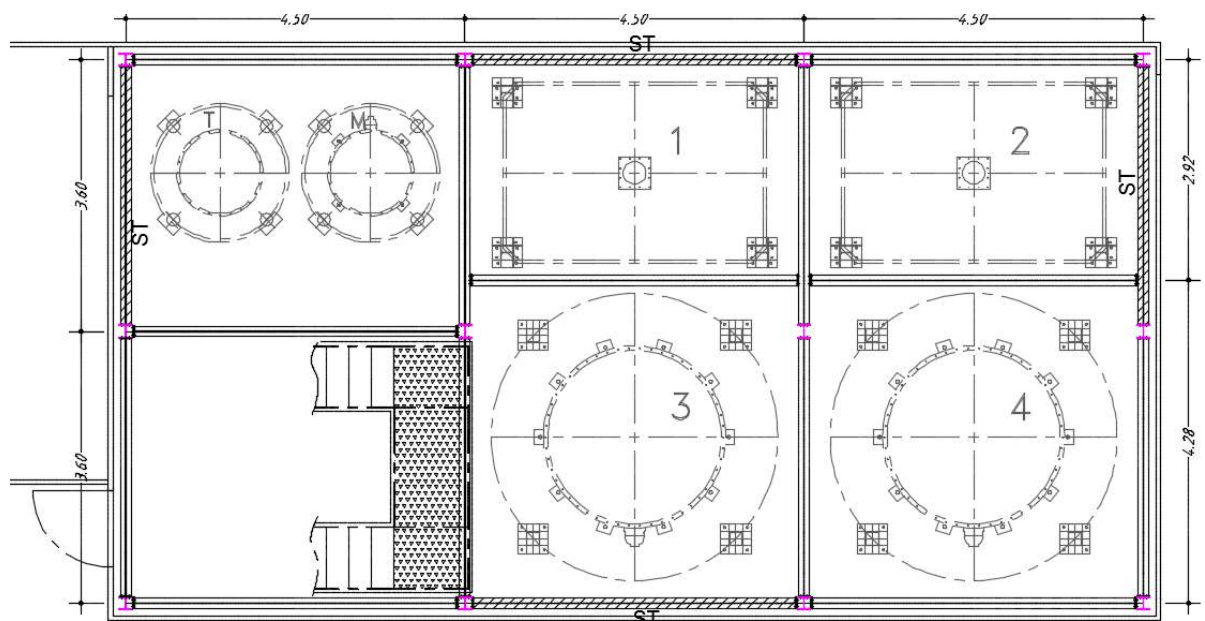


Figure III.1 : Planchers Niveau : +5.01 et +9.86 du Bloc 1.

### a.1. Les planchers :

#### - Plancher courant :

Les caillebotis sont des éléments de construction qui aient un poids propre réduit et une transparence élevée tout en garantissant une capacité de charge importante. Grâce à l'assemblage spécifique des barreaux porteurs et des barres insérantes avec l'encadrement, le caillebotis est un produit à la fois très robuste et esthétique.

Un caillebotis métallique est un assemblage de plats porteurs et d'entretoises. Les plats porteurs et les entretoises se croisent et forment une maille.

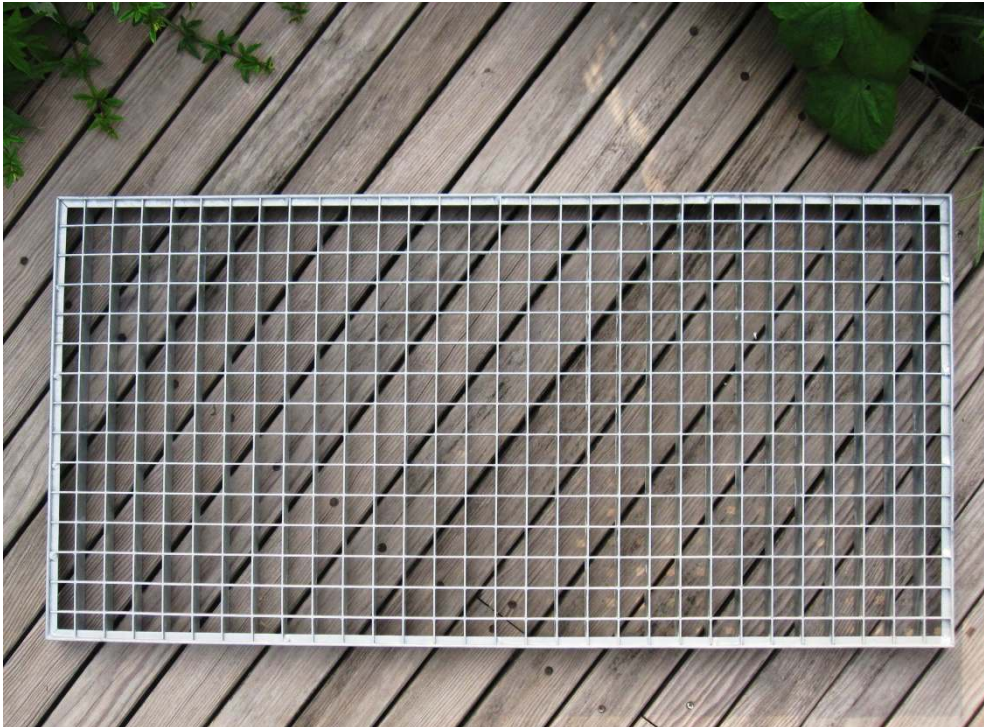


Figure III.2 : Une planche de Caillebotis.

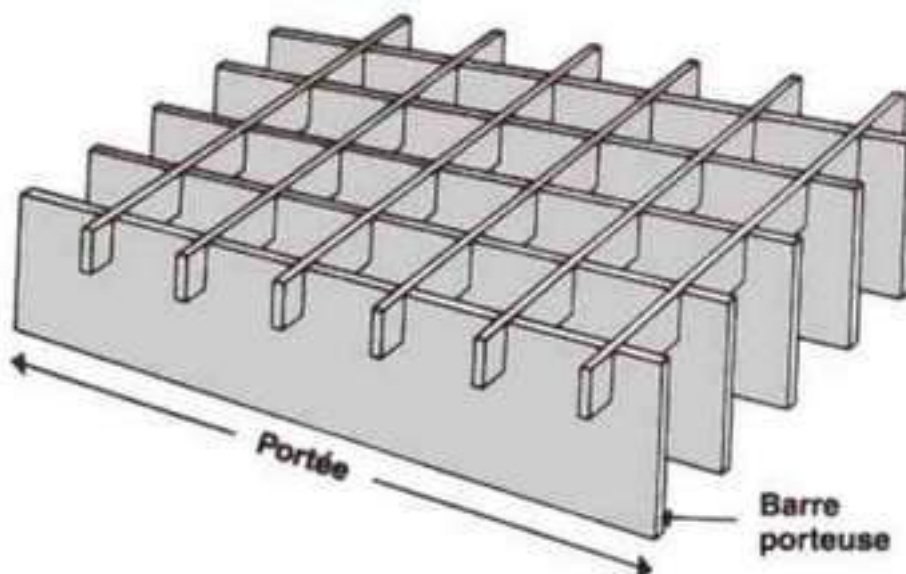
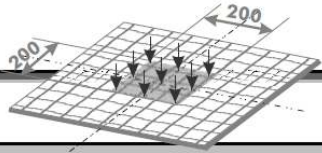


Figure III.3 : Schéma d'une planche de Caillebotis.



Dimensions extérieurs (mm)		Barre portante (mm)		Poids (kg/m <sup>2</sup> )
Barre Portante	Barre transversale	Hauteur	épaisseur	
500	1000	30	3	28

Tableau III.1 : fiche technique d'une plaque en Caillebotis.



**CHARGE MAXIMALE ADMISSIBLE (Kg)** concentrée  
au centre de la grille sur une surface de 200 mm \* 200 mm

Barres portantes (mm) hauteur * ép.	Poids (Kg/m <sup>2</sup> )	Portées (mm)												
		500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500	2000	
20 * 2	17,5	185	150	125	105	90	80	75						
25 * 2	19	300	240	200	180	170	145	125	110	100	85	80		
30 * 2	22	380	300	250	220	190	170	150	140	130	120	110		
30 * 3	28	650	520	440	370	320	250	245	235	220	200	180	130	
40 * 3	35	1150	920	770	660	570	470	390	320	300	290	280	200	

Tableau III.2 : Charge maximale admissible concentré au centre de la grille sur une surface de 200x200 mm<sup>2</sup>.

Dans notre cas (30\*3) la charge admissible sur une surface de 1m<sup>2</sup> est de :  
650x25=16250 kg/m<sup>2</sup> = 16250 daN/m<sup>2</sup>.

**Le poids du plancher en Caillebotis est de : 28kg/m<sup>2</sup> = 28daN/m<sup>2</sup> = 0.28 KN/m<sup>2</sup>**

- Plancher terrasse :

Le plancher terrasse est une couverture en TN40 :

Type	Poids
Poids des solives (IPE 120)	10.4kN/ml
Poids TN40	10kN/m <sup>2</sup>

Tableau III.4 : charges permanentes agissant sur le plancher terrasse.

**a.2. Le bardage :**

Le bardage se fait en TN40 d'épaisseur 10/10mm.

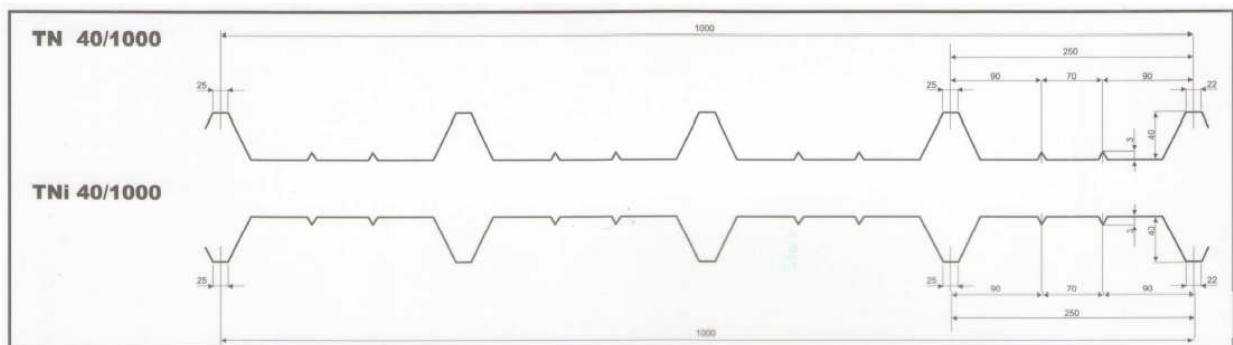


Figure III.4 : caractéristiques géométriques d'une tôle nervurée de 40 mm (TN40).

CARACTERISTIQUE DU PROFIL					
	EPAISSEUR mm				
	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0
Poids (kg/m <sup>2</sup> )	4,9	5,89	6,87	7,85	9,81
J (cm <sup>4</sup> /m)	12,3	16,05	18,72	21,40	26,75
W (cm <sup>3</sup> /m)	3,92	5,30	6,18	7,07	8,83

Figure III.5 : caractéristiques des TN40 selon leur épaisseur.

Le poids du bardage en TN40 est de  $9.81 \approx 10 \text{ kg/m}^2 = 10 \text{ daN/m}^2 = 0.1 \text{ KN/m}^2$ .

### a.3. Palé de stabilité :

Les éléments des palés de stabilité seront des profils laminés en UPN 160

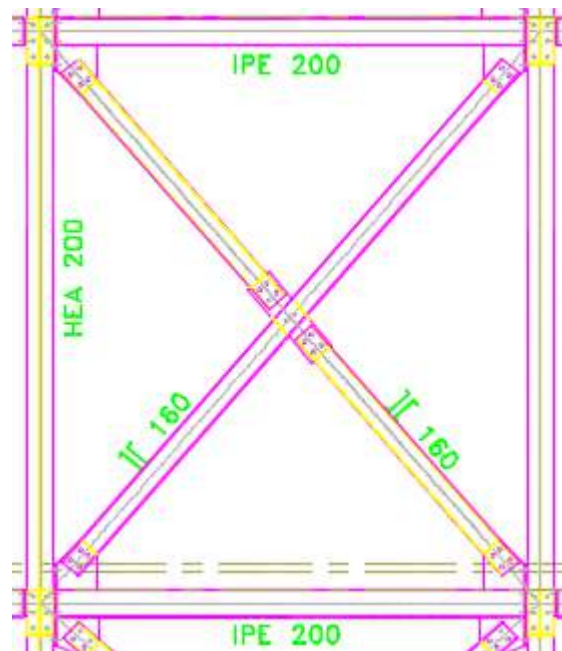


Figure III.6 : détails de palé de stabilité.

Poids propre des UPN 160 est de  $10.6 \text{ kg/ml} \approx 11 \text{ kg/ml} = 11 \text{ daN/ml} = 0.11 \text{ KN/ml}$ .

**b. Bloc 2 :**

Le bloc 2 est un bâtiment en R+2 à usage industriel, les différents étages sont séparés par des planchers collaborant d'épaisseur calculée de 16 cm et Contreventé par des palé de stabilité dans les deux sens.

**a.1. Les planchers :**

Les planchers utilisés sont des planchers collaborant.

Pour le coffrage perdu nous avons choisi le Hi Bon 55, l'épaisseur du plancher est de 16 cm.

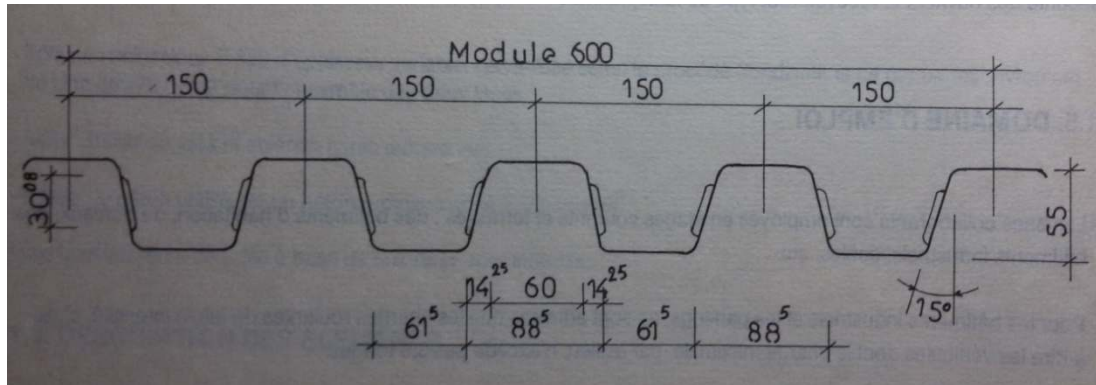


Figure III.7 : caractéristiques géométriques du « Hi Bon 55 »

Hauteur Nervures	Nbre de nervures par bac	Espacement des nervures (mm)	Largeur utile du bac (mm)	Epaisseur de la tôle (mm)	Poids totale galvanisé (daN/m <sup>2</sup> )
55	4	150	600	1.00	12.83

Tableau III.5 : caractéristiques d'un bac d'acier « Hi Bon 55 ».

- Plancher courant :

Type	Poids (daN/m <sup>2</sup> )
Dalle en béton armé (e=10.5)	262.5
Hi Bon 55	13
Mortier de pose (2cm)	40
Revêtement en carrelage (2cm)	40

**Total : 355.5 daN/m<sup>2</sup>**

Tableau III.6 : charges permanentes agissant sur un plancher courant.

- Plancher terrasse :

Type	Poids (daN/m <sup>2</sup> )
Poids des pannes (IPE 120)	10.4
Poids TN40	10

**Total : 20.4daN/m<sup>2</sup>**

Tableau III.7 : charges permanentes agissant sur le plancher terrasse.

**a.2. Le bardage :**

Le bardage se fait en TN40 d'épaisseur 1 mm

**Le poids du bardage en TN40 est de  $9.81 \approx 10 \text{ kg/m}^2 = 10 \text{ daN/m}^2 = 0.1 \text{ KN/m}^2$ .**

**a.3. Palé de stabilité :**

Les éléments des palés de stabilité seront des profils laminés en UPN 160.

**Poids propre des UPN 160 est de  $10.6 \text{ kg/m}^2 \approx 11 \text{ kg/m}^2 = 11 \text{ daN/m}^2 = 0.11 \text{ KN/m}^2$ .**



### 3. *Surcharges d'exploitation :*

Elles Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui fréquentent l'immeuble. Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont citées dans le règlement technique DTR.C2.2 (charges et surcharges).

#### **a. Bloc 1 :**

Plancher étage courant (type caillebotis).....250 daN/m<sup>2</sup>.

Plancher Terrasse.....100 daN/m<sup>2</sup>.

Escalier.....350 daN/m<sup>2</sup>.

#### **b. Bloc 2 :**

Plancher étage courant.....600 daN/m<sup>2</sup>.

Plancher Terrasse.....100daN/m<sup>2</sup>.

Escalier.....350 daN/m<sup>2</sup>.

#### 4. Charges climatiques :

##### i. Effet de la neige :

L'accumulation de la neige sur la toiture du moulin produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV99 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre projet se trouve à une altitude de 146 m.

##### Calcul des charges de la neige :

$$S = \mu \cdot S_k [\text{kN/m}^2]$$

- $S_k$  (en  $\text{kN/m}^2$ ) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- $\mu$  est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Le moulin étudié est situé à BLIDA plus précisément à Haouche Sidi Redouane à Beni Mered, qui correspond à la zone B selon la classification de RNV99.

La valeur de  $S_k$  en  $\text{kN/m}^2$  est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude  $H$  en m du site considéré :

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$$

Avec  $H = 146$  m

$$S_k = 0,158 \text{ kN/m}^2$$

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \quad \mu = 0,8.$$

$$S = \mu \cdot S_k$$

$$S = 0,8 \times 0,158$$

$$S = 0,126 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 12,60 \text{ daN/m}^2$$

ii. Effet du vent :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul sera mené conformément au Règlement **Neige et Vent 99**. Ce document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à **200m**.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

- Données relatives au site :

- ❖ Catégorie de la construction : Catégorie I (industriel).
- ❖ Catégorie du terrain III.
- ❖ Site plat :  $C_t = 1$  (Tableau 2.5. RNV99)
- ❖ Zone du vent I (ANNEXE.1. RNV99)
- ❖  $q_{réf} = 37,5 \text{ daN/m}^2$  (Tableau 2.3. RNV99)
- ❖  $q_{temp} = 27 \text{ daN/m}^2$  (Tableau 2.3. RNV99)
- ❖  $K_T = 0,22$
- ❖  $Z_0 = 0,3 \text{ m}$  (Tableau 2.4. RNV99)
- ❖  $Z_{min} = 8 \text{ m}$
- ❖  $\xi = 0,37$

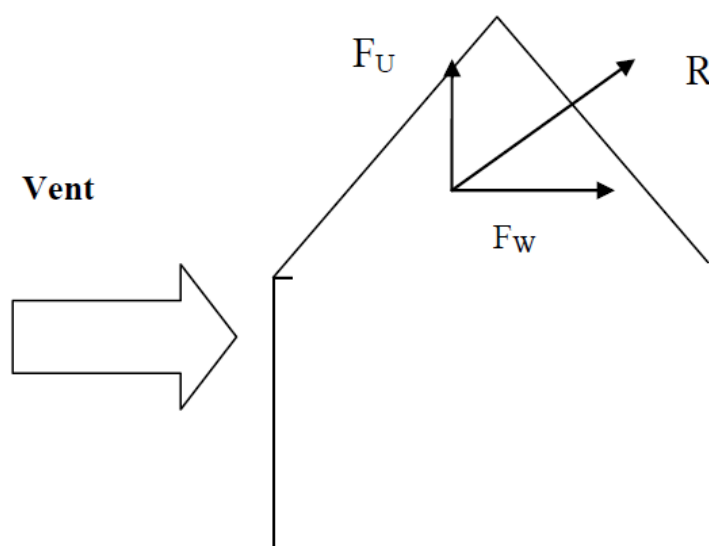


Figure III.8 : Force résultante du vent

- ❖  $F_w$  : est la force globale horizontale qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.
- ❖  $F_u$  : est la force de soulèvement qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

$$R = \Sigma(q_j \times S_j) + \Sigma F_{frj} [N]$$

Avec :

- ❖  $\Sigma$  : désigne la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).
- ❖  $q_j$  (en  $N/m^2$ ) : est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  (voir formules 2.1 et 2.5 selon la catégorie de la construction)
- ❖  $S_j$  (en  $m^2$ ) : est l'aire de l'élément de surface  $j$  ; dans le cas des treillis,  $S_j$  concerne l'aire des pleins.
- ❖  $F_{frj}$  (en  $N$ ) : désigne les forces de frottement éventuelles.

Selon le règlement **RNV 99**, le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

- ❖ Les directions du vent sont comme suit :

- Bloc 1 :

La direction **V1** du vent : perpendiculaire à la **façade AB**.

La direction **V2** du vent : perpendiculaire à la **façade BC**.

- Bloc 2 :

La direction **V1** du vent : perpendiculaire à la **façade AB**.

La direction **V2** du vent : perpendiculaire à la **façade AD**.

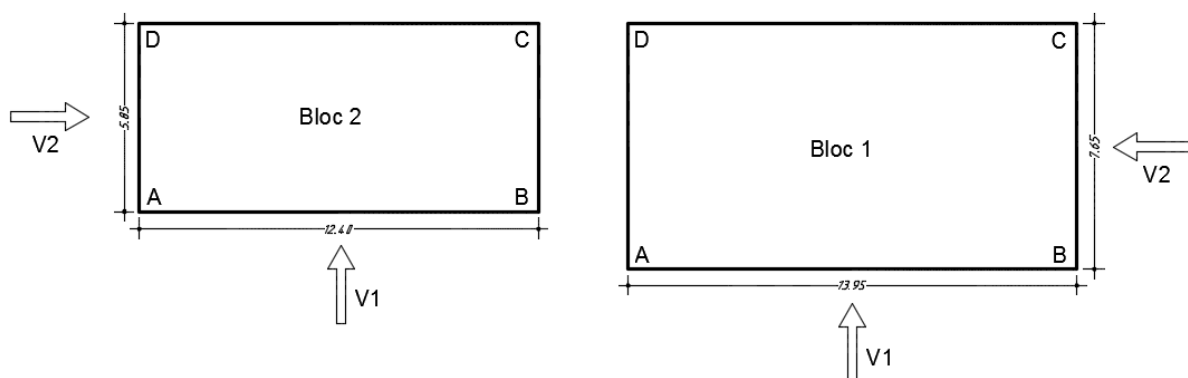


Figure III.9 : Directions du vent.

L'organigramme suivant représente le travail à effectuer afin de déterminer les pressions dues au vent :

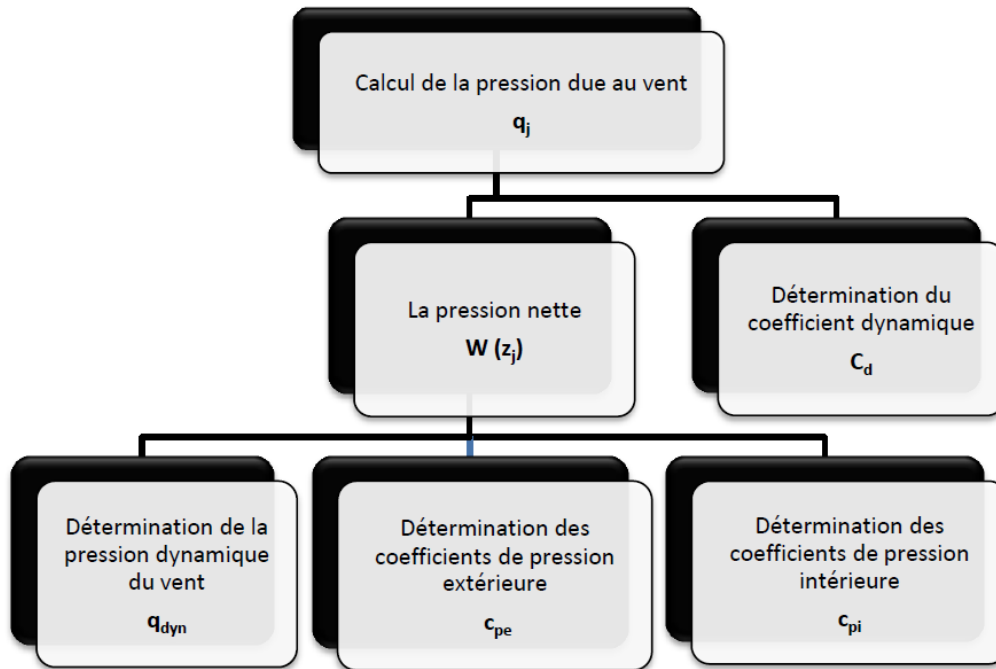


Figure III.10 : Organigramme de détermination des pressions dues au vent.

1. Détermination de la pression du vent :

$$q_j = C_d \times W(z_j) \quad [N/m^2]$$

- $C_d$  est le coefficient dynamique de la construction.
- $W$  (en  $N/m^2$ ) est la pression nette (appelée aussi pression) exercée sur l'élément de surface  $j$ , calculée à la hauteur  $z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ .

➤ Valeur du coefficient dynamique  $C_d$  :

$C_d$  est donné en fonction des dimensions :

- $b$  (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- $h$  (en m) qui désigne la hauteur totale de la construction.

Bloc	Direction du vent	Dimensions H et b (m)	Valeur de $C_d$
Bloc 1	V1	H=18.60 b=13.95	0.96
	V2	H=18.60 b=7.65	0.99
Bloc 2	V1	H=13.10 b=12.40	0.95
	V2	H=13.10 b=5.85	0.98

Tableau III.8 : valeurs de coefficient dynamique  $C_d$

➤ Détermination du  $W(z_j)$  :

$$W(z_j) = q_{\text{dyn}}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [\text{N/m}^2].$$

- $q_{\text{dyn}}(z_j)$  est la pression dynamique du vent calculée à la hauteur  $z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ .
- $C_{pe}$  est le coefficient de pression intérieure.
- $C_{pi}$  est le coefficient de pression extérieure.

**a. Détermination de la pression dynamique  $q_{\text{dyn}}$ :**

La pression dynamique  $q_{\text{dyn}}(z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée par :

$$q_{\text{dyn}}(z_j) = q_{\text{réf}} \times C_e \quad [\text{N/m}^2]$$

$q_{\text{réf}} = 37,5 \text{ daN/m}$

$C_e$ : coefficient d'exposition au vent.

• **Détermination du coefficient d'exposition  $C_e$  (Z):**

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques ( $C_d < 1.2$ ) le coefficient d'exposition est donné par la formule ci-dessous :

$$C_e(z) = C_r(z)^2 \times C_t(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_r(z) \times C_t(z)}\right]$$

$C_t(z)$ : le coefficient de topographie

$C_r(z)$  : le coefficient de rugosité

$K_T$ : facteur de terrain

• **Coefficient de rugosité :**

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r(Z) = K_T * \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z_{\text{min}} \leq Z \leq 200 \text{ m.}$$

$$C_r(Z) = K_T * \ln\left(\frac{Z_{\text{min}}}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z < Z_{\text{min}}.$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Niveau	H d'étage (m)	Z (m)	$C_r$	$C_t$	$C_e$	$q_{\text{dyn}}(\text{daN/m}^2)$
RDC	4.91	2.46	0.722	1	1.633	61.24
1 <sup>er</sup> étage	4.85	7.30	0.722	1	1.633	61.24
2 <sup>eme</sup> étage	4.88	12.20	0.818	1	1.928	72.30
3 <sup>eme</sup> étage	3.96	16.62	0.883	1	2.139	80.21

Tableau III.9 : calcul de la pression dynamique pour le bloc 1.

Niveau	H d'étage (m)	Z (m)	$C_r$	$C_t$	$C_e$	$q_{\text{dyn}}(\text{daN/m}^2)$
RDC	3.20	1.60	0.722	1	1.633	61.24
1 <sup>er</sup> étage	4.00	5.20	0.722	1	1.633	61.24
2 <sup>eme</sup> étage	5.90	9.08	0.750	1	1.717	64.38

Tableau III.10 : calcul de la pression dynamique pour le bloc 2.

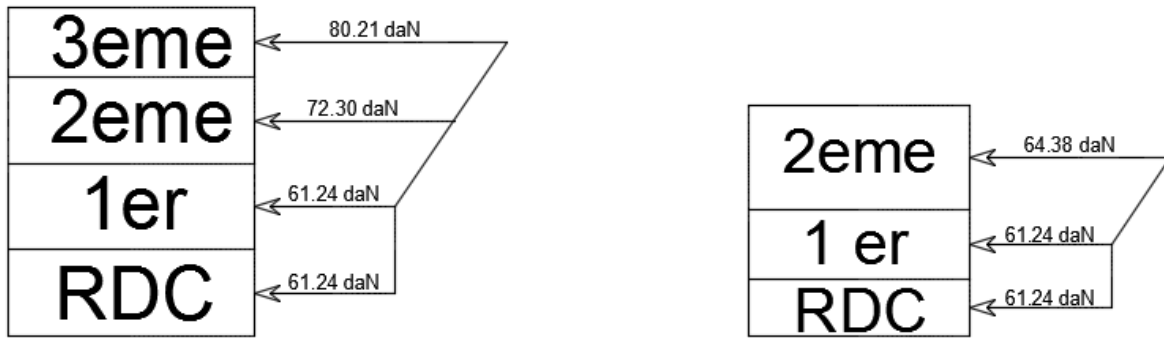


Figure III.11 : Répartition de  $q_{dyn}$ (Bloc1) Figure III.11 : Répartition de  $q_{dyn}$ (Bloc2)

2. Calcul des coefficients de pressions :

**a. Bloc 1 :**

Direction du vent V1 :

**1. Calcul des coefficients de pressions extérieures :**

➤ **Pour les parois verticales :**

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

Dans notre cas :  $S \geq 10 \text{ m}^2$  Alors  $C_{pe} = C_{pe,10}$  La direction du vent V1 :

$$e = \min [b ; 2h]$$

$$b = 13,95 \text{ m}$$

$$d = 7,65 \text{ m}$$

$$h = 18,60 \text{ m}$$

alors :

$$e = \min [13,95 ; 37,2]$$

$$e = 13,95 \text{ m}$$

$d < e$  alors la paroi est divisée en A', B', D, E qui sont données par la figure suivants:

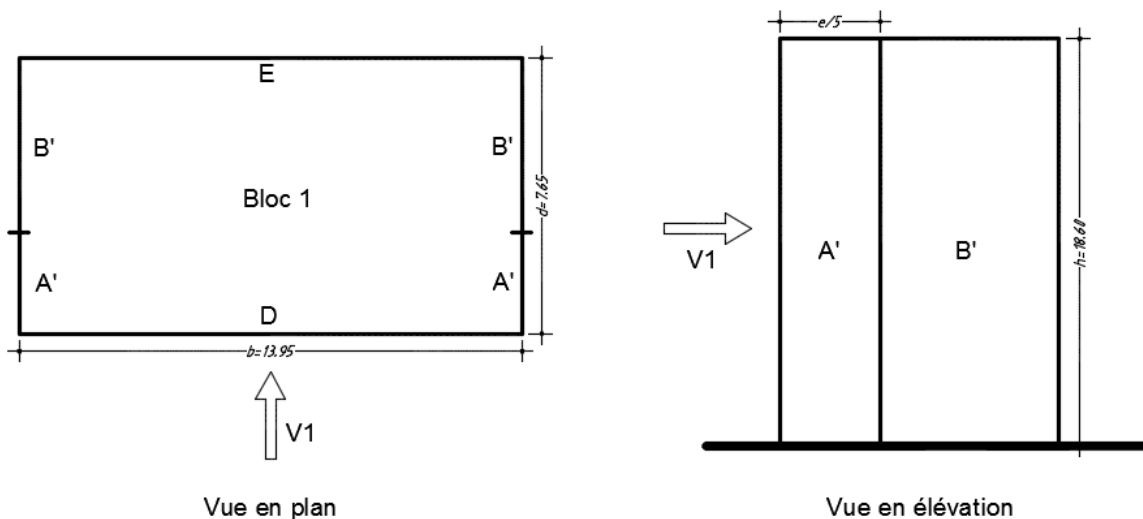


Figure III.12 : Une paroi verticale Direction V1 (Bloc 1)

	A'	B'	D	E
S(m <sup>2</sup> )	51.89	90.39	259.47	259.47
C <sub>pe</sub>	-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

Tableau III.11 : Valeur de C<sub>pe</sub> pour les parois verticales.

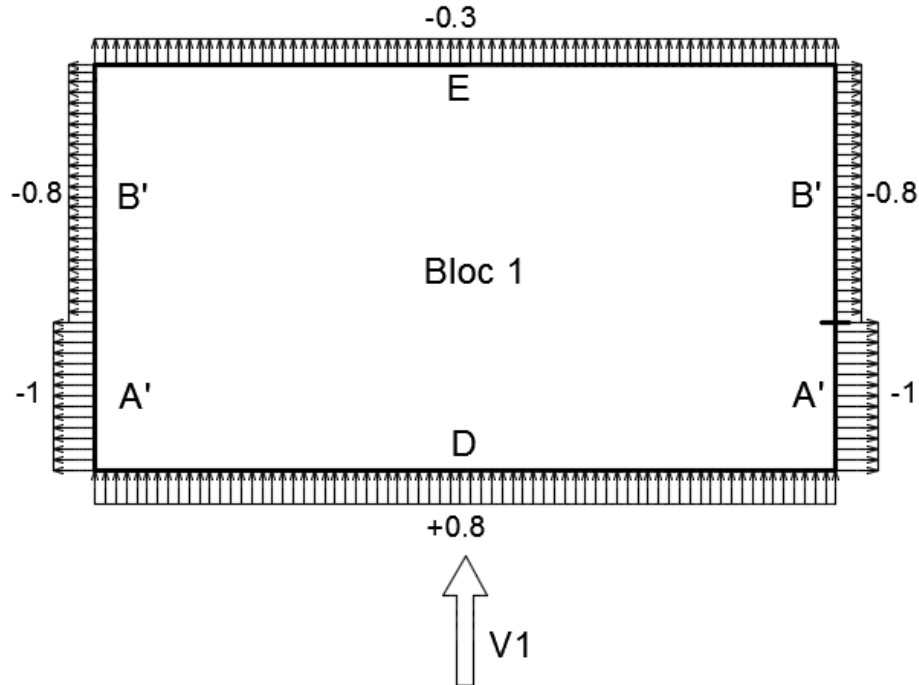


Figure III.13 : Valeurs de C<sub>pe</sub> pour les parois verticales.

➤ **Pour la toiture :**

Les toitures plates, celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°.

Les différentes zones de pression F, G, H, I sont représentées sur la figure ci-dessous.

$e = \min[b ; 2h] = 13,95 \text{ m}$

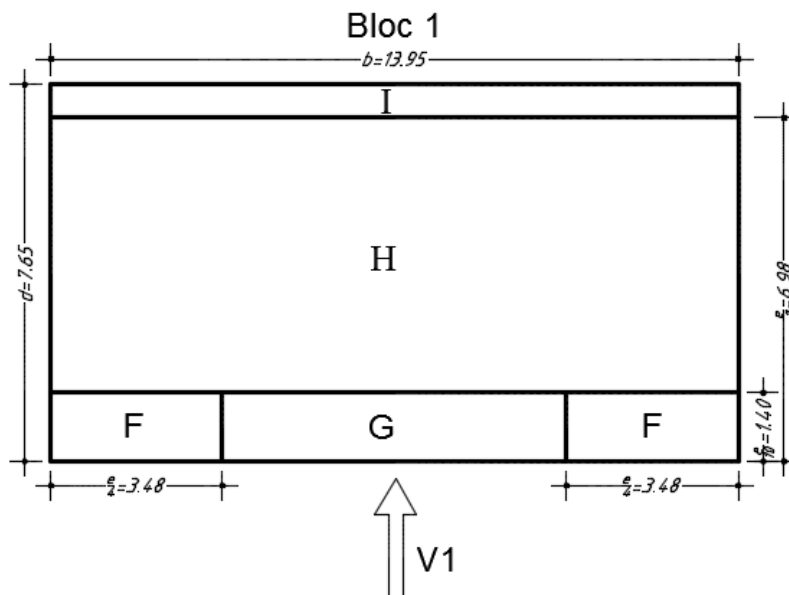


Figure III.14 : Légende pour les toitures plate.



	F	G	H	I
S (m <sup>2</sup> )	4.87	9.78	97.37	9.34
C <sub>pe</sub>	-2.00	-0.40	-0.70	±0.20

Tableau III.12 : Valeur de C<sub>pe</sub> pour la toiture.

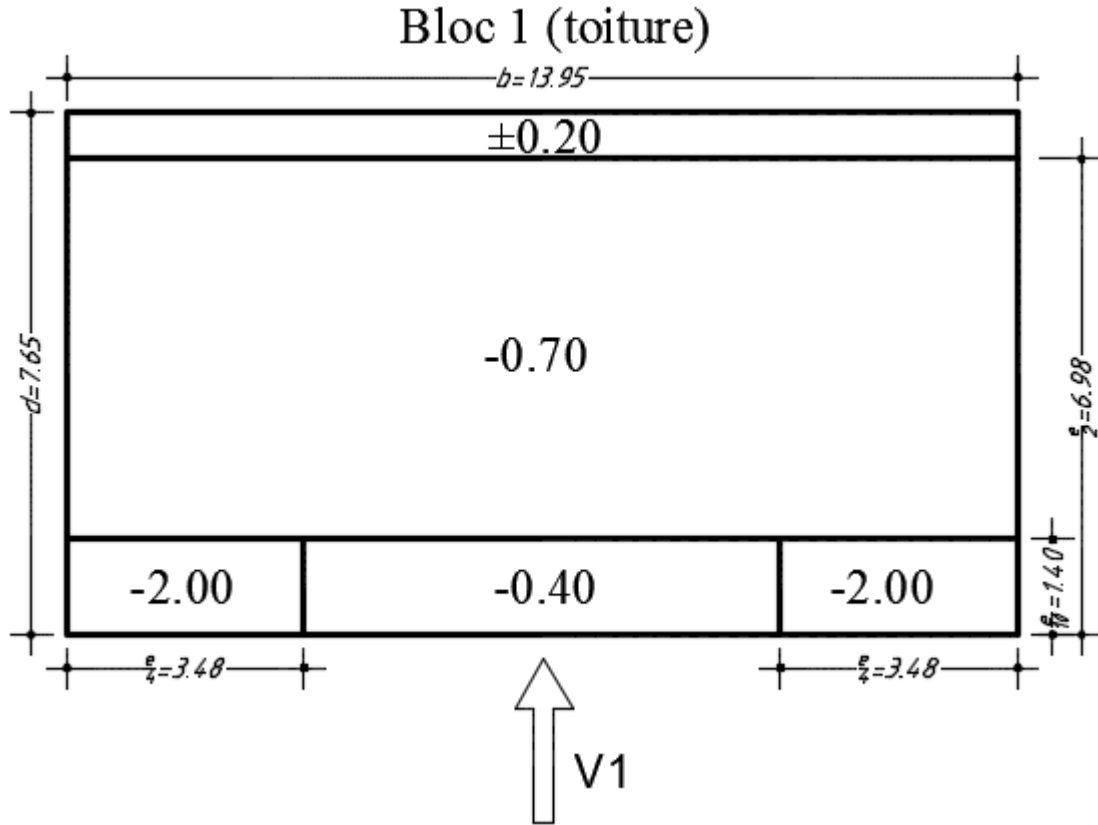


Figure III.15 : Valeur de C<sub>pe</sub> pour la toiture.

**2. Calcul des coefficients de pressions internes :**

Dans le cas des bâtis avec cloisons intérieures les coefficients de pressions internes sont :

- C<sub>pi1</sub> = +0.8
- C<sub>pi2</sub> = -0.5

**3. Détermination de la pression due au vent :**

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Niveau	Zone	C <sub>d</sub>	q <sub>dyn</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi1</sub>	C <sub>pi2</sub>	q <sub>j1</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	q <sub>j2</sub> (daN/m <sup>2</sup> )
RDC	A'	0.96	61.24	-1	0.8	-0.5	-105.82	-29.39
RDC	B'	0.96	61.24	-0.8	0.8	-0.5	-94.06	-23.51
RDC	D	0.96	61.24	0.5	0.8	-0.5	-17.63	59.79
RDC	E	0.96	61.24	-0.3	0.8	-0.5	-64.66	11.75

Tableau III.13 : Valeurs de q<sub>j</sub> du niveau RDC (Bloc 1 V1).

Niveau	Zone	C <sub>d</sub>	q <sub>dyn</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi1</sub>	C <sub>pi2</sub>	q <sub>j1</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	q <sub>j2</sub> (daN/m <sup>2</sup> )
1 <sup>er</sup> étage	A'	0.96	61.24	-1	0.8	-0.5	-105.82	-29.39
1 <sup>er</sup> étage	B'	0.96	61.24	-0.8	0.8	-0.5	-94.06	-23.51
1 <sup>er</sup> étage	D	0.96	61.24	0.5	0.8	-0.5	-17.63	59.79
1 <sup>er</sup> étage	E	0.96	61.24	-0.3	0.8	-0.5	-64.66	11.75

Tableau III.14 : Valeurs de q<sub>j</sub> du niveau 1<sup>er</sup> étage (Bloc 1 V1).

Niveau	Zone	C <sub>d</sub>	q <sub>dyn</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi1</sub>	C <sub>pi2</sub>	q <sub>j1</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	q <sub>j2</sub> (daN/m <sup>2</sup> )
2 <sup>eme</sup> étage	A'	0.96	72.30	-1	0.8	-0.5	-124.93	-34.70
2 <sup>eme</sup> étage	B'	0.96	72.30	-0.8	0.8	-0.5	-111.05	-20.82
2 <sup>eme</sup> étage	D	0.96	72.30	0.5	0.8	-0.5	-20.82	69.40
2 <sup>eme</sup> étage	E	0.96	72.30	-0.3	0.8	-0.5	-76.34	13.88

Tableau III.15 : Valeurs de q<sub>j</sub> du niveau 2<sup>eme</sup> étage (Bloc 1 V1).

Niveau	Zone	C <sub>d</sub>	q <sub>dyn</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi1</sub>	C <sub>pi2</sub>	q <sub>j1</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	q <sub>j2</sub> (daN/m <sup>2</sup> )
3 <sup>eme</sup> étage	A'	0.96	80.21	-1	0.8	-0.5	-138.60	-38.50
3 <sup>eme</sup> étage	B'	0.96	80.21	-0.8	0.8	-0.5	-123.20	-23.10
3 <sup>eme</sup> étage	D	0.96	80.21	0.5	0.8	-0.5	-23.10	77.00
3 <sup>eme</sup> étage	E	0.96	80.21	-0.3	0.8	-0.5	-84.70	15.40

Tableau III.16 : Valeurs de q<sub>j</sub> du niveau 3<sup>eme</sup> étage (Bloc 1 V1).

Niveau	Zone	C <sub>d</sub>	q <sub>dyn</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi1</sub>	C <sub>pi2</sub>	q <sub>j1</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	q <sub>j2</sub> (daN/m <sup>2</sup> )
Toiture	F	0.96	80.21	-2.0	0.8	-0.5	-215.60	-115.50
Toiture	G	0.96	80.21	-0.4	0.8	-0.5	-92.40	7.70
Toiture	H	0.96	80.21	-0.7	0.8	-0.5	-115.50	-15.40
Toiture	I	0.96	80.21	±0.2	0.8	-0.5	-77.00	53.90

Tableau III.17 : Valeurs de q<sub>j</sub> de la toiture (Bloc 1 V1).

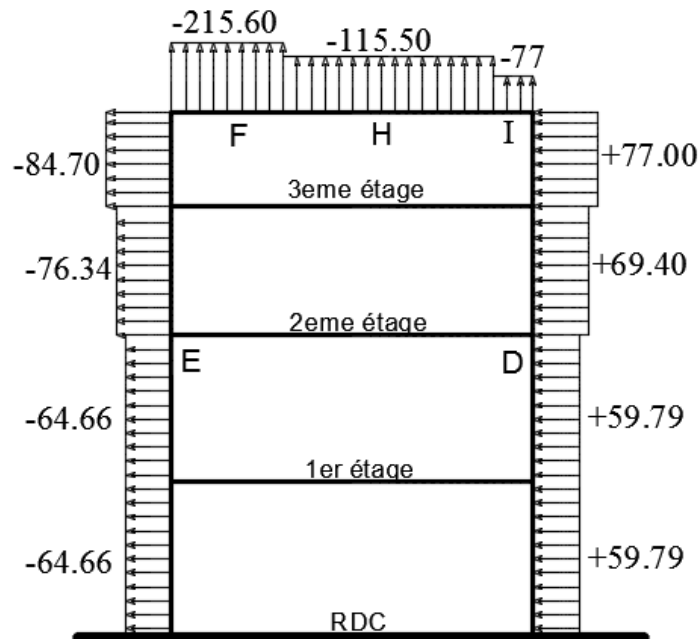


Figure III.16 : pression du vent sur les zones D,E,F,H,I. (Bloc1 V1)

Zone	Niveau	S <sub>j</sub> (m <sup>2</sup> )	q <sub>i</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	F <sub>w</sub> (daN)	F <sub>u</sub> (daN)
D	RDC	68.49	+59.79	+4095.02	0
	1 <sup>er</sup> étage	67.65	+59.79	+4044.80	0
	2 <sup>ème</sup> étage	68.07	+69.40	+4724.06	0
	3 <sup>ème</sup> étage	55.24	+77.00	+4253.48	0
E	RDC	68.49	-64.66	-4428.56	0
	1 <sup>er</sup> étage	67.65	-64.66	-4371.25	0
	2 <sup>ème</sup> étage	68.07	-76.34	-5196.50	0
	3 <sup>ème</sup> étage	55.24	-84.70	-4678.80	0
F	Toiture	9.74	-215.60	0	-2100.00
G		9.78	-92.40	0	-903.70
H		97.37	-115.50	0	-11246.24
I		9.34	-77.00	0	-719.18

Tableau III.18 : calcul des forces résultantes horizontales et verticales.

Niveau	Σ F <sub>w</sub> (daN)	Σ F <sub>u</sub> (daN)
RDC	-333.54	0
1 <sup>er</sup> étage	-326.45	0
2 <sup>ème</sup> étage	-472.44	0
3 <sup>ème</sup> étage	-425.32	0
Toiture	0	14969.12

Tableau III.19 : valeurs de V1 (Bloc 1).

**Direction du vent V2 :****1. Calcul des coefficients de pressions extérieures :**➤ **Pour les parois verticales :**

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} S_i \quad S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si} \quad 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} S_i \quad S \geq 10 \text{ m}^2$$

$$e = \min [b ; 2h]$$

$$b = 7,65 \text{ m}$$

$$d = 13,95 \text{ m}$$

$$h = 18,60 \text{ m}$$

alors :

$$e = \min [7,65 ; 37,2]$$

$$e = 7,65 \text{ m}$$

$d > e$  alors la paroi est divisée en A, B, C, D, E qui sont données par la figure ci-après:

Dans ce cas nous avons  $S \geq 10 \text{ m}^2$  donc :  $C_{pe} = C_{pe10}$

Zone	A	B	C	D	E
S (m <sup>2</sup> )	28.46	113.83	117.18	142.29	142.29
C <sub>pe</sub>	-1.00	-0.80	-0.50	+0.80	-0.30

Tableau III.20 : Valeurs de C<sub>pe</sub> pour les parois verticales

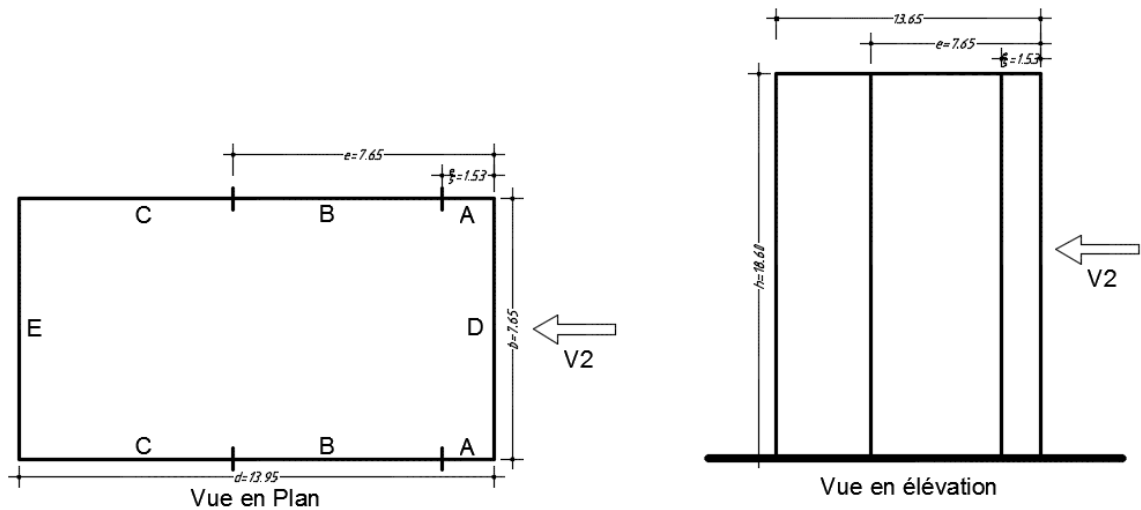


Figure III.17 : Une paroi verticale Direction V2 (Bloc 1)

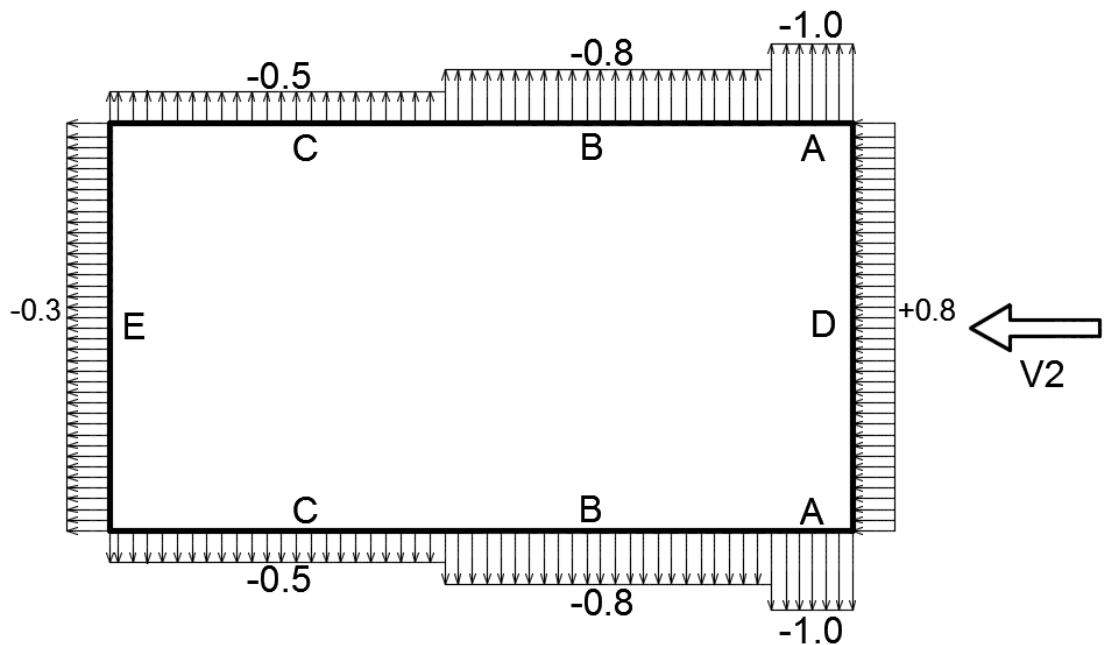


Figure III.18 : Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales.

➤ **Pour la toiture :**

Les toitures plates, celles dont la pente est inférieure ou égale à  $4^\circ$ .

Les différentes zones de pression F, G, H, I sont représentées sur la figure ci-dessous.

$$e = \min[b ; 2h] = 7.65 \text{ m}$$

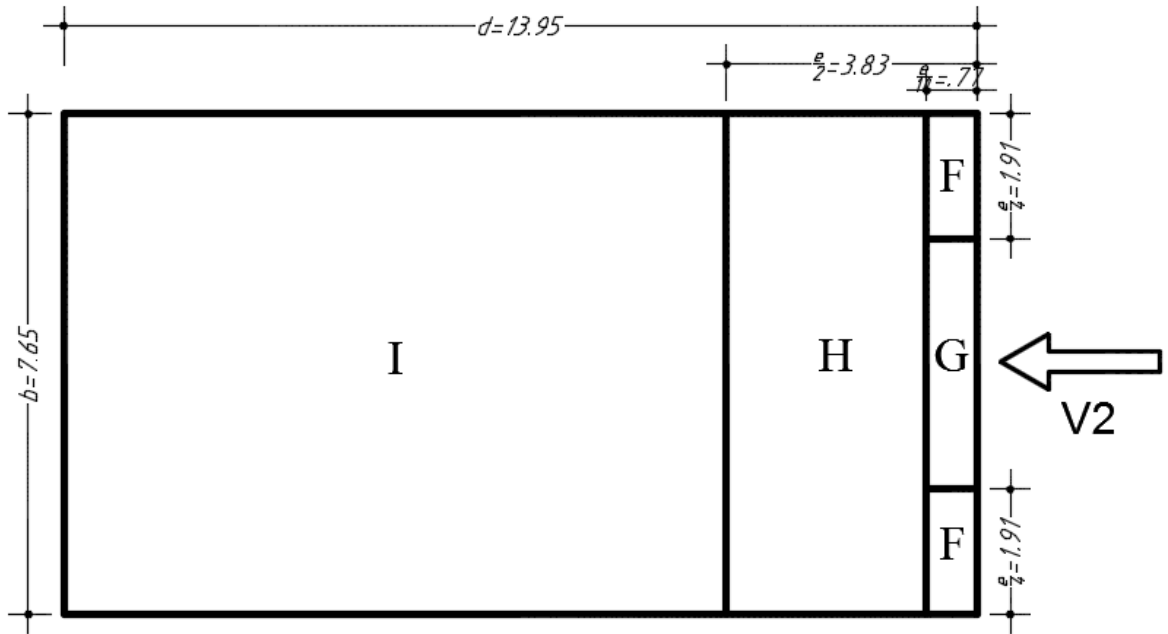


Figure III.19 : Légende pour les toitures plates. (Bloc 1 V2)

	F	G	H	I
S (m <sup>2</sup> )	1.47	3.83	23.41	77.42
C <sub>pe</sub>	-2.38	-1.53	-0.70	±0.20

Tableau III.21 : Valeur de C<sub>pe</sub> pour la toiture (Bloc1 V2).

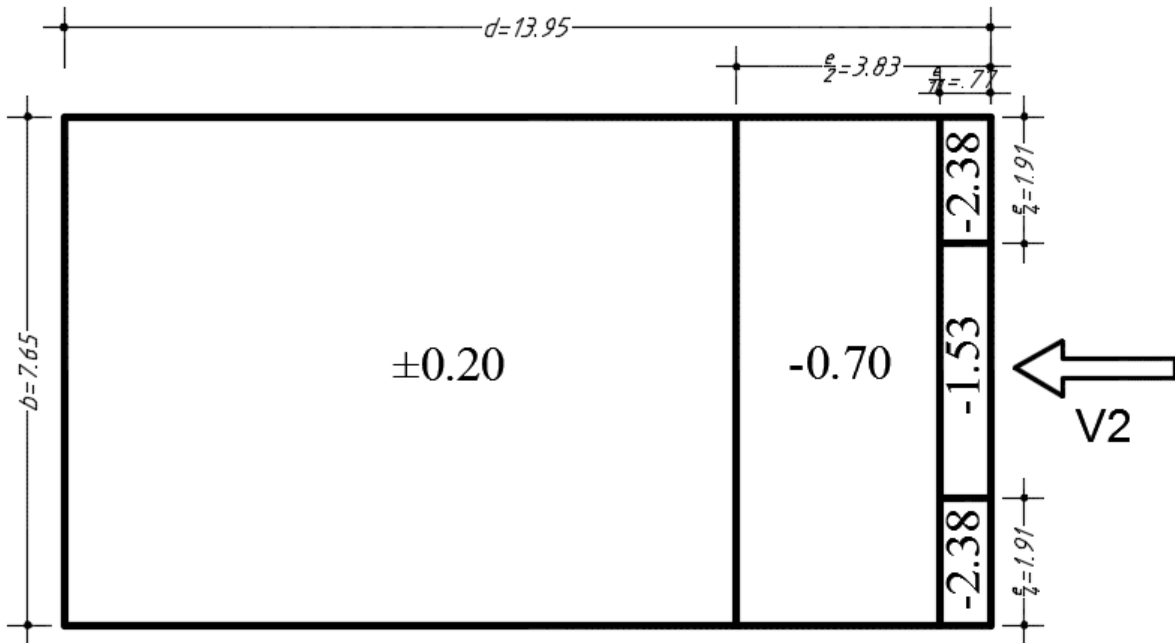


Figure III.20 : Valeurs de C<sub>pe</sub> pour la toiture (Bloc 1 V2)

### 3. Calcul des coefficients de pressions internes :

Dans le cas des bâtis avec cloisons intérieurs les coefficients des pressions internes sont :

- $C_{pi1} = +0.8$
- $C_{pi2} = -0.5$

### 4. Détermination de la pression due au vent :

$$q_j = C_d \times q_{\text{dyn}}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Niveau	Zone	$C_d$	$q_{\text{dyn}}(\text{daN/m}^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}(\text{daN/m}^2)$	$q_{j2}(\text{daN/m}^2)$
RDC	A	0.99	61.24	-1	0.8	-0.5	-109.13	-30.31
RDC	B	0.99	61.24	-0.8	0.8	-0.5	-97.00	-18.19
RDC	C	0.99	61.24	-0.5	0.8	-0.5	-78.82	0
RDC	D	0.99	61.24	+0.8	0.8	-0.5	0	78.82
RDC	E	0.99	61.24	-0.3	0.8	-0.5	-66.70	12.12

Tableau III.22 : Valeurs de  $q_j$  du niveau RDC (Bloc 1 V1).

Niveau	Zone	$C_d$	$q_{\text{dyn}}(\text{daN/m}^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}(\text{daN/m}^2)$	$q_{j2}(\text{daN/m}^2)$
1 <sup>er</sup> étage	A	0.99	61.24	-1	0.8	-0.5	-109.13	-30.31
1 <sup>er</sup> étage	B	0.99	61.24	-0.8	0.8	-0.5	-97.00	-18.19
1 <sup>er</sup> étage	C	0.99	61.24	-0.5	0.8	-0.5	-78.82	0
1 <sup>er</sup> étage	D	0.99	61.24	+0.8	0.8	-0.5	0	78.82
1 <sup>er</sup> étage	E	0.99	61.24	-0.3	0.8	-0.5	-66.70	12.12

Tableau III.23 : Valeurs de  $q_j$  du 1<sup>er</sup> étage (Bloc 1 V1).

Niveau	Zone	$C_d$	$q_{\text{dyn}}(\text{daN/m}^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}(\text{daN/m}^2)$	$q_{j2}(\text{daN/m}^2)$
2 <sup>ème</sup> étage	A	0.99	72.30	-1	0.8	-0.5	-128.84	-35.78
2 <sup>ème</sup> étage	B	0.99	72.30	-0.8	0.8	-0.5	-114.52	-21.47
2 <sup>ème</sup> étage	C	0.99	72.30	-0.5	0.8	-0.5	-93.05	0
2 <sup>ème</sup> étage	D	0.99	72.30	+0.8	0.8	-0.5	0	93.05
2 <sup>ème</sup> étage	E	0.99	72.30	-0.3	0.8	-0.5	-78.73	14.32

Tableau III.24 : Valeurs de  $q_j$  du 2<sup>ème</sup> étage (Bloc 1 V1).

Niveau	Zone	$C_d$	$q_{\text{dyn}}(\text{daN/m}^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}(\text{daN/m}^2)$	$q_{j2}(\text{daN/m}^2)$
2 <sup>ème</sup> étage	A	0.99	80.21	-1	0.8	-0.5	-142.93	-39.70
2 <sup>ème</sup> étage	B	0.99	80.21	-0.8	0.8	-0.5	-127.05	-23.82
2 <sup>ème</sup> étage	C	0.99	80.21	-0.5	0.8	-0.5	-103.23	0
2 <sup>ème</sup> étage	D	0.99	80.21	+0.8	0.8	-0.5	0	103.23
2 <sup>ème</sup> étage	E	0.99	80.21	-0.3	0.8	-0.5	-87.35	15.88

Tableau III.25 : Valeurs de  $q_j$  du 3<sup>ème</sup> étage (Bloc 1 V1).

Niveau	Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_{j2}$ (daN/m <sup>2</sup> )
Toiture	F	0.99	80.21	-2.38	0.8	-0.5	-252.52	-149.28
Toiture	G	0.99	80.21	-1.53	0.8	-0.5	-185.02	-81.80
Toiture	H	0.99	80.21	-0.7	0.8	-0.5	-119.11	-15.88
Toiture	I	0.99	80.21	±0.2	0.8	-0.5	-79.40	55.58

Tableau III.26 : Valeurs de  $q_j$  de la toiture (Bloc 1 V1).

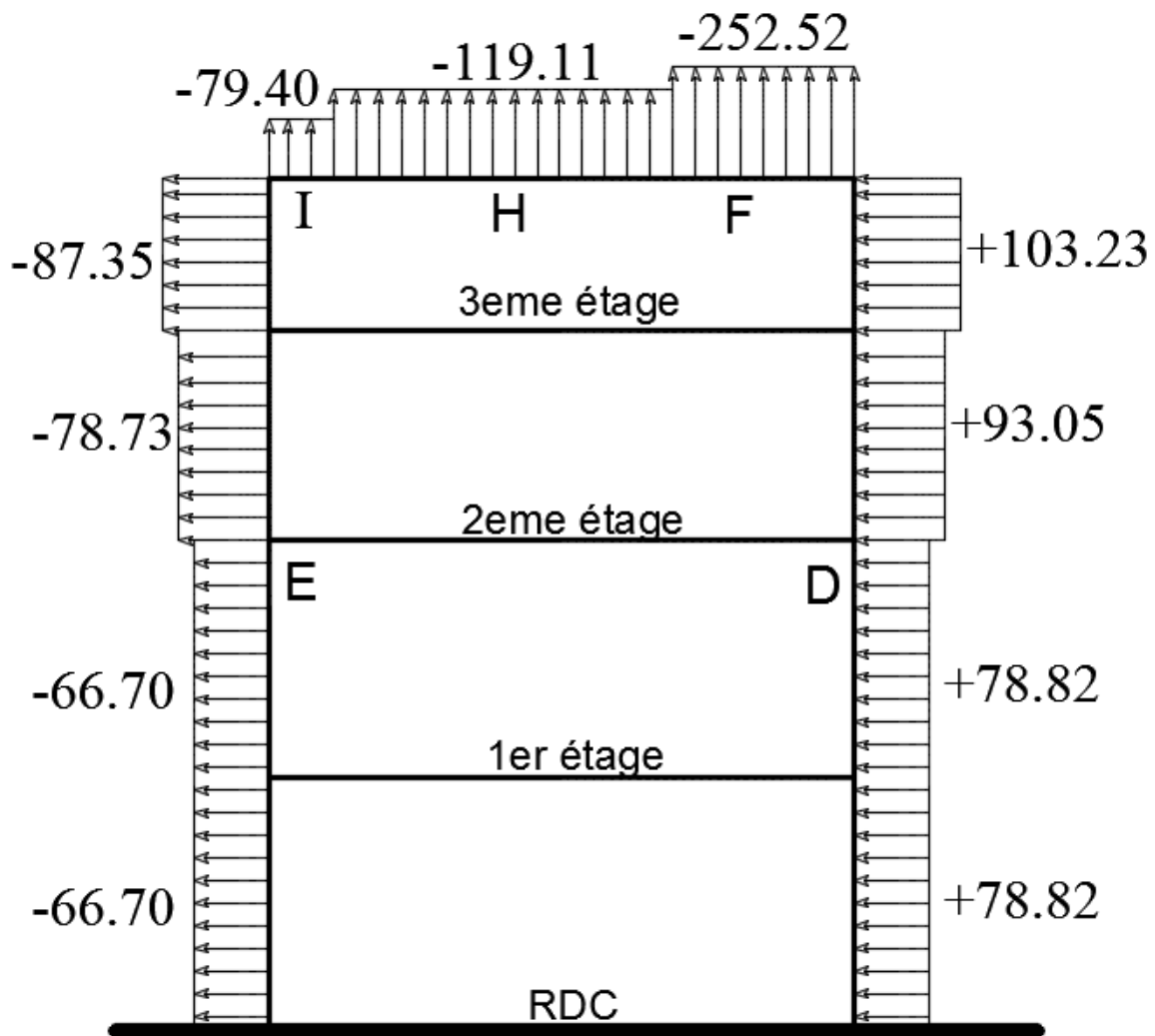


Figure III.21 : Pression du vent V2 sur les zones D,E,F,H,I (Bloc 1)

Zone	Niveau	S <sub>j</sub> (m <sup>2</sup> )	q <sub>i</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	F <sub>w</sub> (daN)	F <sub>u</sub> (daN)
D	RDC	37.56	+78.82	+2960.50	0
	1 <sup>er</sup> étage	37.10	+78.82	+2924.22	0
	2 <sup>ème</sup> étage	37.33	+93.05	+3473.55	0
	3 <sup>ème</sup> étage	30.29	+103.23	+3126.83	0
E	RDC	37.56	-66.70	-2505.25	0
	1 <sup>er</sup> étage	37.10	-66.70	-2474.57	0
	2 <sup>ème</sup> étage	37.33	-78.73	-2938.99	0
	3 <sup>ème</sup> étage	30.29	-87.35	-2645.83	0
F	Toiture	2.94	-252.52	0	-742.40
G		3.83	-185.02	0	-708.62
H		23.41	-119.11	0	-2788.36
I		77.42	-79.40	0	-6147.15

Tableau III.27 : Calcul des forces résultantes horizontales et verticales.

Niveau	Σ F <sub>w</sub> (daN)	Σ F <sub>u</sub> (daN)
RDC	+455.25	0
1 <sup>er</sup> étage	+449.65	0
2 <sup>ème</sup> étage	+534.56	0
3 <sup>ème</sup> étage	+481.00	0
Toiture	0	-10386.53

Tableau III.28 : Valeurs de V2 (Bloc 1).

### 5. La force de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent. Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport  $\frac{d}{b} \geq 3$ , soit le rapport  $\frac{d}{h} \geq 3$  où :

- b (m) est la dimension de la construction perpendiculaire au vent.
- d (m) est la dimension de la construction parallèle au vent.

Pour le bloc :

- Direction du vent V1 :

$$b= 13.95\text{m}, d=7.65\text{m et } h= 18.60\text{m} \rightarrow \frac{d}{b} = 0.54 < 3 \quad \text{et} \quad \frac{d}{h} = 0.41 < 3$$

- Direction du vent V2 :

$$b= 7.65, d=13.95\text{m et } h= 18.60\text{m} \rightarrow \frac{d}{b} = 1.82 < 3 \quad \text{et} \quad \frac{d}{h} = 0.75 < 3$$

C'est pourquoi le calcul de la force de frottement n'est pas nécessaire pour le bloc 1.



**b. Bloc 2 :**

**Direction du vent V1 :**

**1. Calcul des coefficients de pressions extérieures :**

➤ **Pour les parois verticales :**

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

Dans notre cas :  $S \geq 10 \text{ m}^2$  Alors  $C_{pe} = C_{pe,10}$  La direction du vent V1 :

$$e = \min [b ; 2h]$$

$$b = 12.40 \text{ m}$$

$$d = 5.85 \text{ m}$$

$$h = 13.10 \text{ m}$$

alors :

$$e = \min [12.40 ; 26.20]$$

$$e = 12.40 \text{ m}$$

$d < e$  alors la paroi est divisée en A', B', D, E qui sont données par la figure suivants:

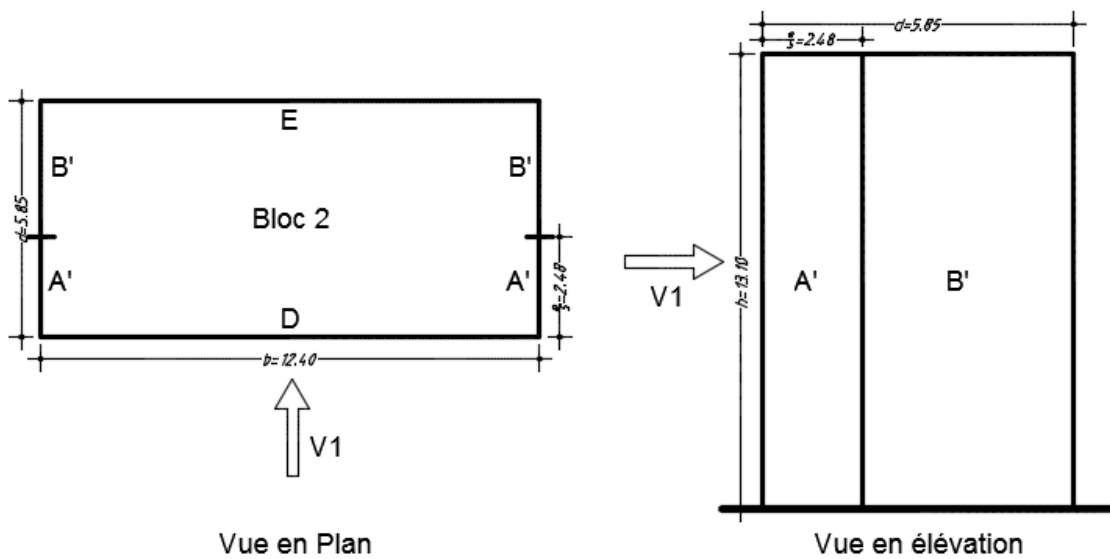


Figure III.22 : Paroi verticale direction V1 Bloc 2.

	A'	B'	D	E
S (m <sup>2</sup> )	32.50	44.15	162.44	162.44
C <sub>pe</sub>	-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

Tableau III.29 : Valeur de C<sub>pe</sub> pour les parois verticales.

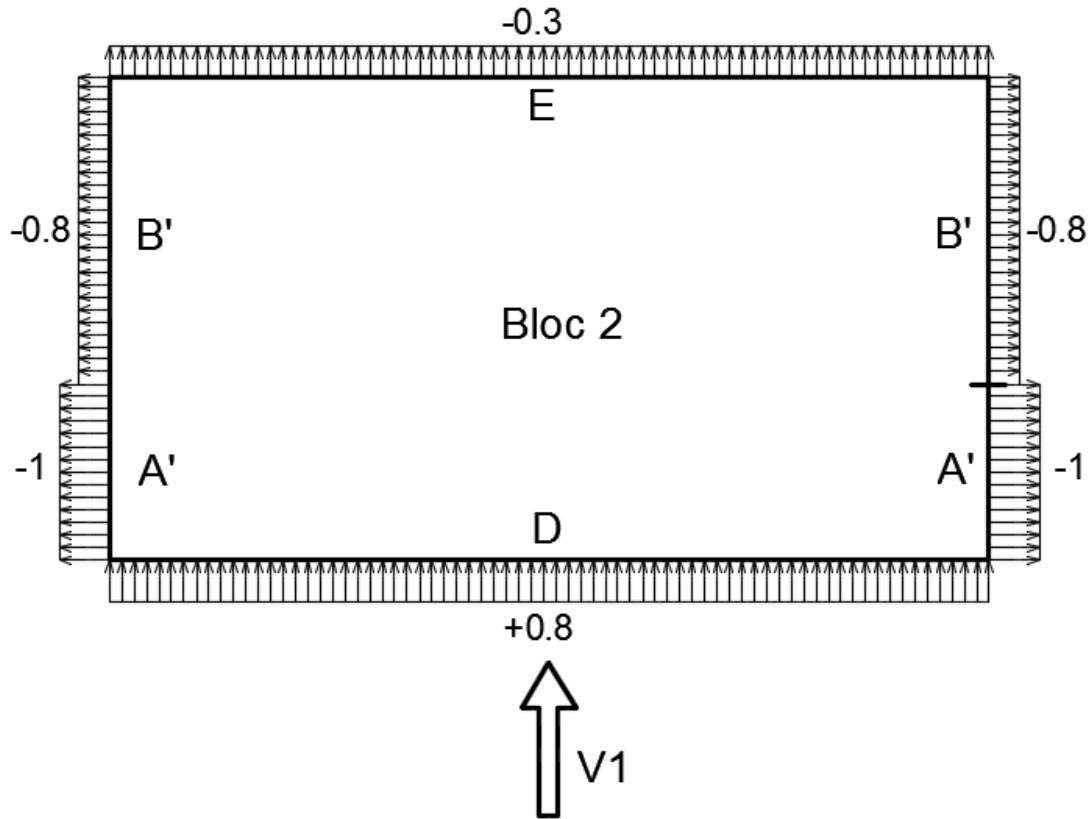


Figure III.23 : Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales (Bloc 2 V1)

➤ **Pour la toiture :**

Les toitures plates, celles dont la pente est inférieure ou égale à  $4^\circ$ .

Les différentes zones de pression F, G, H sont représentées sur la figure ci-dessous.

$e = \min[b ; 2h] = 12.40 \text{ m}$

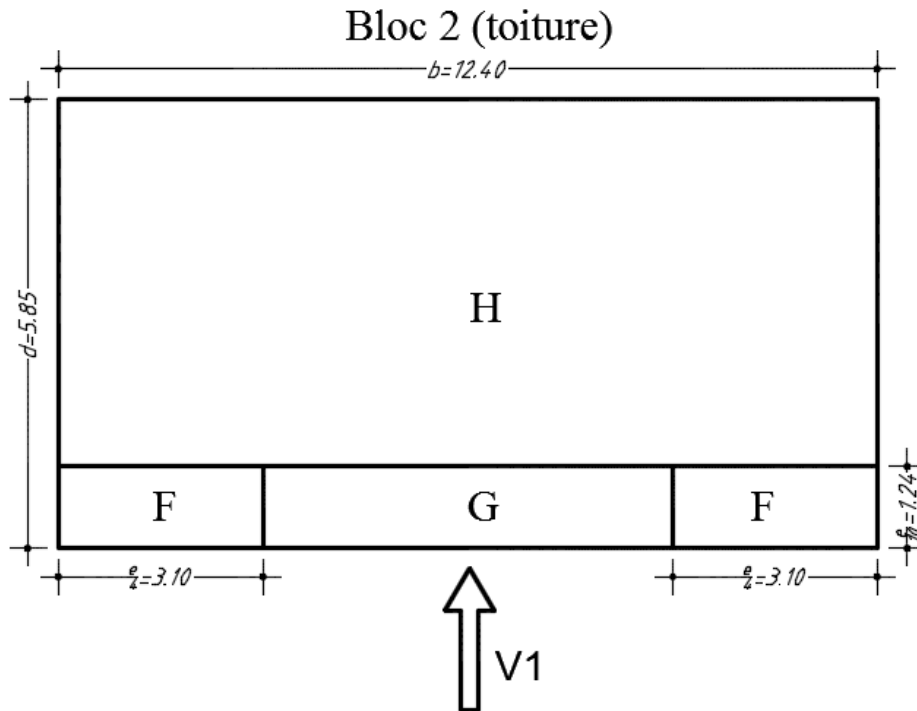


Figure III.24 : Légende pour les toitures plates.

	F	G	H
S (m <sup>2</sup> )	3.844	6.20	57.16
C <sub>pe</sub>	-2.09	-1.36	-0.70

Tableau III.30 : Valeur de C<sub>pe</sub> pour la toiture.

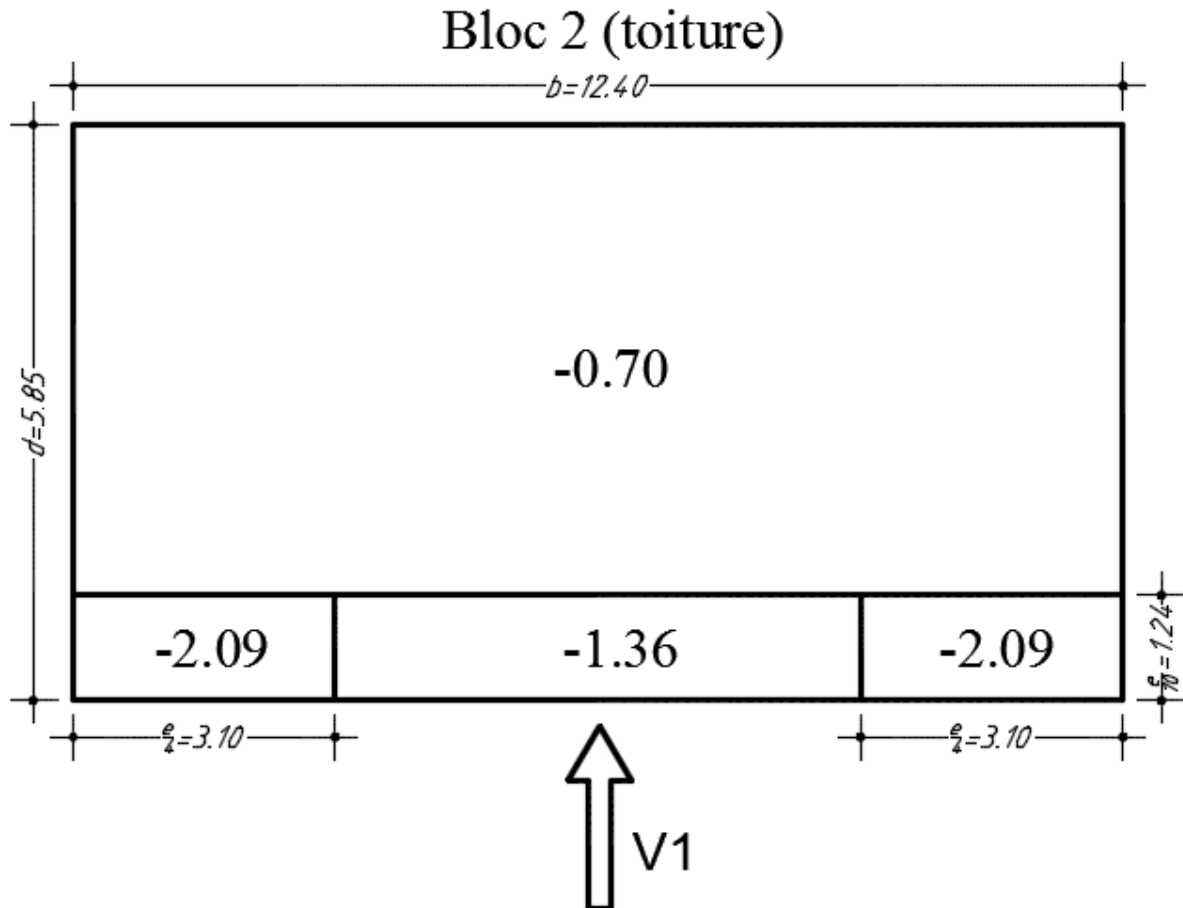


Figure III.25 : Valeur de C<sub>pe</sub> pour la toiture.

**2. Calcul des coefficients de pressions internes :**

Dans le cas des bâtis avec cloisons intérieures les coefficients des pressions internes sont :

- C<sub>pi1</sub> = +0.8
- C<sub>pi2</sub> = - 0.5

**3. Détermination de la pression due au vent :**

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Niveau	Zone	C <sub>d</sub>	q <sub>dyn</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi1</sub>	C <sub>pi2</sub>	q <sub>j1</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	q <sub>j2</sub> (daN/m <sup>2</sup> )
RDC	A'	0.95	61.24	-1	0.8	-0.5	-104.72	-29.09
RDC	B'	0.95	61.24	-0.8	0.8	-0.5	-93.08	-17.45
RDC	D	0.95	61.24	+0.8	0.8	-0.5	0	+75.63
RDC	E	0.95	61.24	-0.3	0.8	-0.5	-64.00	+11.63

Tableau.31 : Valeurs de q<sub>j</sub> du niveau RDC (Bloc 2 V1).

Niveau	Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_{j2}$ (daN/m <sup>2</sup> )
1 <sup>er</sup> étage	A'	0.95	61.24	-1	0.8	-0.5	-104.72	-29.09
1 <sup>er</sup> étage	B'	0.95	61.24	-0.8	0.8	-0.5	-93.08	-17.45
1 <sup>er</sup> étage	D	0.95	61.24	+0.8	0.8	-0.5	0	+75.63
1 <sup>er</sup> étage	E	0.95	61.24	-0.3	0.8	-0.5	-64.00	+11.63

Tableau III.32 : Valeurs de  $q_j$  du 1<sup>er</sup> étage (Bloc 2 V1).

Niveau	Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_{j2}$ (daN/m <sup>2</sup> )
2 <sup>ème</sup> étage	A'	0.95	64.38	-1	0.8	-0.5	-110.09	-30.58
2 <sup>ème</sup> étage	B'	0.95	64.38	-0.8	0.8	-0.5	-97.85	-18.35
2 <sup>ème</sup> étage	D	0.95	64.38	+0.8	0.8	-0.5	0	79.50
2 <sup>ème</sup> étage	E	0.95	64.38	-0.3	0.8	-0.5	-67.27	12.23

Tableau III.33 : Valeurs de  $q_j$  du 2<sup>ème</sup> étage (Bloc 2 V1).

Niveau	Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_{j2}$ (daN/m <sup>2</sup> )
Toiture	F	0.95	64.38	-2.09	0.8	-0.5	-176.75	-97.25
Toiture	G	0.95	64.38	-1.36	0.8	-0.5	-132.10	-52.60
Toiture	H	0.95	64.38	-0.70	0.8	-0.5	-91.75	-122.32

Tableau III.34 : Valeurs de  $q_j$  de la toiture (Bloc 2 V1).

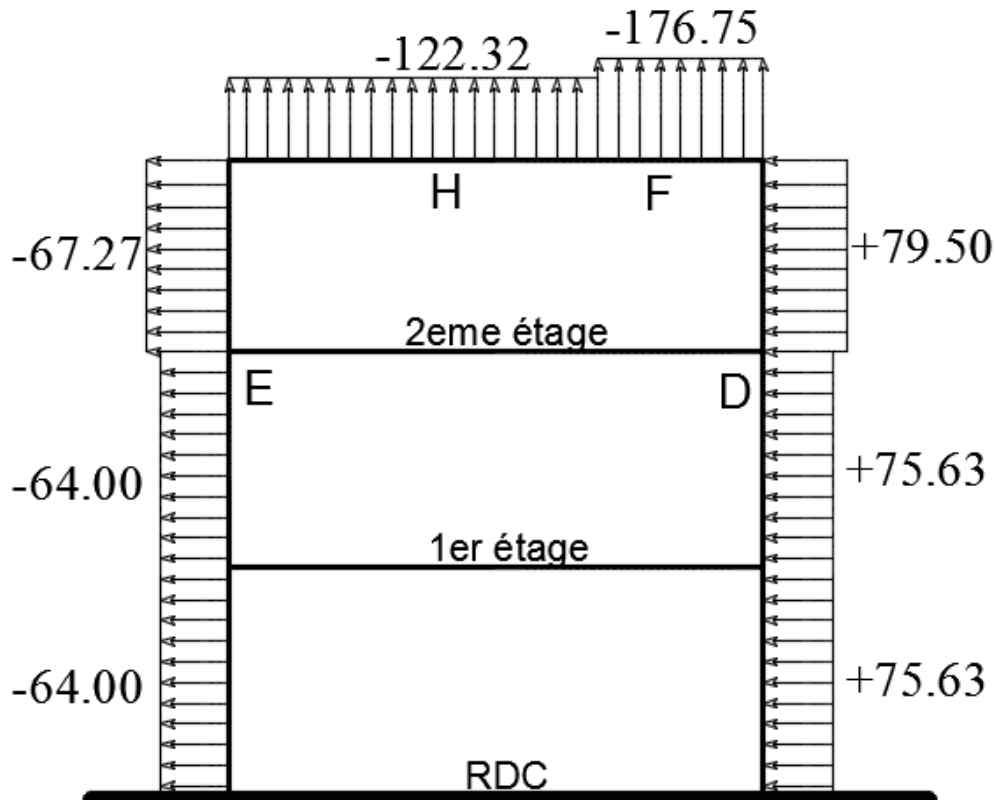


Figure III.26 : Pression du vent V1 sur les zones D,E,F,H (Bloc 2)

Zone	Niveau	Sj (m <sup>2</sup> )	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	Fw (daN)	Fu (daN)
D	RDC	39.68	+75.63	+3001.00	0
	1 <sup>er</sup> étage	49.6	+75.63	+3751.25	0
	2 <sup>ème</sup> étage	73.16	+79.50	+5816.22	0
E	RDC	39.68	-64.00	-2539.52	0
	1 <sup>er</sup> étage	49.6	-64.00	-3174.40	0
	2 <sup>ème</sup> étage	73.16	-67.27	-4921.48	0
F	Toiture	7.69	-176.75	0	-1359.20
G		6.20	-132.10	0	-819.02
H		57.16	-122.32	0	-6991.81

Tableau III.35 : Calcul des forces résultantes horizontales et verticales.

Niveau	Σ Fw (daN)	Σ Fu (daN)
RDC	+461.48	0
1 <sup>er</sup> étage	+576.85	0
2 <sup>ème</sup> étage	+894.74	0
Toiture	0	-9170.03

Tableau III.36 : Valeurs de V1 (Bloc 2).

**Direction du vent V2 :**

**1. Calcul des coefficients de pressions extérieures :**

➤ **Pour les parois verticales :**

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

Dans notre cas :  $S \geq 10 \text{ m}^2$  Alors  $C_{pe} = C_{pe,10}$  La direction du vent V2 :

$$e = \min [b ; 2h]$$

$$b = 5.85 \text{ m}$$

$$d = 12.40 \text{ m}$$

$$h = 13.10 \text{ m}$$

alors :

$$e = \min [5.85 ; 26.20]$$

$$e = 5.85 \text{ m}$$

$d > e$  alors la paroi est divisée en A, B, C, D, E qui sont données par la figure suivants:

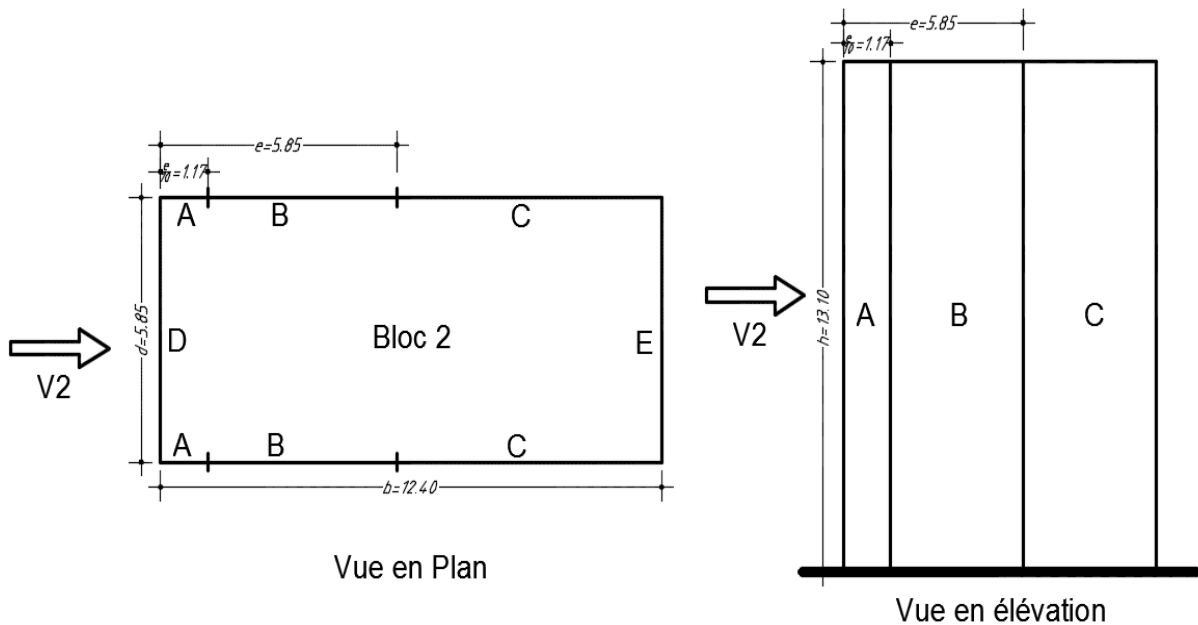


Figure III.27 : Paroi verticale direction V1 Bloc 2.

	A	B	C	D	E
S (m <sup>2</sup> )	15.33	61.31	85.80	76.64	76.64
C <sub>pe</sub>	-1,0	-0,8	-0.5	+0,8	-0,3

Tableau III.37 : Valeur de C<sub>pe</sub> pour les parois verticales.

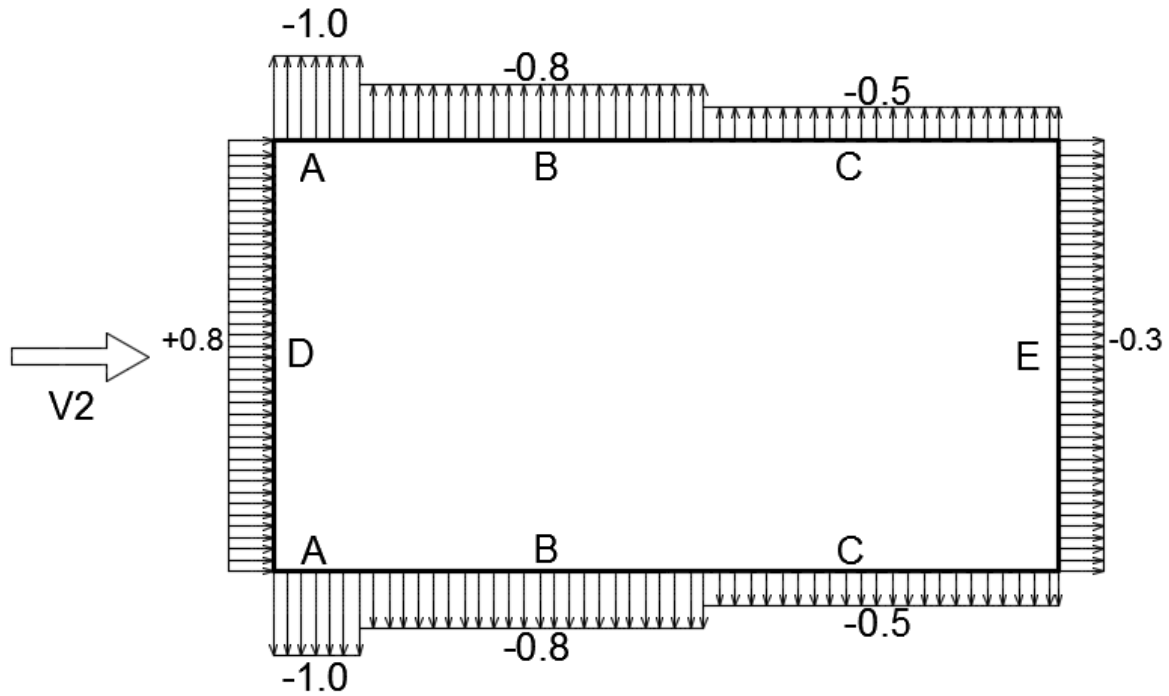


Figure III.28 : Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticale (Bloc 2 V2)

➤ **Pour la toiture :**

Les toitures plates, celles dont la pente est inférieure ou égale à  $4^\circ$ .

Les différentes zones de pression F, G, H, I sont représentées sur la figure ci-dessous.

$e = \min[b ; 2h] = 5.85 \text{ m}$

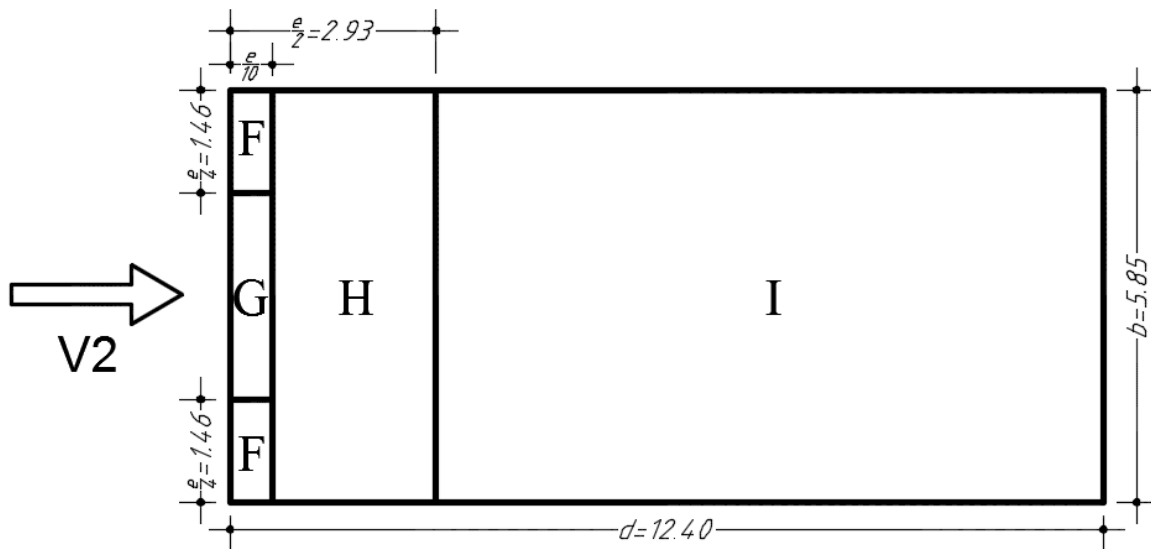


Figure III.29 : Légende pour les toitures plate.

	F	G	H	I
S (m <sup>2</sup> )	0.876	1.758	13.63	55.40
$C_{pe}$	-2.5	-1.80	-0.70	$\pm 0.2$

Tableau III.38 : Valeur de  $C_{pe}$  pour la toiture.

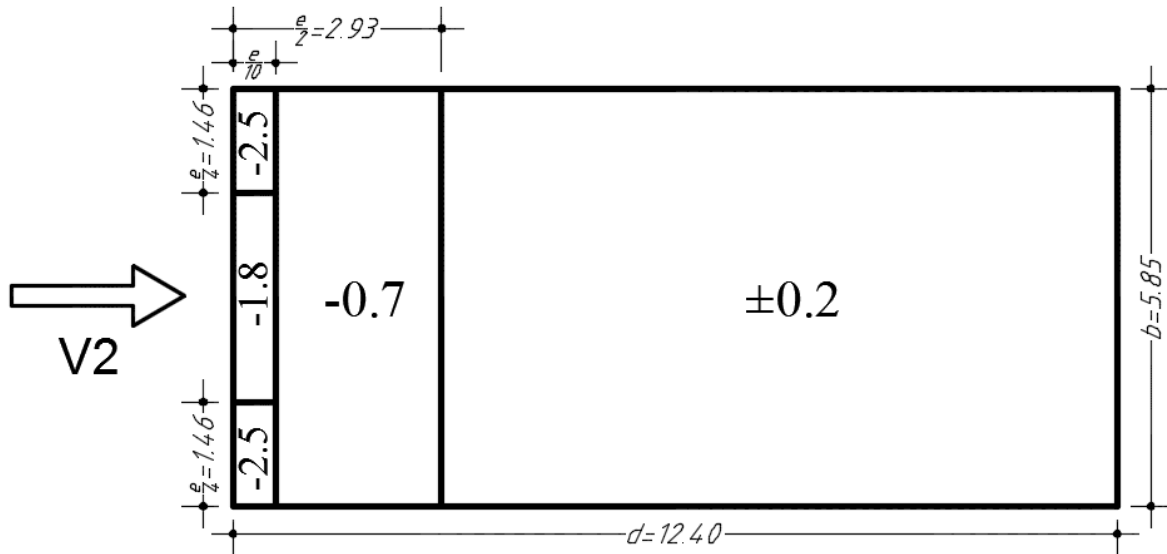


Figure III.30 : Valeur de  $C_{pe}$  pour la toiture.

**2. Calcul des coefficients de pressions internes :**

Dans le cas des bâtis avec cloisons intérieures les coefficients des pressions internes sont :

- $C_{pi1} = +0.8$
- $C_{pi2} = -0.5$

**3. Détermination de la pression due au vent :**

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Niveau	Zone	$C_d$	$q_{dyn}(\text{daN/m}^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}(\text{daN/m}^2)$	$q_{j2}(\text{daN/m}^2)$
RDC	A	0.98	61.24	-1	0.8	-0.5	-108.03	-30.00
RDC	B	0.98	61.24	-0.8	0.8	-0.5	-96.02	-18.00
RDC	C	0.98	61.24	-0.5	0.8	-0.5	-78.02	0
RDC	D	0.98	61.24	+0.8	0.8	-0.5	0	78.02
RDC	E	0.98	61.24	-0.3	0.8	-0.5	-66.02	12.00

Tableau III.39 : Valeurs de  $q_j$  du niveau RDC (Bloc 2 V2).

Niveau	Zone	$C_d$	$q_{dyn}(\text{daN/m}^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}(\text{daN/m}^2)$	$q_{j2}(\text{daN/m}^2)$
1 <sup>er</sup> étage	A	0.98	61.24	-1	0.8	-0.5	-108.03	-30.00
1 <sup>er</sup> étage	B	0.98	61.24	-0.8	0.8	-0.5	-96.02	-18.00
1 <sup>er</sup> étage	C	0.98	61.24	-0.5	0.8	-0.5	-78.02	0
1 <sup>er</sup> étage	D	0.98	61.24	+0.8	0.8	-0.5	0	78.02
1 <sup>er</sup> étage	E	0.98	61.24	-0.3	0.8	-0.5	-66.02	12.00

Tableau III.40 : Valeurs de  $q_j$  du 1<sup>er</sup> étage (Bloc 2 V2).



Niveau	Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_{j2}$ (daN/m <sup>2</sup> )
2 <sup>ème</sup> étage	A	0.98	64.38	-1	0.8	-0.5	-113.56	-31.55
2 <sup>ème</sup> étage	B	0.98	64.38	-0.8	0.8	-0.5	-100.95	-18.93
2 <sup>ème</sup> étage	C	0.98	64.38	-0.5	0.8	-0.5	-82.02	0
2 <sup>ème</sup> étage	D	0.98	64.38	+0.8	0.8	-0.5	0	+82.02
2 <sup>ème</sup> étage	E	0.98	64.38	-0.3	0.8	-0.5	-69.40	+12.62

Tableau III.41 : Valeurs de  $q_j$  du 2<sup>ème</sup> étage (Bloc 2 V2).

Niveau	Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_{j2}$ (daN/m <sup>2</sup> )
Toiture	F	0.98	64.38	-2.5	0.8	-0.5	-208.20	-126.18
Toiture	G	0.98	64.38	-1.80	0.8	-0.5	-164.04	-82.02
Toiture	H	0.98	64.38	-0.70	0.8	-0.5	-94.64	-12.62
Toiture	I	0.98	64.38	±0.2	0.8	-0.5	-63.09	44.16

Tableau III.42 : Valeurs de  $q_j$  de la toiture (Bloc 2 V2).

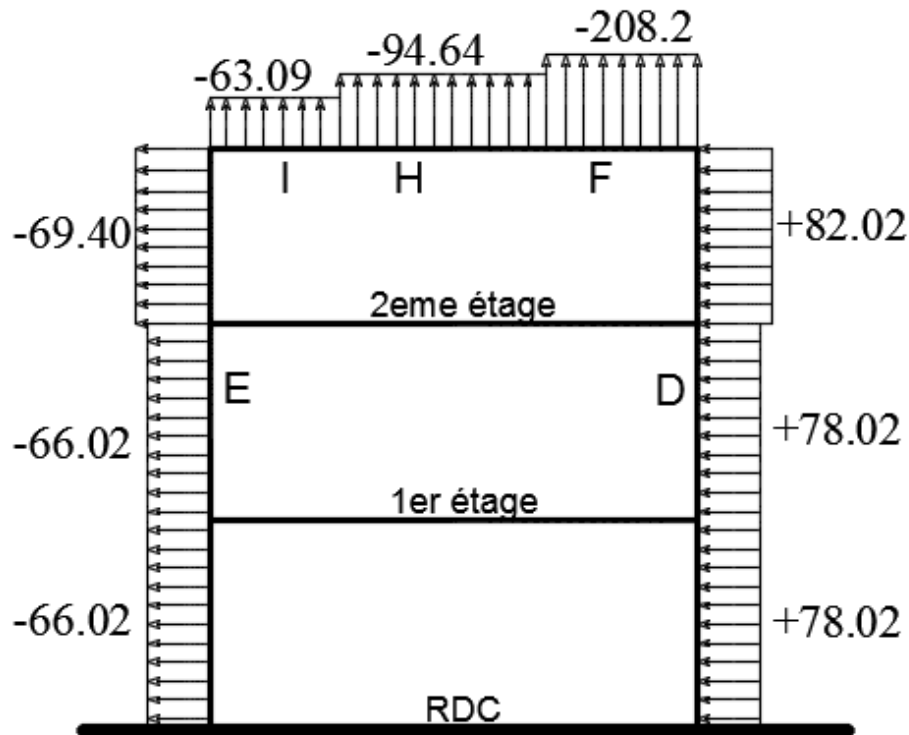


Figure III.31 : Pression du vent V2 sur les zones D, E, F, H, I (Bloc 2)

Zone	Niveau	Sj (m <sup>2</sup> )	q <sub>i</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	Fw (daN)	Fu (daN)
D	RDC	18.72	+78.02	+1460.53	0
	1 <sup>er</sup> étage	23.40	+78.02	+1825.66	0
	2 <sup>ème</sup> étage	34.52	+82.02	+2831.33	0
E	RDC	18.72	-66.02	-1235.89	0
	1 <sup>er</sup> étage	23.40	-66.02	-1544.87	0
	2 <sup>ème</sup> étage	34.52	-69.40	-2395.68	0
F	Toiture	1.752	-208.2	0	-364.76
G		1.758	-164.04	0	-288.38
H		13.63	-94.64	0	-1289.94
I		55.40	-63.09	0	-3495.18

Tableau III.43 : Calcul des forces résultantes horizontales et verticales.

Niveau	Σ Fw (daN)	Σ Fu (daN)
RDC	+244.64	0
1 <sup>er</sup> étage	+280.79	0
2 <sup>ème</sup> étage	+435.65	0
Toiture	0	-5438.26

Tableau III.44 : Valeurs de V2 (Bloc 2).

#### 4. La force de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport  $\frac{d}{b} \geq 3$ , soit le rapport  $\frac{d}{h} \geq 3$  où :

- b (m) est la dimension de la construction perpendiculaire au vent.
- d (m) est la dimension de la construction parallèle au vent.

Pour le bloc :

- Direction du vent V1 :

$$b= 5.85, d=12.40\text{m et } h= 13.10\text{m} \rightarrow \frac{d}{b} = 2.11 < 3 \quad \text{et} \quad \frac{d}{h} = 0.10 < 3$$

- Direction du vent V2 :

$$b= 12.40, d=5.85\text{m et } h= 13.10\text{m} \rightarrow \frac{d}{b} = 0.47 < 3 \quad \text{et} \quad \frac{d}{h} = 0.44 < 3$$

C'est pourquoi le calcul de la force de frottement n'est pas nécessaire pour le bloc 2.

#### iii. Effet de la variation de la température:

On doit tenir compte des effets de la dilatation thermique chaque fois qu'ils risquent d'engendrer des efforts anormaux dans les éléments de la charpente métallique et de produire des désordres dans les appuis et dans les éléments exposés à l'air libre (variation plus élevée de gradient thermique)

Pour le cas étudié, on n'a pas pris en compte l'effet de la température à cause des justifications suivantes :

La longueur minimale pour laquelle on doit tenir compte l'effet thermique est de 50m. La longueur de notre bâtiment est de 18.60 m qui est largement inférieur à 50 m.

# Chapitre IV

## **Pré dimensionnement Des éléments**

## IV. Pré dimensionnement des éléments :

### 1. Introduction :

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaire et solives), on fait le pré dimensionnement de chaque élément à partir de trois conditions :

1. Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat ;
2. Vérification faite selon la condition de résistance ;
3. Vérification aux vibrations.

- Quelques notions relatives au règlement CCM97

#### - Objectif :

Le règlement CCM97 a pour objet la codification du dimensionnement par le calcul et des vérifications des structures des bâtiments à ossature en acier. Ce document :

- Ne traite pas directement l'exécution des travaux de construction en acier.
- Ne définit que des exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- Il ne traite pas les exigences relatives à la sécurité parasismique
- Il ne traite pas les exigences relatives à la protection anti-feu

#### - Domaine d'application :

Ce document contient des principes, des règles et des commentaires applicables principalement aux bâtiments courants respectant les limites imposées dans les sections ci-dessous.

- les bâtiments courants sont par convention ceux dans lesquels les charges d'exploitation sont modérées (bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement, à usage de bureaux, les constructions scolaires et hospitalières, les bâtiments à usage commercial tel que les magasins.
- les structures fabriquées à partir de produits de construction en acier laminés à chaud à l'exception des nuances d'acier à haute résistance.

#### - Classification des sections transversales selon le CCM97 :

Pour les besoins de calcul le CCM97 a proposé quatre classes de sections transversales qui sont définies comme suit :

- *Classe 1* : Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- *Classe 2* : Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
- *Classe 3* : Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
- *Classe 4* : Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

Les lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées sur la figure ci-dessous.

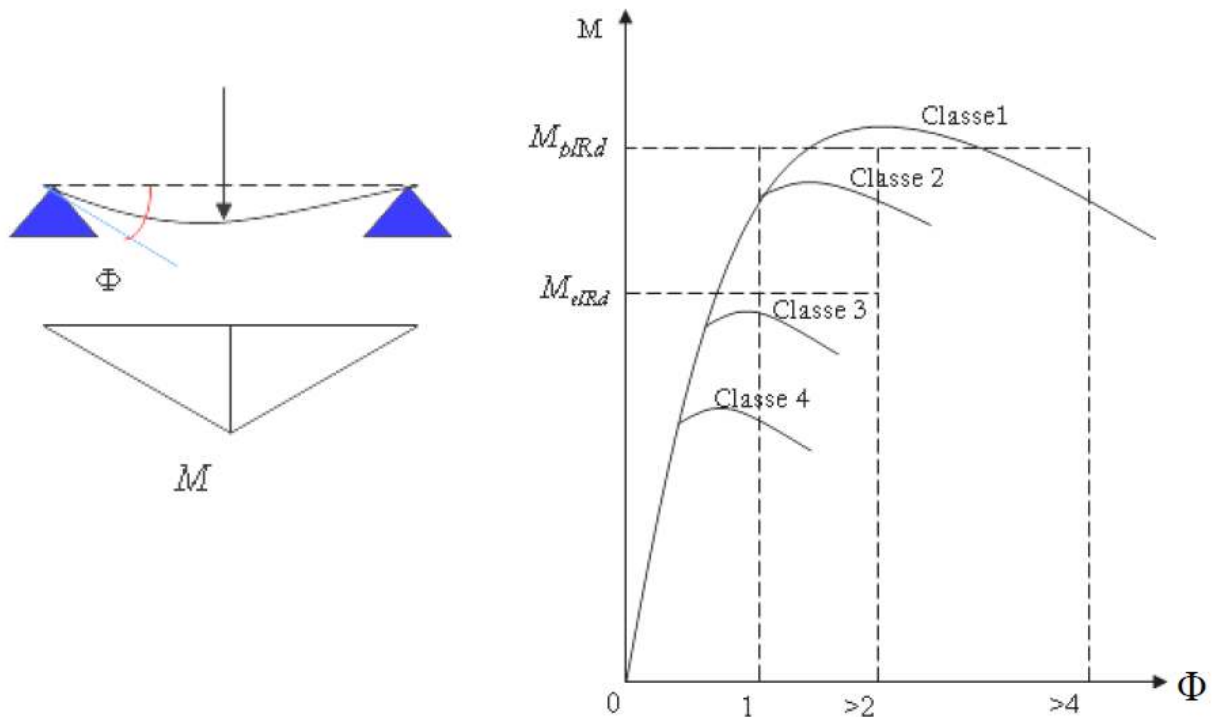


Figure IV.1 : Lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section.

$M_{plRd}$ : moment à l'état plastique réduit.

$M_{elRd}$ : moment à l'état élastique réduit

$\Phi_p$ : rotation

$\Phi_{pi}$ : rotation à l'état plastique

▪ Coefficient partiel de sécurité :

Le coefficient partiel de sécurité  $M\gamma$  pour les matériaux doit être prise égal aux valeurs suivantes :

- |                                              |   |                      |
|----------------------------------------------|---|----------------------|
| ⇒ Section de classe (1, 2,3)                 | → | $\gamma_{M0} = 1.1$  |
| ⇒ Section de classe (4)                      | → | $\gamma_{M1} = 1.1$  |
| ⇒ Sections nettes au droit des trous         | → | $\gamma_{M2} = 1.25$ |
| ⇒ Cas des états limites ultimes des éléments | → | $\gamma_{M1} = 1.1$  |

- Valeurs limites des flèches :

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

Les valeurs limites recommandées des flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Conditions	$\delta_{V \max}$
Toitures en générales.	L/200
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien.	L/250
Planchers en général.	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime)	L/400
Cas où $\delta_{V \max}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment.	L/250

*Tableau IV.1 : Valeur limites recommandées pour les flèches verticales.*

2. Pré dimensionnement :

A. Bloc 1 :

- Les vues en plan :

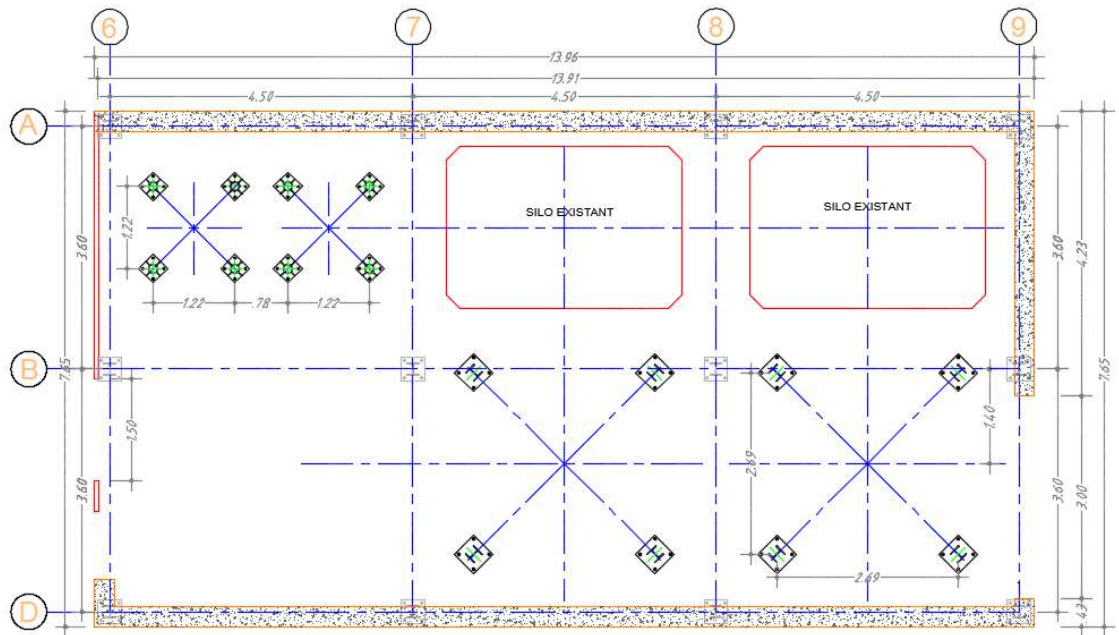


Figure IV.2 : Vue en plan du Plancher Niveau ±0.00

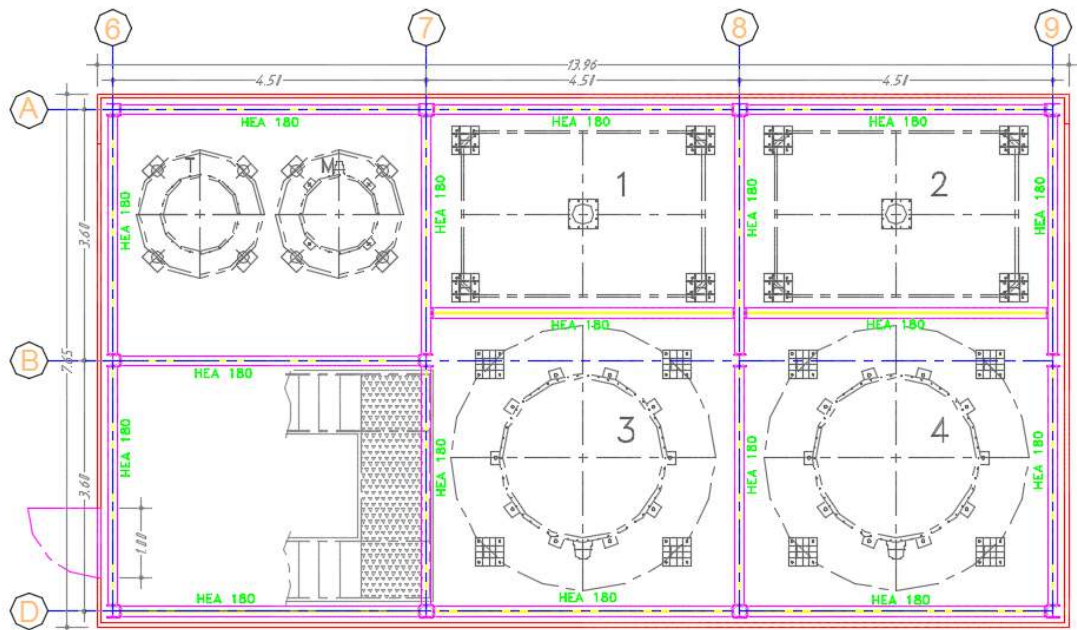


Figure IV.3 : Vue en plan des Planchers Niveau +5.10 et +9.86



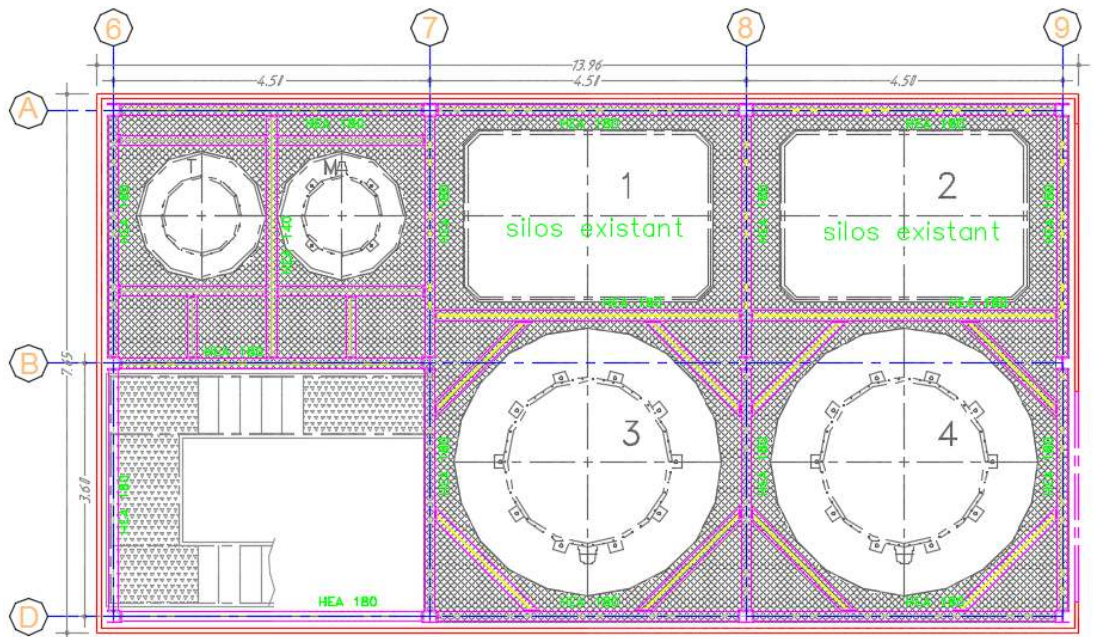


Figure IV.4 : Vue en plan du Plancher Niveau +14.71

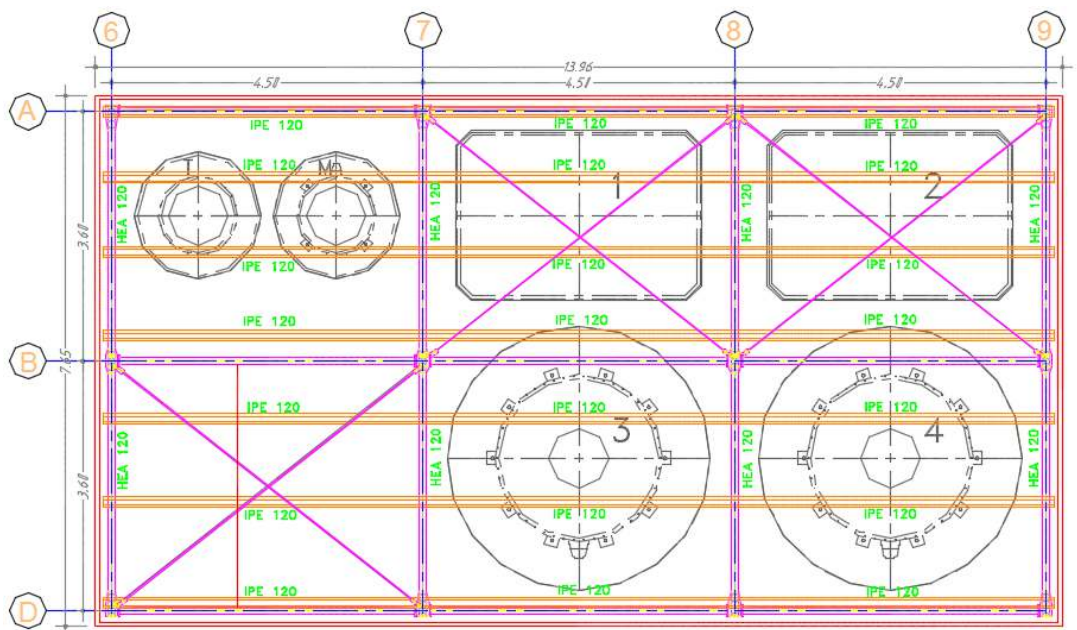


Figure IV.5 : Vue en plan du Plancher Niveau +17.60



a. Pré dimensionnement des solives de Toiture :

Les solives sont des poutrelles en IPE ou en IPN qui travaillent en flexion simple, leur écartement (la distance entre une solive et une autre) est déterminé selon le type de plancher :

On opte pour une distance de  $l=1.20m$ .

Ces solives sont de longueur  $L=4.50m$  et sont sollicitées par les charges suivantes :

$$G=0.204 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=1.00 \text{ KN/m}^2$$

$$S=0.13 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s=(G+Q+S) \times 1.20 = 1.72 \text{ KN/ml}$$

La flèche doit satisfaire la condition suivante Pour une poutre bi articulée :

$$f_{\max} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{200} \text{ (Toiture en générale).}$$

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

$$f_{\max} \leq \bar{f} \rightarrow \frac{5 \times q \times L^4}{384EI} \leq \frac{L}{200}$$

$$I > \frac{1000 \times q \times L^3}{384E} \rightarrow I > 194.36 \text{ cm}^4$$

On prend un IPE 120  $\rightarrow I = 317.8 \text{ cm}^4$

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE 120</b>	10.4	13.21	120	64	6.3	317.8	27.67	60.73	13.58	4.90	1.45

Tableau IV.2 : Extrait du tableau des profilés (IPE 120)

$$G_p=0.104 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 1.72 + 0.104 = \mathbf{1.83 \text{ KN/ml}}$$

$$q_u = [(1.35 \times 0.204) + (1.5 \times 1.13)] \times 1.20 + (1.35 \times 0.104) = \mathbf{2.50 \text{ KN/ml}}$$

➤ Classification :

- $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$
- Ame :  $\frac{d}{t_w} = \frac{93.4}{3.8} = 25.57 < 72\epsilon \rightarrow$  âme de classe 1. IPE 120 est de Classe 1
- Semelle :  $\frac{b/2}{t_f} = \frac{32}{6.3} = 5.08 < 10\epsilon \rightarrow$  semelle de classe 1.

➤ Vérification du moment fléchissant:

- $M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{2.50 \times 4.5^2}{8} = 6.32 \text{ KN.m}$
- $M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{49870 \times 235}{1} = 11.71 \text{ KN.m}$

$M_{sd} < M_{plrd} \rightarrow$  Le moment fléchissant est vérifié.

➤ Vérification de l'effort tranchant :

- $V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{2.63 \times 4.5}{2} = 5.92 \text{ KN.}$
- $V_{plrd} = \left\{ \begin{array}{l} A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = 73.40 \text{ KN} \\ 0.6 \times h \times t_w \times f_y = 74.45 \text{ KN} \end{array} \right\}$

$V_{sd} < V_{plrd} \rightarrow$  L'effort tranchant est vérifié.

$V_{sd} < 0.5 \times V_{plrd} \rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

➤ Vérification de la flèche :

$$f_{\max} = \frac{5 \times 1.83 \times 4500^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 317.8 \times 10^4}$$

$$f_{\max} = 14.64 \text{ mm}$$

$$f_{\max} \leq \bar{f} \rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = 22.5 \text{ mm}$$

➤ Vérification au voilement :

$\frac{d}{t_w} = 21.23 < 69.\epsilon \rightarrow$  il n'y a pas nécessité de vérifier le voilement de l'âme

**IPE 120 est vérifié pour les solives (toiture)**

b. Pré dimensionnement des poutres principales de toiture :

Les poutres principales sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

Les poutres les plus sollicitées sont les poutres intermédiaires (les poutres de l'axe 7 et 8). Qui sont de longueur  $L=3.6m$ .

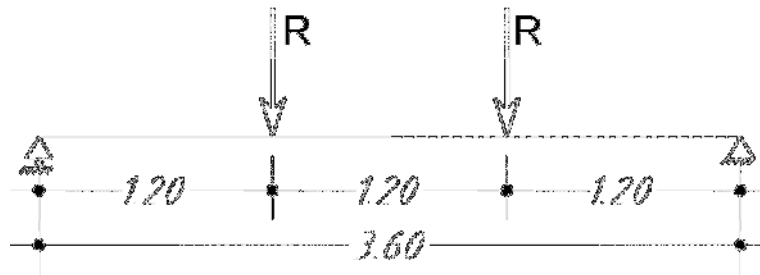


Figure IV.6 : Schéma statique de la poutre principale

Elles sont sollicitées par des efforts concentrés dues aux solives :  $F=2R$

$$G=0.308 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=1.00 \text{ KN/m}^2$$

$$S=0.13 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 1.72 + 0.104 = \mathbf{1.83 \text{ KN/ml}}$$

$$q_u = [(1.35 \times 0.204) + (1.5 \times 1.13)] \times 1.20 + (1.35 \times 0.104) = \mathbf{2.50 \text{ KN/ml}}$$

- Calcul des réactions des solives :  $R = \frac{ql}{2}$

$$\text{ELS : } R_s = \frac{1.83 \times 3.6}{2} = 3.30 \text{ KN} \rightarrow F_s = 2R_s = 6.60 \text{ KN}$$

$$\text{ELU : } R_u = \frac{2.50 \times 3.6}{2} = 4.50 \text{ KN} \rightarrow F_u = 2R_u = 9.00 \text{ KN}$$

- Pré dimensionnement :

$$M = \frac{R.L}{3}$$

$$M_{sd} = 10.8 \text{ KN.m}$$

On suppose que une section de classe (1) et  $V_{sd} < 0.5 V_{plRd}$

$$\text{Donc : } M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{sd} < M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{10.8 \times 10^6 \times 1}{235} = 45.58 \text{ cm}^3$$

On prend un HEA 120 avec  $W_{ply} = 119.5 \text{ cm}^3$

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>HEA 120</b>	19.9	25.34	114	120	8	606.2	230.9	119.5	58.85	4.89	3.02

Tableau IV.3 : Extrait du tableau des profilés (HEA 120)

$$G_p = 0.199 \approx 0.2 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = 10.8 + 1.35 \frac{0.2 \times 3.6^2}{8} = 11.24 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 9.00 + 0.2 = 9.20 \text{ KN}$$

➤ Classification :

- $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$
- Ame :  $\frac{d}{t_w} = \frac{74}{5} = 14.8 < 72\epsilon \rightarrow$  âme de classe 1.
- Semelle :  $\frac{b/2}{t_f} = \frac{60}{8} = 7.5 < 10\epsilon \rightarrow$  semelle de classe 1.

HEA 120 est de classe 1

➤ Vérification du moment fléchissant:

- $M_{sd} = 11.24 \text{ KN.m}$
- $M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{119500 \times 235}{1} = 28.08 \text{ KN.m}$

$M_{sd} < M_{plrd} \rightarrow$  Le moment fléchissant est vérifié.

➤ Vérification de l'effort tranchant :

- $V_{sd} = 9.20 \text{ KN.}$
- $V_{plrd} = \left\{ \begin{array}{l} A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = 114.78 \text{ KN} \\ 0.6 \times h \times t_w \times f_y = 84.6 \text{ KN} \end{array} \right\}$

$V_{sd} < V_{plrd} \rightarrow$  L'effort tranchant est vérifié.

$V_{sd} < 0.5 \times V_{plrd} \rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

➤ Vérification de la flèche :

$$f_{\max 1} = \frac{F_s \times a}{24EI} (3l^2 - 4a^2) = \frac{6.6 \times 10^3 \times 1200}{24 \times 2.1 \times 10^5 \times 606.2 \times 10^4} (3 \times 3600^2 - 4 \times 1200^2)$$

$$f_{\max 2} = \frac{5 \times 0.2 \times 4500^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 2510 \times 10^4} = 0.20 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 8.78 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = 18 \text{ mm}$$

$$f_{\max} \leq \bar{f} \rightarrow \underline{\text{La flèche est vérifiée}}$$

➤ Vérification au voilement :

$$\frac{d}{t_w} = 14.8 < 69. \mathbf{\epsilon} \rightarrow \text{il n'y a pas nécessité de vérifier le voilement de l'âme}$$

**HEA 120 est vérifié pour les poutres principales de la toiture**

c. Pré dimensionnement des solives des planchers courants :

Les solives sont des poutrelles en IPE ou en IPN qui travaillent en flexion simple, leur écartement (la distance entre une solive et une autre) est déterminé selon le type de plancher :

On opte pour une distance de  $l = 3.6 \text{ m}$ .

Ces solives sont de longueur  $L = 4.50 \text{ m}$  et sont sollicitées par les charges suivantes :

$$G = 0.49 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = (G + Q) \times 3.6 = 10.76 \text{ KN/ml}$$

La flèche doit satisfaire la condition suivante Pour une poutre bi articulée :

$$f_{\max} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} \text{ (Plancher en générale).}$$

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

$$f_{\max} \leq \bar{f} \rightarrow \frac{5 \times q \times L^4}{384EI} \leq \frac{L}{250}$$

$$I > \frac{1250 \times q \times L^3}{384 \times E} \rightarrow I > 1519.88 \text{ cm}^4$$

On prend un HEA 180  $\rightarrow I = 2510 \text{ cm}^4$

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>HEA 180</b>	35.5	25.34	114	120	8	2510	924.6	324.9	156.5	7.45	4.52

Tableau IV.4 : Extrait du tableau des profilés (HEA 180)

$$G_p = 0.355 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 10.76 + 0.355 = 11.12 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = [(1.35 \times 0.49) + (1.5 \times 2.5)] \times 3.6 + (1.35 \times 0.355) = 16.36 \text{ KN/ml}$$

➤ Classification :

$$- \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$- \text{Ame : } \frac{d}{t_w} = \frac{74}{6} = 20.33 < 72\epsilon \rightarrow \text{âme de classe 1.}$$

- Semelle :  $\frac{b/2}{t_f} = \frac{90}{9.5} = 9.47 < 10\epsilon \rightarrow$  semelle de classe 1.

HEA 180 est de classe 1

➤ Vérification du moment fléchissant:

- $M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{16.36 \times 4.5^2}{8} = 41.41 \text{ KN.m}$
- $M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{324900 \times 235}{1} = 76.35 \text{ KN.m}$

$M_{sd} < M_{plrd} \rightarrow$  Le moment fléchissant est vérifié.

➤ Vérification de l'effort tranchant :

- $V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{16.36 \times 4.5}{2} = 36.81 \text{ KN.}$
- $V_{plrd} = \left\{ \begin{array}{l} A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = 196.33 \text{ KN} \\ 0.6 \times h \times t_w \times f_y = 144.66 \text{ KN} \end{array} \right\}$

$V_{sd} < V_{plrd} \rightarrow$  L'effort tranchant est vérifié.

$V_{sd} < 0.5 \times V_{plrd} \rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

➤ Vérification de la flèche :

$$f_{\max} = \frac{5 \times 11.12 \times 4500^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 2510 \times 10^4}$$

$$\left. \begin{array}{l} f_{\max} = 11.26 \text{ mm} \\ f_{\max} \leq \bar{f} \rightarrow \text{La flèche est vérifiée.} \\ \bar{f} = \frac{L}{250} = 18 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

➤ Vérification au voilement :

$\frac{d}{t_w} = 20.33 < 69.\epsilon \rightarrow$  il n'y a pas nécessité de vérifier le voilement de l'âme

**HEA 180 est vérifié pour les solives des planchers courants**

d. Pré dimensionnement des poutres principales des planchers courants :

Les poutres les plus sollicitées sont les poutres intermédiaires (les poutres de l'axe 7 et 8), qui sont de longueur **L=3.6m**.

$$G=0.49 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=2.50 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s=(G+Q) \times 4.5 = 13.45 \text{ KN/ml}$$

La flèche doit satisfaire la condition suivante Pour une poutre bi articulée :

$$f_{\max} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} \text{ (Plancher en générale).}$$

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

$$f_{\max} \leq \bar{f} \rightarrow \frac{5 \times q \times L^4}{384EI} \leq \frac{L}{250}$$

$$I > \frac{1250 \times q \times L^3}{384 \times E} \rightarrow I > 973.08 \text{ cm}^4$$

On prend un HEA 180  $\rightarrow I = 2510 \text{ cm}^4$

$$G_p=0.355 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 13.45 + 0.355 = \mathbf{13.80} \text{ KN/ml}$$

$$q_u = [(1.35 \times 0.49) + (1.5 \times 2.5)] \times 4.5 + (1.35 \times 0.355) = \mathbf{20.33} \text{ KN/ml}$$

➤ Classification :

$$- \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$- \text{Ame : } \frac{d}{t_w} = \frac{74}{6} = 20.33 < 72\epsilon \rightarrow \text{âme de classe 1.}$$

$$- \text{Semelle : } \frac{b/2}{t_f} = \frac{90}{9.5} = 9.47 < 10\epsilon \rightarrow \text{semelle de classe 1.}$$

HEA 180 est de classe 1

➤ Vérification du moment fléchissant:

$$- M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{20.33 \times 3.6^2}{8} = 32.93 \text{ KN.m}$$

$$- M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{324900 \times 235}{1} = 76.35 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd} \rightarrow$  Le moment fléchissant est vérifié.



➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$- V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{20.33 \times 3.6}{2} = 36.59 \text{ KN.}$$

$$- V_{plrd} = \left\{ \begin{array}{l} A_v \times \frac{fy/\sqrt{3}}{\gamma m_0} = 196.33 \text{ KN} \\ 0.6 \times h \times t_w \times f_y = 144.66 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$V_{sd} < V_{plrd} \rightarrow$  L'effort tranchant est vérifié.

$V_{sd} < 0.5 \times V_{plrd} \rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

➤ Vérification de la flèche :

$$f_{\max} = \frac{5 \times 13.80 \times 3600^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 2510 \times 10^4}$$

$$\left. \begin{array}{l} f_{\max} = 5.73 \text{ mm} \\ f_{\max} \leq \bar{f} \rightarrow \text{La flèche est vérifiée.} \\ \bar{f} = \frac{L}{250} = 14.4 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

➤ Vérification au voilement :

$$\frac{d}{t_w} = 20.33 < 69. \epsilon \rightarrow \text{il n'y a pas nécessité de vérifier le voilement de l'âme}$$

**HEA 180 est vérifié pour les solives des planchers courants**

e. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent les efforts extérieurs provenant des charges permanentes, de la neige et de la surcharge d'exploitation aux fondations.

Pour pré dimensionner les poteaux il faut faire une descente de charges pour les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.

La descente de charge se fera pour les deux sens (x-x) et (y-y).

Seulement les portiques intermédiaires vont être pris en considération étant donné qu'ils soient les portiques les plus sollicités.

- Sens y-y :

- Les charges appliquées sur la toiture :

$$G_1 = 0.204 \times 4.5 = 0.918 \text{ KN/ml}$$

$$G_{p1} = 0.199 \text{ KN/ml} \quad (\text{HEA } 120)$$

$$Q_1 = 1 \times 4.5 = 4.5 \text{ KN/ml}$$

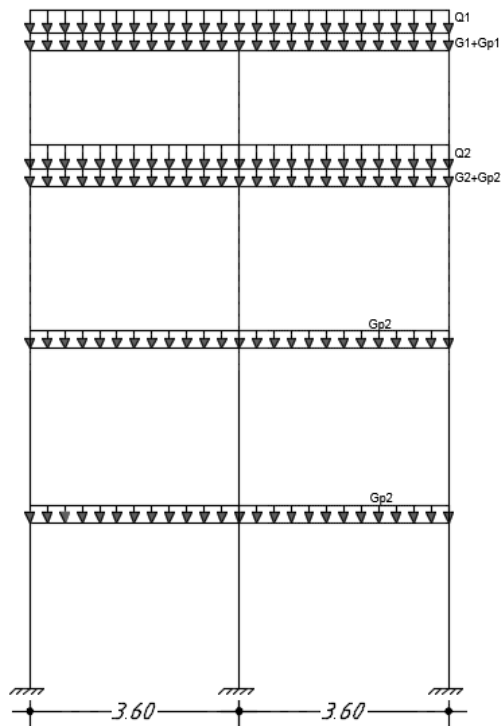
$$S = 0.126 \times 4.5 = 0.57 \text{ KN/ml}$$

- Les charges appliquées sur les planchers courants :

$$G_2 = 0.28 \times 4.5 = 1.26 \text{ KN/ml}$$

$$G_{p2} = 0.355 \text{ KN/ml} \quad (\text{HEA } 180)$$

$$Q_2 = 2.5 \times 4.5 = 11.25 \text{ KN/ml}$$



La charge permanente au pied du poteau :

\*Intermédiaire :  $G = 12.42 \text{ KN}$

\*De rive :  $G = 6.21 \text{ KN}$

La surcharge d'exploitation au pied du poteau :

\*Intermédiaire :  $Q = 58.75 \text{ KN}$

\*De rive :  $Q = 22.87 \text{ KN}$

Les poteaux les plus sollicités sont les poteaux intermédiaires.

L'effort axial à l'E.L.U. :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 104.89 \text{ KN}$$

L'effort axial à l'E.L.S :

$$N_s = G + Q = 71.17 \text{ KN}$$

Figure IV.7 : descente de charge sens y-y (bloc 1)

- Sens x-x :

- Les charges appliquées sur la toiture :

$$G_1 = 0.204 \times 3.6 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

$$G_{p1} = 0.104 \text{ KN/ml} \quad (\text{IPE 120})$$

$$Q_1 = 1 \times 3.6 = 3.6 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0.126 \times 3.6 = 0.45 \text{ KN/ml}$$

- Les charges appliquées sur les planchers courants :

$$G_2 = 0.28 \times 3.6 \approx 1 \text{ KN/ml}$$

$$G_{p2} = 0.355 \text{ KN/ml} \quad (\text{HEA 180})$$

$$Q_2 = 2.5 \times 3.6 = 9 \text{ KN/ml}$$

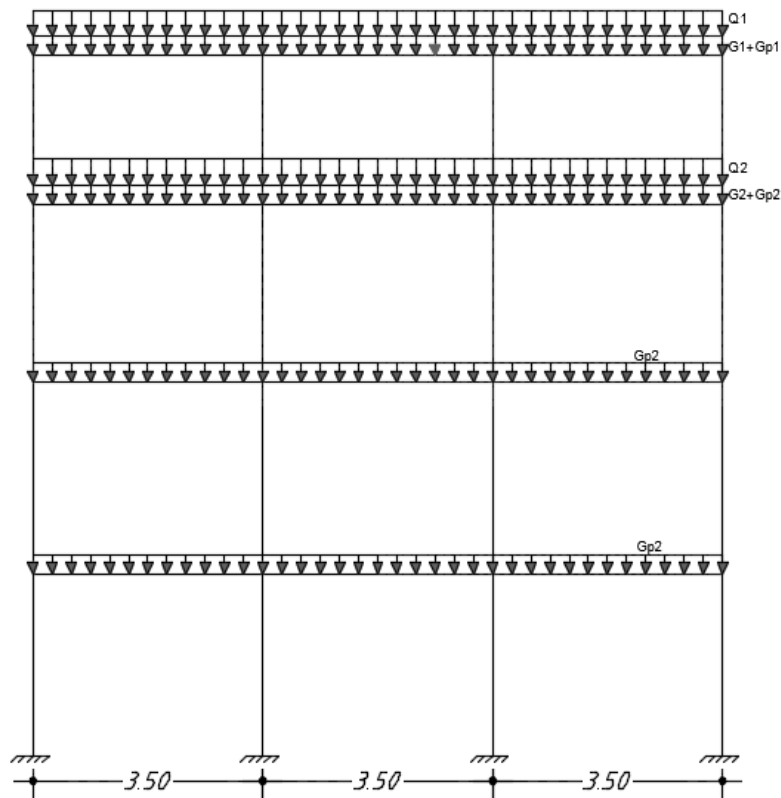


Figure IV.8 : descente de charge sens x-x (bloc 1)

La charge permanente au pied du poteau :

\*Intermédiaire :  $G = 13.16 \text{ KN}$

\*De rive :  $G = 6.58 \text{ KN}$

La surcharge d'exploitation au pied du poteau :

\*Intermédiaire :  $Q = 58.73 \text{ KN}$

\*De rive :  $Q = 29.36 \text{ KN}$

Les poteaux les plus sollicités sont les poteaux intermédiaires.

L'effort axial à l'E.L.U. :  $N_u = 1.35G + 1.5Q = 105.86 \text{ KN}$

L'effort axial à l'E.L.S :  $N_s = G + Q = 71.89 \text{ KN}$

- Pour pré dimensionner les poteaux du bloc 1 on prend l'effort axial à l'E.L.U du sens x-x :

$$N_u = 105.86 \text{ KN}$$

- Le pré dimensionnement se fait à la compression simple :

$$N_{sd} \leq N_{C.Rd}$$

$$N_{C.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{sd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq 4.50 \text{ cm}^2$$

On prend un HEA 200 :  $A = 53.83 \text{ cm}^2$

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion dans les deux sens, Comme les moments sont faibles devant l'effort normal on procède à la vérification à la résistance au flambement.

➤ Vérification au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{bRd} = \chi_{\min} \frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1$$

$$\gamma_{m1} = 1.1$$

$$A = 53.83 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_1 = 93.9 \zeta$$

$$H = 4.91 \text{ m}$$

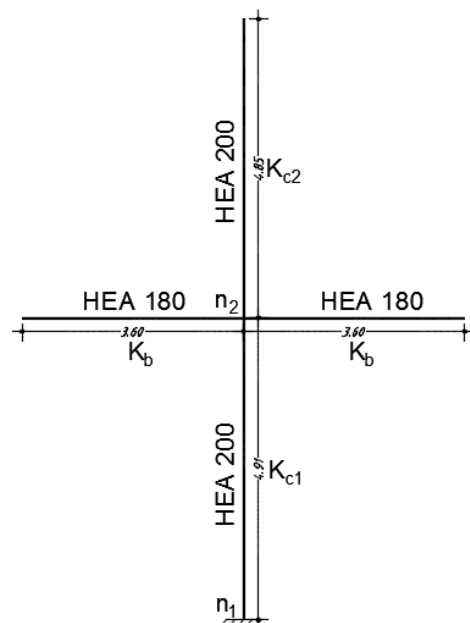
$$L_{fy} = 0.7 H$$

- Calcul de  $L_{fz}$  :

Structure à nœuds déplaçable :

$$n_1 = \frac{Kc_1 + Kc_2}{Kc_1 + Kc_2 + 2Kb}$$

$$Kc_1 = \frac{1336}{491} = 2.721$$



$$Kc_2 = \frac{1336}{485} = 2.755$$

$$Kb = \frac{924.6}{360} = 2.568$$

$$n_1 = 0.516$$

$$n_1 = 0 \text{ (encastrement)}$$

$$\frac{L_{fz}}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0.2(n_1+n_2) - 0.12n_1n_2}{1 - 0.8(n_1+n_2) + 0.6(n_1 \times n_2)}}$$

$$\frac{L_{fz}}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0.2(0.516+0) - 0.12 \times 0.516}{1 - 0.8(0.516+0)}} = 1.192$$

$$L_{fz} = 5.85 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \times \frac{1}{\lambda} \times \sqrt{\beta} = 0.442$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} \times \frac{1}{\lambda} \times \sqrt{\beta} = 1.251$$

- Les courbes de flambement :

Sens y-y la courbe (b)  $\rightarrow \alpha_y = 0.34$

Sens z-z la courbe (c)  $\rightarrow \alpha_z = 0.49$

$$\Phi_y = 0.5 [ 1 + \alpha_y (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2 ] = 0.639$$

$$\Phi_z = 0.5 [ 1 + \alpha_z (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2 ] = 1.408$$

$$x_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0.909$$

$$x_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0.487$$

$$\Leftrightarrow x_{\min} = 0.487 \rightarrow N_{bRd} = 560.05 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{bRd} \rightarrow \underline{\text{le flambement est vérifié}}$$

**Le HEA 200 est vérifié pour les poteaux du bloc 1**

f. Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher du bloc 1 sera un plancher caillebotis de 3 mm d'épaisseur.  
 Les charges à prendre en considération sont :

$G=0.28 \text{ KN/m}^2$

$Q=2.50 \text{ KN/m}^2$

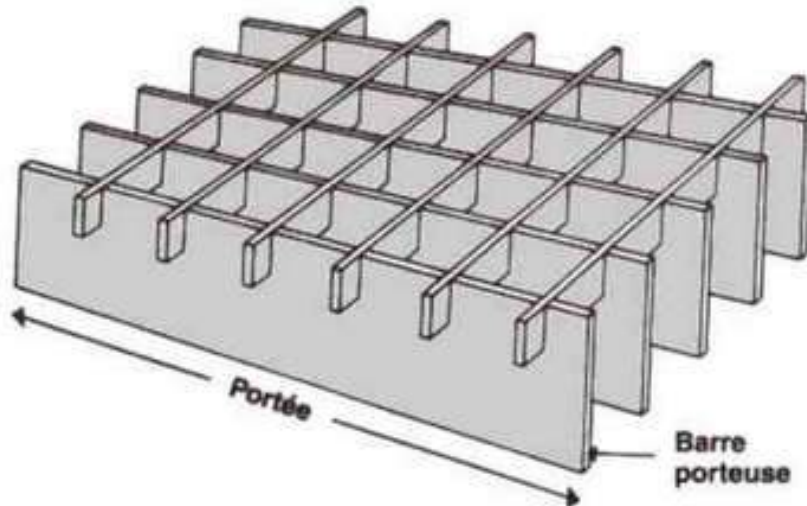


Figure IV.9 : Schéma d'une planche de Caillebotis.

Dimensions extérieurs (mm)		Barre portante (mm)		Poids (kg/m <sup>2</sup> )
Barre Portante	Barre transversale	Hauteur	épaisseur	
500	1000	30	3	28

Tableau IV.5 : fiche technique d'une plaque en Caillebotis.

**CHARGE MAXIMALE ADMISSIBLE (Kg) concentrée**  
 au centre de la grille sur une surface de 200 mm \* 200 mm

Barres portantes (mm) hauteur * ép.	Poids (Kg/m <sup>2</sup> )	Portées (mm)												
		500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500	2000	
20 * 2	17,5	185	150	125	105	90	80	75						
25 * 2	19	300	240	200	180	170	145	125	110	100	85	80		
30 * 2	22	380	300	250	220	190	170	150	140	130	120	110		
30 * 3	28	650	520	440	370	320	250	245	235	220	200	180	130	
40 * 3	35	1150	920	770	660	570	470	390	320	300	290	280	200	

Tableau IV.6 : Charge maximale admissible concentré au centre de la grille sur une surface de 200x200 mm<sup>2</sup>.

Dans notre cas (30\*3) la charge admissible sur une surface de 1m<sup>2</sup> est de :  
 $650 \times 25 = 16250 \text{ kg/m}^2 = 16250 \text{ daN/m}^2. = 162.5 \text{ KN/m}^2$

**B. Bloc 2 :**

- Les vues en plan :

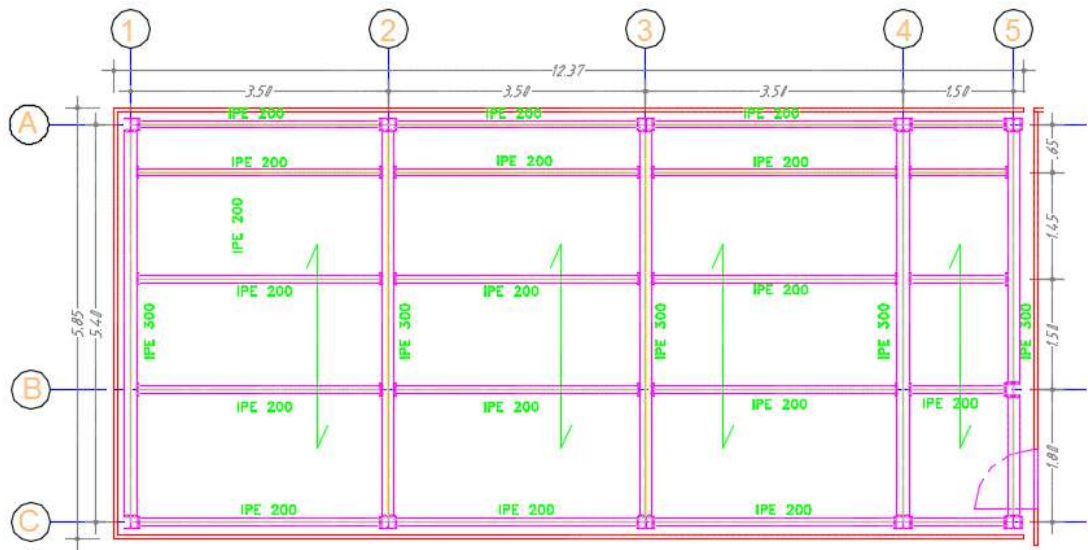


Figure IV.10 : Vue en plan des planchers Niveau : +3.20 et +7.20

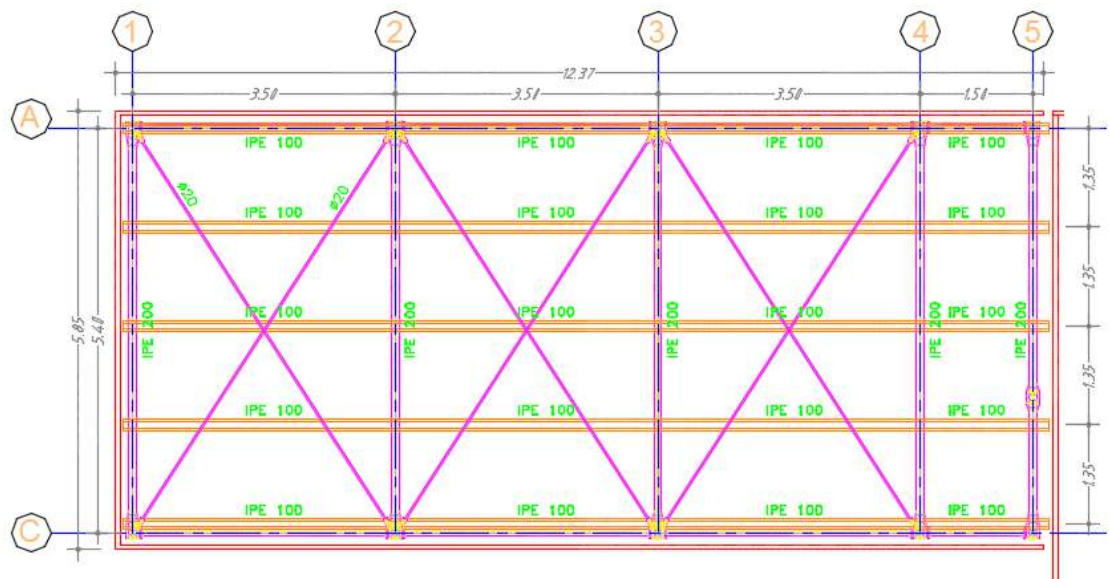


Figure IV.11 : Vue en plan de la toiture.

a. Pré dimensionnement des solives de toiture :

On opte pour une distance de  $l=1.35\text{m}$ .

Ces solives sont de longueur  $L=3.50\text{m}$  et sont sollicitées par les charges suivantes :

$$G=0.204 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=1.00 \text{ KN/m}^2$$

$$S=0.13 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s=(G+Q+S) \times 1.35 = 1.80 \text{ KN/ml}$$

La flèche doit satisfaire la condition suivante Pour une poutre bi articulée :

$$f_{\max} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{200} \text{ (Toiture en générale).}$$

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

$$f_{\max} \leq \bar{f} \rightarrow \frac{5 \times q \times L^4}{384EI} \leq \frac{L}{200}$$

$$I > \frac{1000 \times q \times L^3}{384E} \rightarrow I > 95.70 \text{ cm}^4$$

$$\text{On prend un IPE 100} \rightarrow I = 141.2 \text{ cm}^4$$

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE 100</b>	8.1	10.32	100	55	5.7	171.0	15.92	39.41	9.15	4.07	1.24

Tableau IV.7 : Extrait du tableau des profilés (IPE 100)

$$G_p=0.081 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 1.80 + 0.081 = \mathbf{1.88} \text{ KN/ml}$$

$$q_u = [(1.35 \times 0.204) + (1.5 \times 1.13)] \times 1.35 + (1.35 \times 0.081) = \mathbf{2.77} \text{ KN/ml}$$



➤ Classification :

- $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$
- Ame :  $\frac{d}{t_w} = \frac{74.6}{4.1} = 18.19 < 72\epsilon \rightarrow$  âme de classe 1.
- Semelle :  $\frac{b/2}{t_f} = \frac{27.5}{5.7} = 4.82 < 10\epsilon \rightarrow$  semelle de classe 1.

IPE 100 est de classe 1

➤ Vérification du moment fléchissant:

- $M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{2.77 \times 3.5^2}{8} = 4.24 \text{ KN.m}$
- $M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{39410 \times 235}{1} = 9.26 \text{ KN.m}$

$M_{sd} < M_{plrd} \rightarrow$  Le moment fléchissant est vérifié.

➤ Vérification de l'effort tranchant :

- $V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{2.86 \times 3.5}{2} = 5.00 \text{ KN.}$
- $V_{plrd} = \left\{ \begin{array}{l} A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = 68.92 \text{ KN} \\ 0.6 \times h \times t_w \times f_y = 57.81 \text{ KN} \end{array} \right\}$

$V_{sd} < V_{plrd} \rightarrow$  L'effort tranchant est vérifié.

$V_{sd} < 0.5 \times V_{plrd} \rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

➤ Vérification de la flèche :

$$f_{\max} = \frac{5 \times 1.88 \times 3500^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 141.2 \times 10^4}$$

$$f_{\max} = 12.38 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = 17.5 \text{ mm}$$

$f_{\max} \leq \bar{f} \rightarrow$  La flèche est vérifiée.

➤ Vérification au voilement :

$\frac{d}{t_w} = 20.72 < 69.\epsilon \rightarrow$  il n'y a pas nécessité de vérifier le voilement de l'âme

**IPE 100 est vérifié pour les solives (toiture)**

*b. Pré dimensionnement des poutres principales de toiture :*

Les poutres principales sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

Les poutres les plus sollicitées sont les poutres intermédiaires (axe 2 et 3), qui sont de longueur **L=5.40m**.

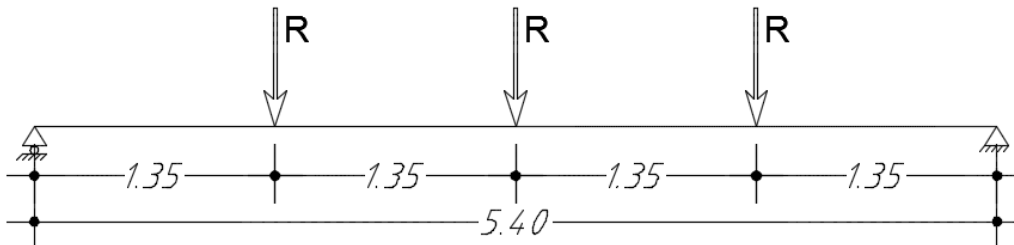


Figure IV.12 : Schéma statique de la poutre principale

Elles sont sollicitées par des efforts concentrés dues aux solives :

$G=0.204 \text{ KN/m}^2$

$Q=1.00 \text{ KN/m}^2$

$S=0.13 \text{ KN/m}^2$

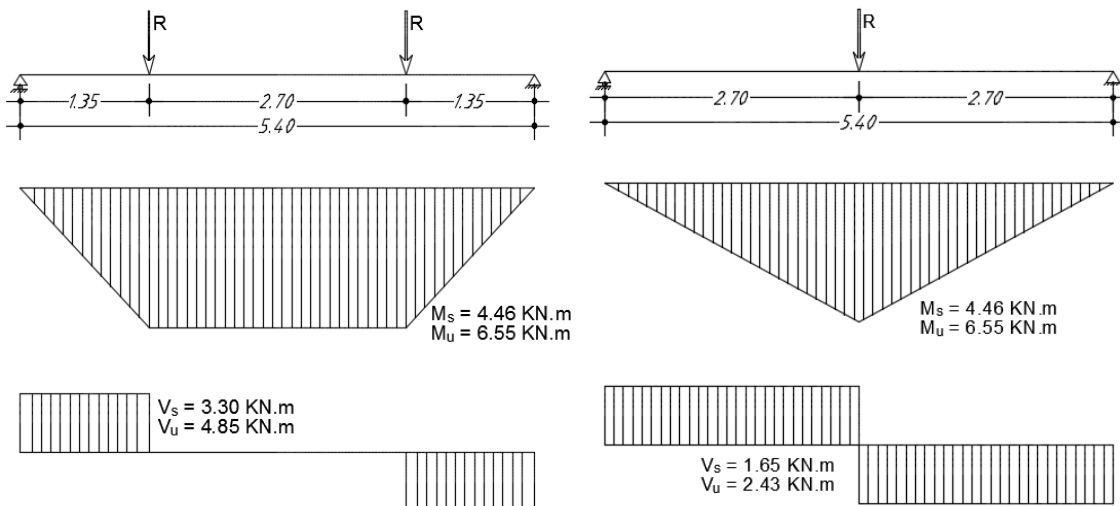
$q_s = 1.80 + 0.081 = \mathbf{1.88 \text{ KN/ml}}$

$q_u = [(1.35 \times 0.204) + (1.5 \times 1.13)] \times 1.35 + (1.35 \times 0.081) = \mathbf{2.77 \text{ KN/ml}}$

- Calcul des réactions des solives :  $R = \frac{ql}{2}$

ELS :  $R_s = \frac{1.88 \times 3.5}{2} = 3.30 \text{ KN}$

ELU :  $R_u = \frac{2.77 \times 3.5}{2} = 4.85 \text{ KN}$



$M_{sd} = 6.55 + 6.55 = 13.10 \text{ KN}$

$V_{sd} = 4.85 + 2.43 = 7.28 \text{ KN}$

On suppose que une section de classe (1) et  $V_{sd} < 0.5 V_{plRd}$

$$\text{Donc : } M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{sd} < M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{13.10 \times 10^6 \times 1}{235} = 55.74 \text{ cm}^3$$

On prend un IPE 160 avec  $W_{ply} = 99.09 \text{ cm}^3$

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE160</b>	12.7	25.34	114	120	8	689.3	54.43	99.09	20.70	6.53	1.83

Tableau IV.8 : Extrait du tableau des profilés (IPE 160)

$$G_p = 0.127 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = 13.10 + 1.35 \frac{0.127 \times 5.4^2}{8} = 13.72 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 7.28 + 0.127 \times \frac{5.4}{2} = 7.62 \text{ KN}$$

➤ Classification :

- $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$
- Ame :  $\frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{4} = 31.8 < 72\epsilon \rightarrow$  âme de classe 1.
- Semelle :  $\frac{b/2}{t_f} = \frac{41}{5.9} = 6.94 < 10\epsilon \rightarrow$  semelle de classe 1.

IPE 160 est de classe 1

➤ Vérification du moment fléchissant:

- $M_{sd} = 13.72 \text{ KN.m}$
- $M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{99090 \times 235}{1} = 23.28 \text{ KN.m}$

$M_{sd} < M_{plrd} \rightarrow$  Le moment fléchissant est vérifié.

➤ Vérification de l'effort tranchant :

-  $V_{sd} = 7.62 \text{ KN.}$

$$- V_{plrd} = \left\{ \begin{array}{l} A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma m_0} = 105.83 \text{ KN} \\ 0.6 \times h \times t_w \times f_y = 88.55 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$V_{sd} < V_{plrd} \rightarrow$  L'effort tranchant est vérifié.

$V_{sd} < 0.5 \times V_{plrd} \rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

➤ Vérification de la flèche :

$$f_{\max 1} = \frac{F_{s1} \times a}{24EI} (3l^2 - 4a^2) = \frac{6.6 \times 10^3 \times 1350}{24 \times 2.1 \times 10^5 \times 689.3 \times 10^4} (3 \times 3500^2 - 4 \times 1350^2) = 7.55 \text{ mm}$$

$$f_{\max 2} = \frac{F_{s2} l^3}{48EI} = \frac{3.3 \times 10^3 \times 5400^3}{48 \times 2.1 \times 10^5 \times 689.3 \times 10^4} = 7.48 \text{ mm}$$

$$f_{\max 2} = \frac{5 \times 0.124 \times 5400^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 689.3 \times 10^4} = 0.94 \text{ mm}$$

$f_{\max} = 15.93 \text{ mm}$

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = 27 \text{ mm}$$

$$f_{\max} \leq \bar{f} \rightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$

➤ Vérification au voilement :

$\frac{d}{t_w} = 31.8 < 69. \mathcal{E} \rightarrow$  il n'y a pas nécessité de vérifier le voilement de l'âme

**IPE 160 est vérifié pour les poutres principales de la toiture**

c. Pré dimensionnement des solives de planchers courants :

On opte pour une distance de  $l=1.35\text{m}$ .

Ces solives sont de longueur  $L=3.50\text{m}$  et sont sollicitées par les charges suivantes :

$$G=3.77 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=6.00 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s=(G+Q) \times 1.35 = 13.19 \text{ KN/ml}$$

La flèche doit satisfaire la condition suivante Pour une poutre bi articulée :

$$f_{\max} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} \text{ (plancher en générale).}$$

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

$$f_{\max} \leq \bar{f} \rightarrow \frac{5 \times q \times L^4}{384EI} \leq \frac{L}{250}$$

$$I > \frac{1250 \times q \times L^3}{384E} \rightarrow I > 876.61 \text{ cm}^4 \rightarrow \text{On prend un IPE 200} \rightarrow I = 1943 \text{ cm}^4$$

$$G = 0.224 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 6.00 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 13.9 + 0.224 = 14.12 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = [(1.35 \times 3.77) + (1.5 \times 6.00)] \times 1.35 + (1.35 \times 0.224) = 19.32 \text{ KN/ml}$$

➤ Classification :

$$- \ \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$- \ \text{Ame : } \frac{d}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28.39 < 72\epsilon \rightarrow \text{âme de classe 1.}$$

$$- \ \text{Semelle : } \frac{b/2}{t_f} = \frac{50}{8.5} = 5.88 < 10\epsilon \rightarrow \text{semelle de classe 1.}$$

IPE 200 est de classe 1

➤ Vérification du moment fléchissant:

$$- \ M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = 29.58 \text{ KN.m}$$

$$- \ M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{220600 \times 235}{1} = 51.84 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd} \rightarrow$  Le moment fléchissant est vérifié.

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$- V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} = 33.81 \text{ KN.}$$

$$- V_{plrd} = \left\{ \begin{array}{l} A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma m_0} = 189.95 \text{ KN} \\ 0.6 \times h \times t_w \times f_y = 155.10 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$V_{sd} < V_{plrd} \rightarrow$  L'effort tranchant est vérifié.

$V_{sd} < 0.5 \times V_{plrd} \rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

➤ Vérification de la flèche :

$$f_{\max} = \frac{5 \times 14.12 \times 3500^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1943 \times 10^4}$$

$$\left. \begin{array}{l} f_{\max} = 6.76 \text{ mm} \\ f_{\max} \leq \bar{f} \rightarrow \text{La flèche est vérifiée.} \\ \bar{f} = \frac{L}{250} = 14 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

➤ Vérification au voilement :

$$\frac{d}{t_w} = 28.39 < 69. \epsilon \rightarrow \text{il n'y a pas nécessité de vérifier le voilement de l'âme.}$$

**IPE 200 est vérifié pour les solives de la toiture**

d. Pré dimensionnement des poutres principales des planchers courants:

Les poutres principales sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

Les poutres les plus sollicitées sont les poutres intermédiaires, qui sont de longueur **L=5.40m**.

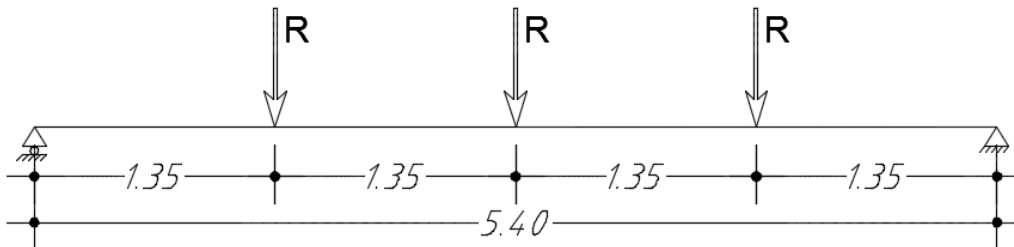


Figure IV.13 : Schéma statique de la poutre principale

Elles sont sollicitées par des efforts concentrés dues aux solives :

$$G = 0.224 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 6.00 \text{ KN/ml}$$

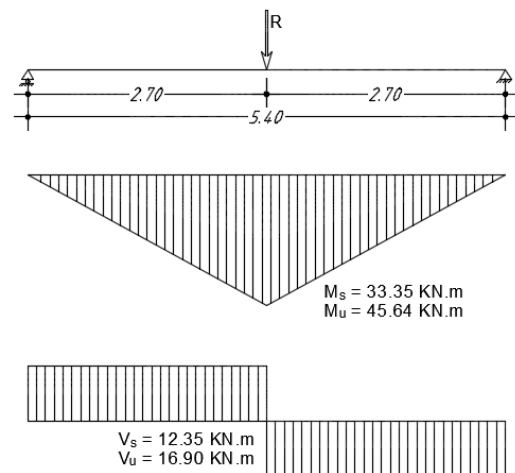
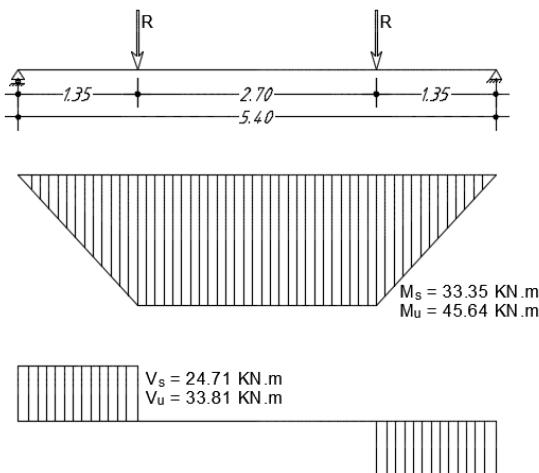
$$q_s = 13.9 + 0.224 = 14.12 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = [(1.35 \times 3.77) + (1.5 \times 6.00)] \times 1.35 + (1.35 \times 0.224) = 19.32 \text{ KN/ml}$$

- Calcul des réactions des solives :  $R = \frac{ql}{2}$

$$\text{ELS : } R_s = \frac{14.12 \times 3.5}{2} = 24.71 \text{ KN}$$

$$\text{ELU : } R_u = \frac{19.32 \times 3.5}{2} = 33.81 \text{ KN}$$



$$M_{sd} = 91.28 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 50.70 \text{ KN}$$

On suppose que une section de classe (1) et  $V_{sd} < 0.5 V_{plRd}$

Donc :  $M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$

$M_{sd} < M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{91.28 \times 10^6 \times 1}{235} = 388.43 \text{ cm}^3$

On prend un IPE 300 avec  $W_{ply} = 628.4 \text{ cm}^3$

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE 300</b>	42.2	53.81	300	150	10.7	8356	603.8	628.4	125.2	12.46	3.35

Tableau IV.9 : Extrait du tableau des profilés (IPE 300)

$G_p = 0.422 \text{ KN/ml}$

$M_{sd} = 91.28 + 1.35 \frac{0.422 \times 5.4^2}{8} = 93.36 \text{ KN.m}$

$V_{sd} = 50.70 + 0.422 \times \frac{5.4}{2} = 51.84 \text{ KN}$

➤ Classification :

-  $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

- Ame :  $\frac{d}{t_w} = \frac{248.6}{7.1} = 35.01 < 72\epsilon \rightarrow$  âme de classe 1.

- Semelle :  $\frac{b/2}{t_f} = \frac{75}{10.7} = 7.01 < 10\epsilon \rightarrow$  semelle de classe 1.

IPE 300 est de classe 1

➤ Vérification du moment fléchissant:

-  $M_{sd} = 93.36 \text{ KN.m}$

-  $M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{628400 \times 235}{1} = 147.67 \text{ KN.m}$

$M_{sd} < M_{plrd} \rightarrow$  Le moment fléchissant est vérifié.

➤ Vérification de l'effort tranchant :

-  $V_{sd} = 51.84 \text{ KN.}$

-  $V_{plrd} = \left\{ \begin{array}{l} A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = 348.42 \text{ KN} \\ 0.6 \times h \times t_w \times f_y = 300.33 \text{ KN} \end{array} \right\}$

$V_{sd} < V_{plrd} \rightarrow$  L'effort tranchant est vérifié.

$V_{sd} < 0.5 \times V_{plrd} \rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant



➤ Vérification de la flèche :

$$f_{\max 1} = \frac{F_{S1} \times a}{24EI} (3l^2 - 4a^2) = \frac{49.42 \times 10^3 \times 1350}{24 \times 2.1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} (3 \times 5400^2 - 4 \times 1350^2) = 12.70 \text{ mm}$$

$$f_{\max 2} = \frac{F_{S2} l^3}{48EI} = \frac{24.71 \times 10^3 \times 5400^3}{48 \times 2.1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} = 4.61 \text{ mm}$$

$$f_{\max 2} = \frac{5 \times 0.422 \times 5400^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} = 0.26 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 17.57 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = 21.6 \text{ mm}$$

$$f_{\max} \leq \bar{f} \rightarrow \underline{\text{La flèche est vérifiée}}$$

➤ Vérification au voilement :

$$\frac{d}{t_w} = 35.01 < 69. \mathbf{\epsilon} \rightarrow \text{il n'y a pas nécessité de vérifier le voilement de l'âme}$$

**IPE 300 est vérifié pour les poutres principales des planchers courants**

e. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent les efforts extérieurs provenant des charges permanentes, de la neige et de la surcharge d'exploitation aux fondations.

Pour pré dimensionner les poteaux il faut faire une descente de charges pour les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.

La descente de charge se fera pour les deux sens (x-x) et (y-y).

Seulement les portiques intermédiaires vont être pris en considération étant donné qu'ils soient les portiques les plus sollicités.

• Sens y-y :

- Les charges appliquées sur la toiture :

$$G_1 = 0.204 \times 3.5 = 0.714 \text{ KN/ml}$$

$$G_{p1} = 0.158 \text{ KN/ml} \quad (\text{IPE 160})$$

$$Q_1 = 1 \times 3.5 = 3.5 \text{ KN/ml}$$

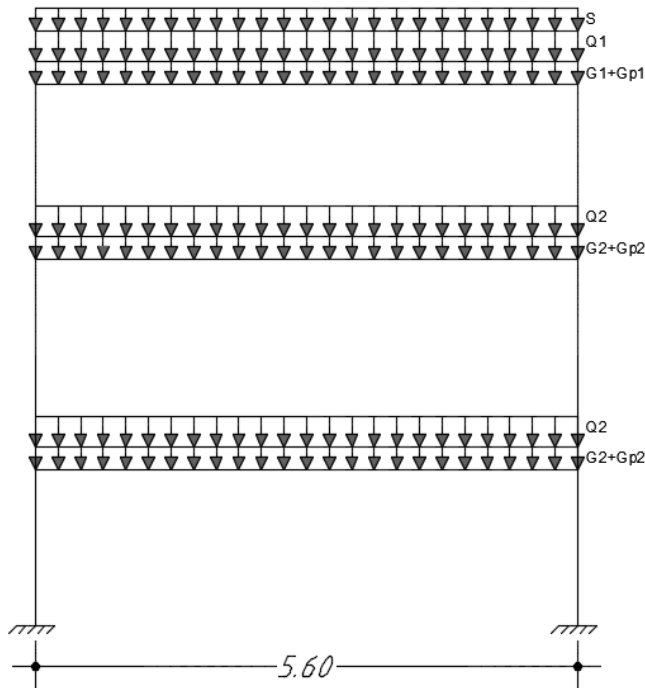
$$S = 0.126 \times 3.5 = 0.441 \text{ KN/ml}$$

- Les charges appliquées sur les planchers courants :

$$G_2 = 3.56 \times 3.5 = 12.46 \text{ KN/ml}$$

$$G_{p2} = 0.422 \text{ KN/ml} \quad (\text{IPE 300})$$

$$Q_2 = 6.0 \times 3.5 = 21 \text{ KN/ml}$$



La charge permanente au pied du poteau :

$$G = 75.26 \text{ KN}$$

La surcharge d'exploitation au pied du poteau :

$$Q = 128.64 \text{ KN}$$

Les poteaux les plus sollicités sont les poteaux intermédiaires.

L'effort axial à l'E.L.U. :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 294.56 \text{ KN}$$

L'effort axial à l'E.L.S :

$$N_s = G + Q = 203.89 \text{ KN}$$

Figure IV.14 : descente de charge sens y-y (bloc2)

- Sens x-x :

- Les charges appliquées sur la toiture :

$$G_1 = 0.204 \times \frac{5.6}{2} = 0.571 \text{ KN/ml}$$

$$G_{p1} = 0.081 \text{ KN/ml} \quad (\text{IPE } 100)$$

$$Q_1 = 1 \times \frac{5.6}{2} = 2.8 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0.126 \times \frac{5.6}{2} = 0.352 \text{ KN/ml}$$

- Les charges appliquées sur les planchers courants :

$$G_2 = 3.56 \times \frac{5.6}{2} = 9.97 \text{ KN/ml}$$

$$G_{p2} = 0.224 \text{ KN/ml} \quad (\text{IPE } 200)$$

$$Q_2 = 6.0 \times \frac{5.6}{2} = 16.8 \text{ KN/ml}$$

**Remarques :**

- On remarque que les charges selon le sens (x-x) sont moins importantes que celles du sens (y-y), pour cela on prendra en considération les efforts axiaux calculés selon (y-y).

- Pour pré dimensionner les poteaux du bloc 1 on prend l'effort axial à l'E.L.U du sens y-y :

$$N_u = 294.56 \text{ KN}$$

- Le pré dimensionnement se fait à la compression simple :

$$N_{sd} \leq N_{C.Rd}$$

$$N_{C.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{sd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq 12.53 \text{ cm}^2$$

On prend un HEA 200 :  $A=53.83 \text{ cm}^2$

➤ Vérification au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{bRd} = \chi_{\min} \frac{\beta \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1$$

$$\gamma_{m1} = 1.1$$

$$A = 53.83 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_1 = 93.9 \zeta$$

$$H = 3.20 \text{ m}$$

$$L_{fy} = 0.7 H$$

- Calcul de  $L_{fz}$  :

Structure à nœuds déplaçable :

$$n_1 = \frac{Kc_1 + Kc_2}{Kc_1 + Kc_2 + Kb}$$

$$Kc_1 = \frac{924.6}{320} = 2.889$$

$$Kc_2 = \frac{389.3}{400} = 0.973$$

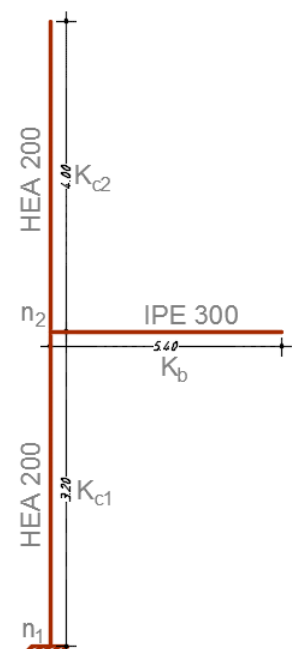
$$Kb = \frac{389.3}{540} = 0.695$$

$$n_1 = 0.847$$

$$n_1 = 0 \text{ (encastrement)}$$

$$\frac{L_{fz}}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0.2(n_1 + n_2) - 0.12 n_1 n_2}{1 - 0.8(n_1 + n_2) + 0.6(n_1 \times n_2)}}$$

$$\frac{L_{fz}}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0.2(0.695 + 0) - 0.12 \times 0.695}{1 - 0.8(0.695 + 0)}} = 1.323$$



$$Lf_z = 4.23 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{Lf_y}{i_y} \times \frac{1}{\lambda} \times \sqrt{\beta} = 0.320$$

$$\lambda_z = \frac{Lf_z}{i_z} \times \frac{1}{\lambda} \times \sqrt{\beta} = 0.997$$

- Les courbes de flambement :

Sens y-y la courbe (b) →  $\alpha_y = 0.34$

Sens z-z la courbe (c) →  $\alpha_z = 0.49$

$$\Phi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2] = 0.572$$

$$\Phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2] = 1.192$$

$$x_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 1.046$$

$$x_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0.542$$

$$\Leftrightarrow x_{\min} = 0.542 \rightarrow N_{bRd} = 623.30 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{bRd} \rightarrow \underline{\text{le flambement est vérifié}}$$

**Le HEA 200 est vérifié pour les poteaux du bloc 2**

*f. Pré dimensionnement des planchers :*

Epaisseur minimale de la dalle est imposée par les conditions au feu. Elle est généralement comprise entre 100 mm et 200mm.

Le rapport de la portée de la dalle et sa hauteur ( $L/h_d$ ) n'est pas restrictive néanmoins. Les rapports suivants sont les plus utilisées afin de délimiter les flèches :

- $L/h_d \leq 35$  pour un béton normal.
- $L/h_d \leq 30$  pour un béton léger.

$$L = 3.50 \text{ m}$$

$$h_d = 10.5 \text{ cm}$$

$$L/h_d = 33.33 \leq 35$$

### C. Pré dimensionnement de l'escalier :

#### ❖ Les escaliers métalliques :

##### a. Introduction :

L'escalier est un ouvrage technique qui permet la circulation verticale et relie les différents niveaux d'une construction pour notre projet on utilise type des escaliers on charpente métallique.



Figure IV.15 : escalier métallique droit (caillebotis).

##### b. Pré dimensionnement :

- ✓ Contre marche.....h = 20 cm.
- ✓ Largeur de la marche.....g = 30 cm.
- ✓ Nombre de contre marche.....  $n = \frac{2.00}{0.20} = 10$  contre marches.
- ✓ Nombre de marche.....  $m = n - 1 = 10 - 1 = 9$  marches.

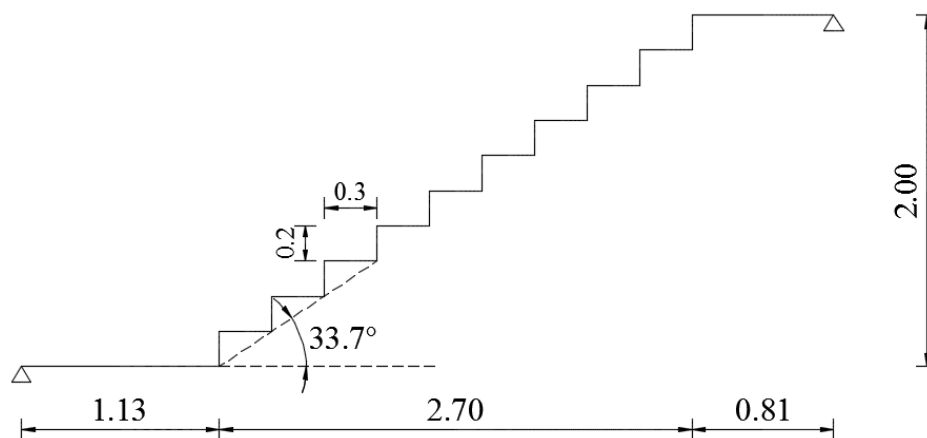


Figure IV.16 : Pré dimensionnement d'une volée d'escalier.

✓ **Conception d'une marche**

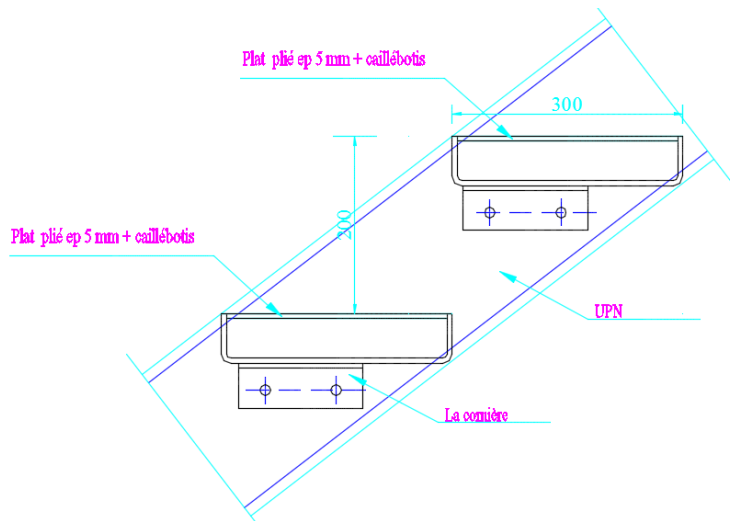


Figure IV.17 : conception d'une marche

✓ **Évaluation des charges**

❖ **Charges permanentes :**

- Garde-corps .....0,30 KN/ml.
- caillébotis (3mm) ..... $0,28 \times 0,3 = 0,01$  KN/ml.

$G = 0,31$  KN/ml

Charges d'exploitation :  $Q = 3,5$  KN/m<sup>2</sup>

**a- La Cornière**

Les cornières sont sollicitées par :

$G = 0,31$  KN/ml.

$Q = 3,5 \times 0,3 = 1,05$  KN/ml.

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

✓ **Combinaison de charge :**

➤ *ELU* :

$q_u = (1,35.G + 1,5.Q) / 2$

$q_u = (1,35 \times 0,31 + 1,5 \times 1,05) / 2$

$$q_u = 1.00 \text{ KN/m.}$$

➤ *ELS:*

$$q_{ser} = (G+Q) / 2$$

$$q_{ser} = (0.31 + 1.05) / 2$$

$$q_{ser} = 0.68 \text{ KN/m.}$$

- Condition de la flèche :  $f_{max} < \bar{f} = \frac{L}{250}$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{(q_{ser})^* \times L^4}{E.I} \Rightarrow I > 0.65 \text{ cm}^5$$

On prend une cornière L 40×40×4

## b- Limon

### ❖ Charges permanentes :

- Garde-corps .....  $0,3 \times \sin\alpha = 0.17 \text{ KN/ml}$
- caillebotis (3mm) .....  $0,28 \times 0.3 \times \sin\alpha = 0.05 \text{ KN/ml.}$
- Poids de la cornière .....  $2 \times (0,024 \times 0.83) \times \sin\alpha = 0,022 \text{ KN/ml}$

$$G = 0.25 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charges d'exploitation : } Q = 3,5 \times 0,83 = 2.91 \text{ KN/ml}$$

✓ **Combinaison de charge :**➤ *ELU :*

$$q_u = (1,35.G + 1,5.Q)/2$$

$$q_u = (1,35 \times 0,63 + 1,5 \times 2,91)/2$$

$$q_u = 2,61 \text{ KN/ml.}$$

➤ *ELS:*

$$q_{ser} = (G+Q)/2$$

$$q_{ser} = (0,63 + 2,91)/2$$

$$q_{ser} = 1,77 \text{ KN/ml}$$

- **Condition de la flèche :**  $f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{250}$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{(q_{ser})^* \times L^4}{E.I} \Rightarrow I > 104.76 \text{ cm}^4$$

On prend un UAP 150

$$I_y = 796.11 \text{ cm}^4; W_{pl} = 125.3 \text{ cm}^3; g_p = 17.9 \text{ Kg/ml}$$



# Chapitre V

## Etude Dynamique

## V. ETUDE DYNAMIQUE :

### 1. Introduction :

Les tremblements de terre ont présentés depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition est brusque et surtout imprévue.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas de séisme la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront dans un domaine limite.

#### ❖ Le séisme :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements.

Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction.

Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone sismique.

Pour cela l'application de règle parasismique actuelle " RPA99 version2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf 0 .

D'après le règlement RPA99 version2003 la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- ✓ Méthode statique équivalente
- ✓ Méthode d'analyse spectrale
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

## 2. Critères de classification par le RPA99 version 2003 :

### a. Classification des zones sismique :

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne
- ZONE III : sismicité élevée

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment :  
BLIDA se situe dans une zone de sismicité élevée ZONE III

### b. Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrage de faible importance.

Notre ouvrage représente un bâtiment à usage industriel, il est considéré comme ouvrage d'importance moyenne : **Groupe 2.**

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol de catégorie S3.

### c. Méthodes de calcul :

#### ➤ **Analyse modale :**

#### - **Principe de la méthode :**

Principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant présentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

#### - **Modélisation :**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et de masse de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

Pour les structures régulières en plan ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL.

- **Nombre des modes considérer (RPA99/2003) :**

D'après le RPA99/2003 (article 4.3.4 [2]) : pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

- **Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{Sa}{g} = \left\{ \begin{array}{l} 1.25A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] \quad 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) T > 3.0\text{s} \end{array} \right.$$

- A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1 [2]) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment
- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

- $\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, donnée par (le tableau 4.2 du RPA99 art 4.2)
- R : coefficient de comportement global de la structure.
- $T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : Facteur de qualité.

d. Les données de l'ouvrage :

- **A: coefficient d'accélération de zone** donné suivant la zone sismique ainsi que le groupé d'usage du bâtiment.  
Pour ce cas **A=0.25**
- **R : Coefficient de comportement global de la structure :**  
Pour le sens (x-x) nous avons le cas 10a :  
Mixte portique /palées triangulées en X → **R = 5**  
Pour le sens (y-y) nous avons le cas 9a :  
Ossature contreventée par des palées triangulées en X → **R = 4**
- **Q : facteur de qualité :**

$$Q = 1 + \sum P_q \dots\dots\dots \text{formule (4.4)}$$

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité  $P_q$

Critère q	$P_q$	
	1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0.05	Non observé
3. Régularité en plan	0.05	Non observé
4. Régularité en élévation	0.05	Non observé
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	observé
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	observé
$\sum P_q$	0.20	

Alors **Q=1.20**

- Les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site est donnée par (Tableau 4.7)  
Donc : T1= 0,15 sec ; T2= 0,50 sec.

e. Combinaisons :

- C1= G + Q
- C2= 1,35G + 1,5Q
- C3= G + Q ± EX
- C4= G + Q ± EY
- C5= 0,8G ± EX
- C6= 0,8G ± EY
- C7= G + Q ± 1,2 EX
- C8= G + Q ± 1,2 EY

### 3. Analyse modale BLOC 1 :

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

L'ouvrage est caractérisé par les données suivantes :

- ❖ Zone de sismicité : ZONE III
- ❖ Groupe d'usage : GROUPE 2
- ❖ Coefficient de comportement :  $R = 5$  (y-y) et  $R = 4$  (x-x)
- ❖ Pourcentage d'amortissement critique :  $\xi = 5\%$
- ❖ Facteur de qualité :  $Q = 1,20$
- ❖ Classification du site : S3

La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des (10) premiers modes considérés dans le calcul de la réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de donnée, la réponse sismique est obtenu sous différentes combinaisons de charges (G, Q, E)

Le spectre de réponse obtenu est représenté sur la figure suivante

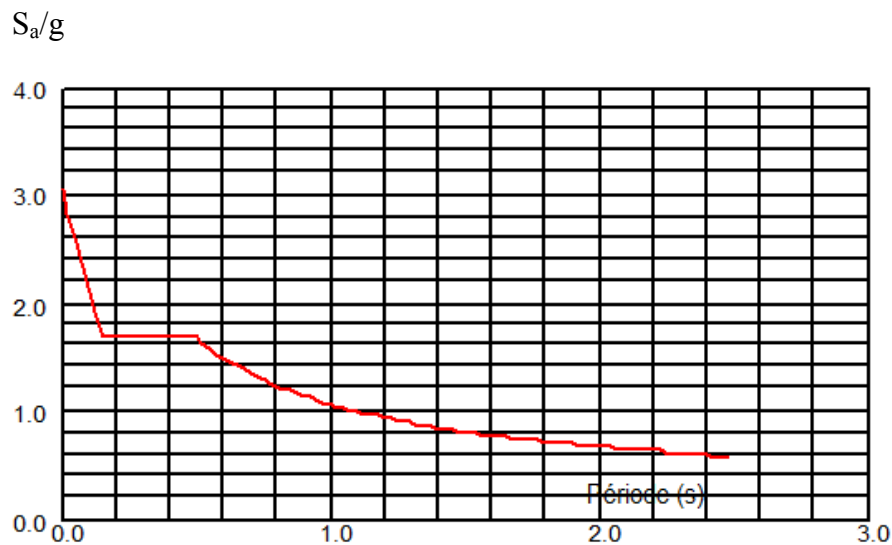


Figure V.1 : spectre de réponse de l'accélération (Bloc 1)

Mode	Période (s)	Facteur de participation massique	
		U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>
1	0.45	70.91	0.13
2	0.35	71.92	79.71
3	0.29	72.36	79.71
4	0.26	72.95	79.71
5	0.24	72.96	79.71
6	0.22	81.81	79.71
7	0.16	82.21	79.71
8	0.16	82.74	79.71
9	0.15	82.80	79.79
10	0.15	88.19	79.79
11	0.12	89.20	79.79
12	0.12	89.20	79.80
20	0.08	89.78	86.12

Tableau V.1: Caractéristiques dynamiques de la structure auto stable (Bloc 1)

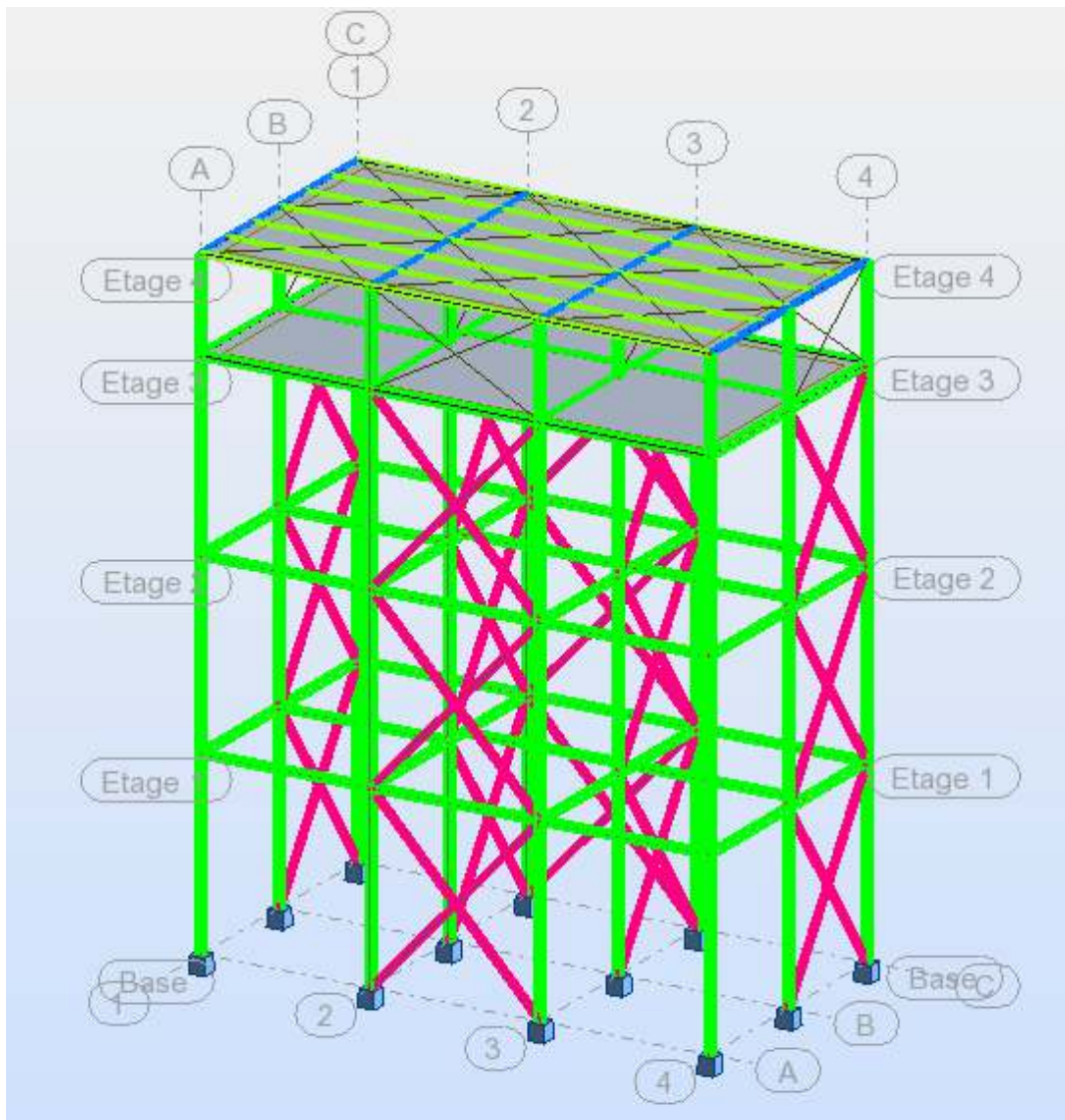


Figure V.2 : Modélisation du Bloc 1 via Robot SA.

- **Vérification de l'étude sismique aux conditions de l' RPA99/2003 :**

L'évaluation des actions sismiques peut se faire suivant la méthode d'analyse modale spectrale.

a. Calcul de la force sismique totale :

D'après l'article du RPA99/2003 (4.3.6[2]), la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminés par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule appropriée. Soit  $V_t > 0,8 V$

❖ Par l'analyse modale :

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

- Effort sismique dans le sens X  $V_t = 184.56 \text{ KN}$
- Effort sismique dans le sens Y  $V_t = 159.97 \text{ KN}$

La valeur de  $V_t$  est prise dans le cas le plus défavorable c'est à dire sous la combinaison :  
(G + Q + E)

❖ Par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale  $V$  appliqué à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivant :

$$V = (A \cdot D \cdot Q / R) \times W$$

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

- **A**: coefficient d'accélération de zone **A=0.25**

- **D** : facteur d'amplification dynamique

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s. \end{cases}$$

- $\eta$  : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$



- $\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour un portique dense avec remplissage en acier nous avons :  $\xi=5\%$

-  $T_2$  période caractéristique, associée à la catégorie du site, pour ce cas  $T_2 = 0.50$  s

• **Calcul de la période :**

a) **par la formule empirique** :  $T = C_t \cdot h_n^{3/4}$

-  $h_n$  : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

(N) :  $h_n = 16.90$  m

-  $C_t$  : coefficient fonction de système de contreventement, et du type de remplissage.

On a des contreventements assurés par palées triangulées:  $C_t = 0.05$

Donc :  $T = 0,05 \cdot (16.90)^{3/4} \rightarrow T = 0,421$  s

b) **par la formule** :  $T = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}}$

$$T_y = \left\{ \begin{array}{l} T_x = \frac{0,09 \times 17,14}{\sqrt{13,50}} = 0,419 \text{ s} \\ T_y = \frac{0,09 \times 16,90}{\sqrt{7,20}} = 0,566 \text{ s} \end{array} \right\}$$

Nous avons  $T < T_2$  et donc :  $D = 2,5 \eta$

$\eta = 1 \rightarrow \underline{D = 2.50}$

- **R : Coefficient de comportement global de la structure :**

Pour le sens (x-x) nous avons le cas 10a :

Mixte portique /palées triangulées en X  $\rightarrow \underline{R = 5}$

Pour le sens (y-y) nous avons le cas 9a :

Ossature contreventée par des palées triangulées en X  $\rightarrow \underline{R = 4}$

- **Q : facteur de qualité :**

$Q = 1 + \sum P_q \rightarrow \underline{Q = 1.20}$

**W** : poids total de la structure est égal à la somme des poids  $W_i$  des quatre niveaux.

$$W = \sum W_i \text{ Avec : } W_i = G + \beta Q$$

- G : poids des charges permanentes est à celles des équipements fixes Solidaires de la structure.
- Q : charge d'exploitation.
- $\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas :  $\beta = 0.60$

Donc à chaque niveau :  $W_i = W_{Gi} + 0.6W_{Qi}$

$$W_1 = 108\,536.65 \text{ kg}$$

➤ Sens (x-x) :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} \times W_1 = \frac{0.25 \times 2.50 \times 1.20}{4} \times 108\,536.6 = 20\,350.62 \text{ kg} = \mathbf{203.50 \text{ KN}}$$

➤ Sens (y-y) :

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} \times W_1 = \frac{0.25 \times 2.50 \times 1.20}{5} \times 108\,536.65 = 16\,280.49 \text{ kg} = \mathbf{162.80 \text{ KN}}$$

❖ Vérification :

Sens	$V_1$ (KN)	80% $V_1$ (KN)	E (KN)	Observation	Vérification
X	203.50	162.80	184.56	$E_x > 80\% V_1$	vérifié
Y	162.80	130.24	159.97	$E_y > 80\% V_1$	vérifié

Tableau V.2 : vérification des forces sismiques.

b. La période :

Prenant compte (l'article 4.2.4) la valeur de T calculée à partir de la formule de Rayleigh ou les résultats obtenues par les méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

On a La période fondamentale de la structure obtenue par :

Le logiciel est de :  $T_{\text{logiciel}} = T_1 = 0.45 \text{ s}$

La méthode empirique :  $T_{\text{calculé}} = T_2 = 0.421 \text{ s}$

Comparaison :  $T_1 + 30\% T_1 = 0.55 \text{ s}$

Nous avons :  $T_1 = 0.40 \text{ s} < T_1 + 30\% T_1 = 0.55 \text{ s}$

D'où la période est vérifiée.

c. Vérification des déplacements latéraux inters étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K est calculé de la manière suivante :

$$\delta_k = r \cdot \delta_{ek} \quad (6.3)$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (6.4)$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à (article 5.10), c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Donc ils limités à la valeur  $H_{\text{étage}}/100$

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes :

$$G + Q + E$$

➤ Sens (x-x) :

$$r_x = \frac{0.8 V_x}{E_x} = \frac{0.8 \times 203.50}{184.56} = 0.88$$

$V_x$  : force sismique calculé avec la méthode statique équivalente dans le sens (x-x)

$E_x$  : force sismique calculé avec la méthode numérique dans le sens (x-x)

➤ Sens (y-y) :

$$r_y = \frac{0.8 V_y}{E_y} = \frac{0.8 \times 162.80}{159.97} = 0.82$$

$V_y$  : force sismique calculé avec la méthode statique équivalente dans le sens (y-y)

$E_y$  : force sismique calculé avec la méthode numérique dans le sens (y-y)

Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$H_{\text{étage}}/100$ (cm)	Observation
RDC	0	0	0	4.91	Vérifié
1 <sup>er</sup> étage	1.1	0.97	0.97	4.85	Vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	3.0	2.64	1.67	4.88	Vérifié
3 <sup>ème</sup> étage	4.6	4.05	1.41	2.50	Vérifié

Tableau V.3 : Les déplacements inter étages, combinaison : G+Q+E, sens (x-x)

Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$H_{\text{étage}}/100$ (cm)	Observation
RDC	0	0	0	4.91	Vérifié
1 <sup>er</sup> étage	0.5	0.44	0.44	4.85	Vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	1.5	1.32	0.88	4.88	Vérifié
3 <sup>ème</sup> étage	2.7	2.38	1.06	2.50	Vérifié

Tableau V.4 : Les déplacements inter étages, combinaison : G+Q+E, sens (y-y)

*d. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :*

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

Avec :

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »,  $P_k = \sum (W_{Gi} + 0.6W_{Qi})$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k »

Niveau	$P_k$ (kg)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (cm)	$\theta$	Observation
1 <sup>er</sup> étage	92 442.16	0.97	145.88	485	0.012	Vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	71 120.18	2.64	137.44	488	0.027	Vérifié
3 <sup>ème</sup> étage	20 533.30	4.05	115.57	250	0.028	Vérifié

Tableau V.5 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X

Niveau	$P_k$ (kg)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (cm)	$\theta$	Observation
1 <sup>er</sup> étage	92 442.16	0.44	199.70	485	0.004	Vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	71 120.18	0.88	190.39	488	0.006	Vérifié
3 <sup>ème</sup> étage	20 533.30	1.06	163.51	250	0.005	Vérifié

Tableau V.6 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δsens Y

#### 4. Analyse modale BLOC 2 :

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

L'ouvrage est caractérisé par les données suivantes :

- ❖ Zone de sismicité : ZONE III
- ❖ Groupe d'usage : GROUPE 2
- ❖ Coefficient de comportement :  $R = 5$
- ❖ Pourcentage d'amortissement critique :  $\xi = 5\%$
- ❖ Facteur de qualité :  $Q = 1,20$
- ❖ Classification du site : S3

La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des (15) premiers modes considérés dans le calcul de la réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de donnée, la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q, E)

Le spectre de réponse obtenu est représenté sur la figure suivante :

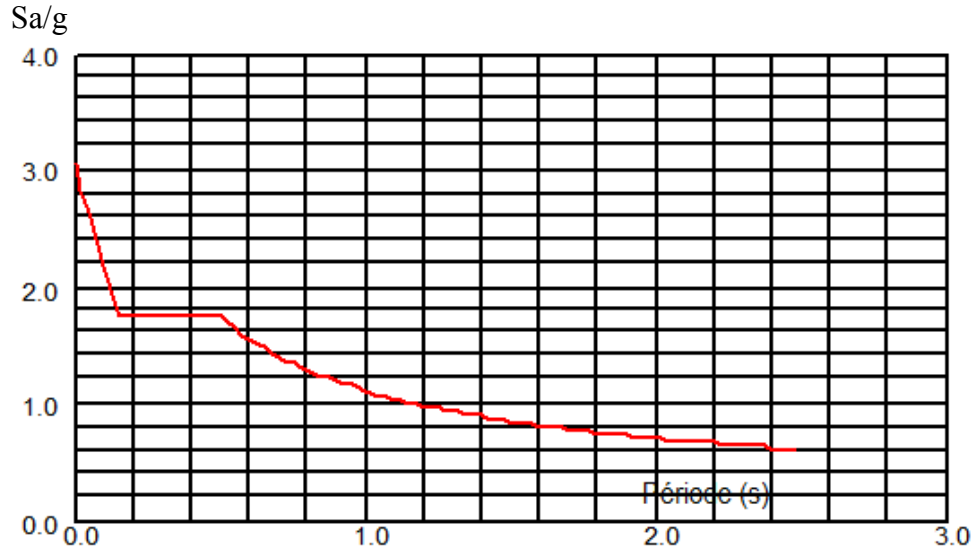


Figure V.3 : spectre de réponse de l'accélération (Bloc 2)

Mode	Période (s)	Facteur de participation massique	
		Ux	Uy
1	0.26	0.26	50.74
2	0.26	71.97	50.92
3	0.18	71.98	68.85
4	0.18	72.39	68.87
5	0.17	72.41	69.09
17	0.09	93.86	84.93
20	0.08	94.07	88.73

Tableau V.7: Caractéristiques dynamiques de la structure auto stable (Bloc 2)

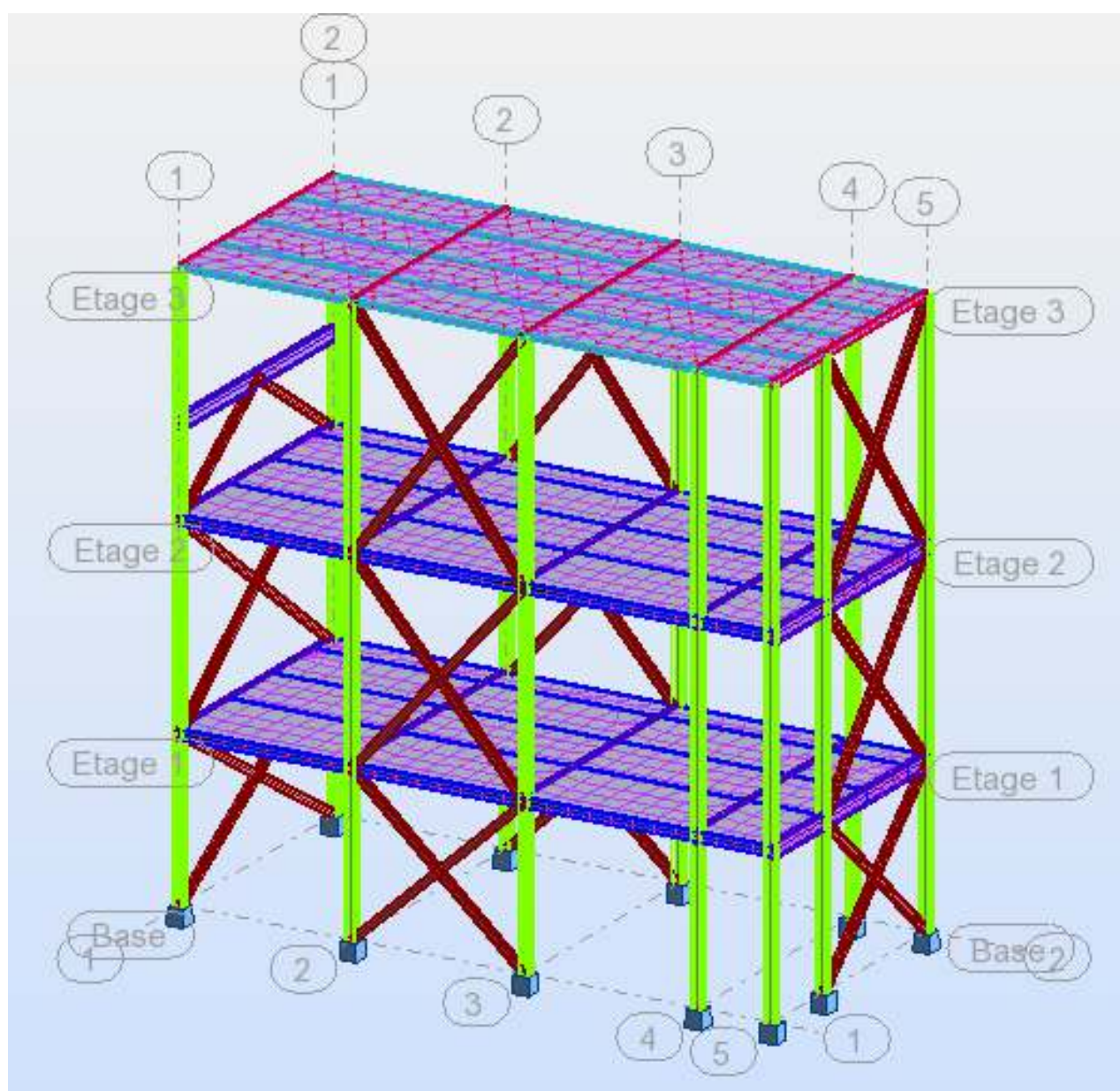


Figure V.4 : Modélisation du Bloc 1 via Robot SA.

- **Vérification de l'étude sismique aux conditions de l' RPA99/2003 :**

L'évaluation des actions sismiques peut se faire suivant la méthode d'analyse modale spectrale.

1. Calcul de la force sismique totale :

D'après l'article du RPA99/2003 (4.3.6[2]), la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminés par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule appropriée. Soit  $V_t > 0,8 V$

❖ Par l'analyse modale :

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

- Effort sismique dans le sens X  $V_t = 319.78 \text{ KN}$
- Effort sismique dans le sens Y  $V_t = 239.42 \text{ KN}$

La valeur de  $V_t$  est prise dans le cas le plus défavorable c'est à dire sous la combinaison :  
(G + Q + E)

❖ Par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale  $V$  appliqué à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivant :

$$V = (A \cdot D \cdot Q / R) \times W$$

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

- **A**: coefficient d'accélération de zone **A=0.25**
- **D** : facteur d'amplification dynamique

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s. \end{cases}$$

- $\eta$  : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

- $\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour un portique dense avec remplissage en acier nous avons :  $\xi=5\%$

-  $T_2$  période caractéristique, associée à la catégorie du site, pour ce cas  $T_2 = 0.50$  s

• **Calcul de la période :**

b) **par la formule empirique** :  $T = C_t \cdot h_n^{3/4}$

-  $h_n$  : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

(N) :  $h_n = 11.90$  m

-  $C_t$  : coefficient fonction de système de contreventement, et du type de remplissage.

On a des contreventements assurés par palées triangulées:  $C_t = 0.05$

$$T = 0,05 \cdot (11.90)^{3/4} \quad \rightarrow \mathbf{T = 0.320 \text{ s}}$$

b) **par la formule :**  $T = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{T_x = \frac{0,09 \times 11,90}{\sqrt{12,00}} = 0,309 \text{ s}} \\ \mathbf{T_y = \frac{0,09 \times 11,90}{\sqrt{5,40}} = 0,461 \text{ s}} \end{array} \right\}$$

Nous avons  $T < T_2$  et donc :  $D = 2,5 \eta$

$$\eta = 1 \quad \rightarrow \mathbf{D = 2.50}$$

- **R : Coefficient de comportement global de la structure :**

Pour le sens (x-x) nous avons le cas 10a :

Mixte portique /palées triangulées en X  $\rightarrow \mathbf{R = 5}$

Pour le sens (y-y) nous avons le cas 9a :

Ossature contreventée par des palées triangulées en X  $\rightarrow \mathbf{R = 4}$

- **Q : facteur de qualité :**

$$Q = 1 + \sum P_q \rightarrow \mathbf{Q = 1.20}$$



**W** : poids total de la structure est égal à la somme des poids  $W_i$  des quatre niveaux.

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = G + \beta Q$$

- G : poids du aux charges permanentes est à celles des équipements fixes Solidaires de la structure.
- Q : charge d'exploitation.
- $\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas :  $\beta = 0.60$

Donc à chaque niveau :  $W_i = W_{Gi} + 0.6W_{Qi}$

$$W_2 = 191\,735.85 \text{ kg}$$

➤ Sens (x-x) :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} \times W_2 = \frac{0.25 \times 2.50 \times 1.2}{4} \times 191\,735.85 = 35\,950.47 \text{ kg} = \mathbf{359.50 \text{ KN}}$$

➤ Sens (y-y) :

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} \times W_2 = \frac{0.25 \times 2.50 \times 1.2}{5} \times 191\,735.85 = 28\,760.38 \text{ kg} = \mathbf{287.60 \text{ KN}}$$

❖ Vérification :

Sens	$V_2$ (KN)	80% $V_1$ (KN)	E (KN)	Observation	Vérification
X	359.50	287.60	333.06	$E_x > 80\% V_1$	vérifié
Y	287.60	230.08	239.42	$E_y > 80\% V_1$	vérifié

Tableau V.8 : vérification des forces sismiques.

## 2. La période :

Prenant compte (l'article 4.2.4) la valeur de T calculée à partir de la formule de Rayleigh ou les résultats obtenues par les méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

On a La période fondamentale de la structure obtenue par :

Le logiciel est de :  $T_{\text{logiciel}} = T_1 = 0.26 \text{ s}$

La méthode empirique :  $T_{\text{calculé}} = T_1 = 0.32 \text{ s}$

Comparaison :  $T_1 + 30\% T_1 = 0.42\text{s}$

Nous avons :  $T_1 = 0.26 \text{ s} < T_1 + 30\% T_1 = 0.42\text{s}$

D'où la période est vérifiée.

### 3. Vérification des déplacements latéraux inters étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K est calculé de la manière suivante :

$$\delta_k = r \cdot \delta_{ek} \quad (6.3)$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (6.4)$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à (article 5.10), c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Donc ils limités à la valeur  $H_{\text{étage}}/100$

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes :

$$G + Q + E$$

➤ Sens (x-x) :

$$r_x = \frac{0.8 V_x}{E_x} = \frac{0.8 \times 259.50}{333.06} = 0.86$$

$V_x$  : force sismique calculé avec la méthode statique équivalente dans le sens (x-x)

$E_x$  : force sismique calculé avec la méthode numérique dans le sens (x-x)

➤ Sens (y-y) :

$$r_y = \frac{0.8 V_y}{E_y} = \frac{0.8 \times 287.60}{239.42} = 0.96$$

$V_y$  : force sismique calculé avec la méthode statique équivalente dans le sens (y-y)

$E_y$  : force sismique calculé avec la méthode numérique dans le sens (y-y)

Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$H_{\text{étage}}/100$ (cm)	Observation
RDC	0	0	0	3.20	Vérifié
1 <sup>er</sup> étage	0.5	0.43	0.43	4.00	Vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	1.5	1.29	0.86	4.70	Vérifié

Tableau V.9 : Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens (x-x)

Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$H_{\text{étage}}/100$ (cm)	Observation
RDC	0	0	0	3.20	Vérifié
1 <sup>er</sup> étage	0.3	0.29	0.29	4.00	Vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	1.0	0.96	0.67	4.70	Vérifié

Tableau V.10 : Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens (y-y)

#### 4. *Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :*

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

Avec :

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »,  $P_k = \sum (W_{Gi} + 0.6W_{Qi})$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k »

Niveau	$P_k$ (kg)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (cm)	$\theta$	Observation
1 <sup>er</sup> étage	107 698.78	0.43	333.00	400	0.004	Vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	19 553.33	0.86	255.39	470	0.002	Vérifié

Tableau V.11: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X

Niveau	$P_k$ (kg)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (cm)	$\theta$	Observation
1 <sup>er</sup> étage	107 698.78	0.29	207.34	400	0.004	Vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	19 553.33	0.67	162.09	470	0.002	Vérifié

Tableau V.12 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens Y

### 5. Justification du joint sismique :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{\min}$  satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (\delta_1 + \delta_2) \geq 40_{\text{mm}}$$

$\delta_1$  et  $\delta_2$  : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon 4.43 (formule 4.19) au niveau du sommet du bloc le moins élevé.

$$\delta_1 = 1.8 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 3.20 \text{ cm}$$

$$d_{\min} = 65 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$$

Étant donné que nous avons prévu un joint sismique de **d= 500 mm** entre axes, on peut conclure que le joint choisi est vérifié.

#### Nota :

Après une comparaison entre l'étude dynamique et l'étude de vent, nous avons trouvé que la force horizontale qui domine c'est la force sismique. C'est pourquoi c'est la seule force horizontale qu'on va prendre en considération.

# Chapitre VI

## **Calcul des Planchers Collaborant**

## VI. ETUDE DU PLANCHER COLLABORANT

### 1. Introduction

Les structures de planchers sont constituées d'ossatures plus lourdes, recevant des platelages de forte inertie, nécessaires pour reprendre des fortes charges (surcharges d'exploitations, de bureaux,...) pouvant atteindre plusieurs tonnes au m<sup>2</sup>.

Les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées, les solives (support de platelage) portant sur des poutres maîtresses, qu'elles-mêmes portées sur des poteaux.

Bien entendu qu'il y a divers types de planchers, parmi eux on se base sur un plancher dit mixte (acier/béton), et le plus répandu dans les constructions Métalliques.

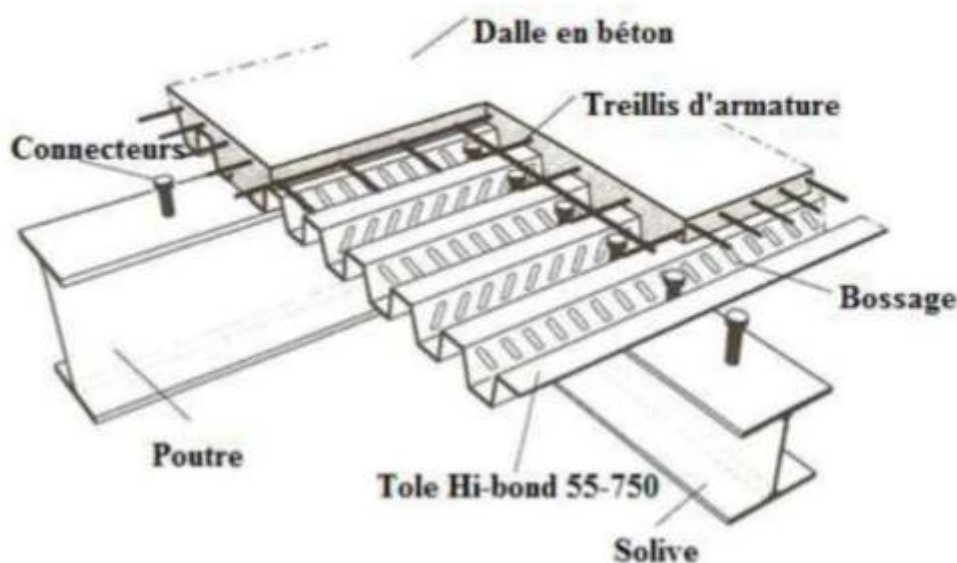


Figure VI.1 : schéma Plancher collaborant.

### 2. Calcul de plancher mixte :

Le calcul du plancher collaborant se fait en deux phases :

Phase de construction et phase finale

#### a. Phase de construction :

Le profilé en acier travail seul

Les charges à prendre en compte en phase de construction sont:

- Le poids propre du profilé : 0.224 KN/ml
- Le poids propre de la dalle :  $25 \times 1.65 \times 0.16 = 6.6$  KN/ml
- Le poids propre du bac d'acier :  $0.13 \times 1.65 = 0.22$  KN/ml
- Une charge de construction :  $Q = 1 \times 1.65 = 1.65$  KN/ml

Charges pondérées :

- $S_c = 1.35 \times (0.244 + 6.6 + 0.22) + 1.5 \times 1.65 = 12.02$  KN/ml

Moment max en mi- travée :  $M_{sd} = \frac{12.02 \times 3.5^2}{8} = 18.40$  KN.m

Effort tranchant max (appui) :  $V_{sd} = \frac{12.02 \times 3.5}{2} = 21.04$  KN

$$\text{Flèche max (ELS)} : f_{max} = \frac{5 \times 8.70 \times 3500^4}{384 \times 1943 \times 10^4 \times 2.1 \times 10^5} = 4.16 \text{ mm}$$

**b. Phase finale :**

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

Les charges à considérées :

- Le poids propre du profilé : 0.244 KN/ml
- Le poids propre de la dalle :  $25 \times 1.65 \times 0.16 = 6.6$  KN/ml
- Le poids propre du bac d'acier :  $0.13 \times 1.65 = 0.22$  KN/ml
- Le poids du revêtement + mortier de pose :  $0.8 \times 1.65 = 1.32$  KN/ml
- Surcharge d'exploitations :  $Q = 6 \times 1.65 = 9.9$  KN/ml

Charges pondérées :

$$- S_c = 1.35 \times (0.244 + 6.6 + 0.22 + 1.32) + 1.5 \times 9.9 = 26.17 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment max en mi- travée} : M_{sd} = \frac{26.17 \times 3.5^2}{8} = 40.07 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant max (appui)} : V_{sd} = \frac{26.17 \times 3.5}{2} = 45.80 \text{ KN}$$

$$\text{Flèche max (ELS)} : f_{max} = \frac{5 \times 18.28 \times 3500^4}{384 \times 1943 \times 10^4 \times 2.1 \times 10^5} = 8.75 \text{ mm}$$

➤ Vérification :

**a. Phase de construction :**

• Classification :

$$- \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$- \text{Ame} : \frac{d}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28.39 < 72\epsilon \rightarrow \text{âme de classe 1.}$$

$$- \text{Semelle} : \frac{b/2}{t_f} = \frac{50}{8.5} = 5.88 < 10\epsilon \rightarrow \text{semelle de classe 1.}$$

IPE 200 est de classe 1

• Moment résistant :

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{220600 \times 235}{1} = 51.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = 51.84 \text{ KN.m} > M_{sd} = 18.40 \text{ KN.m} \rightarrow \text{vérifié}$$

• Effort tranchant :

$$V_{plrd} = \left\{ \begin{array}{l} A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = 189.95 \text{ KN} \\ 0.6 \times h \times t_w \times f_y = 157.92 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$V_{plrd} = 157.92 \text{ KN} > V_{sd} = 21.04 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifié.}$$

• Voilement :

$$\frac{d}{t_w} = 28.39 < 69.\epsilon \rightarrow \text{il n'y a pas nécessité de vérifier le voilement de l'âme}$$

- Interaction effort tranchant et moment :

$V_{sd} < 0.5 \times V_{plrd} \rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant  
 Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

- Déversement :

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Euro codes, la poutre étant maintenue latéralement par les solives, on peut considérer qu'elle ne risque pas de déverser.

- La flèche :

$$f_{max} = \frac{5 \times 8.70 \times 3500^4}{384 \times 1943 \times 10^4 \times 2.1 \times 10^5} = 4.16 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = 14 \text{ mm} \quad \overrightarrow{f_{max} \quad \bar{f}}$$

La flèche est vérifiée

**b. Phase finale:**

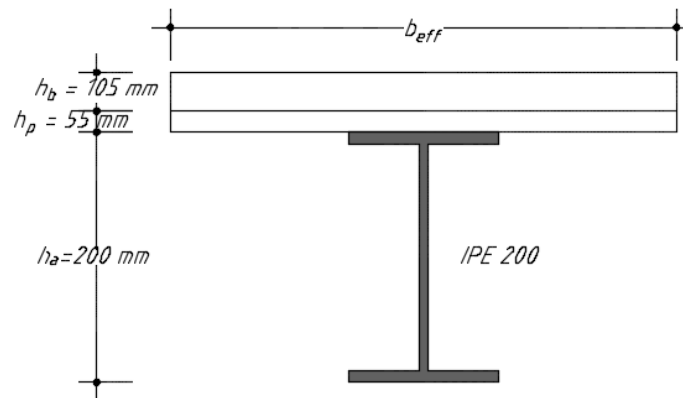


Figure VI.1 : Montage poutre/dalle.

$b_{eff}$  : la largeur participante de la dalle de béton.

$h_p$  : hauteur de la dalle de béton.

$h_b$  : hauteur de la nervure.

$h$  : la hauteur du profilé.

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times l_0}{8} = \frac{2 \times 3.5}{8} = 0.88 \text{ m} \\ 3.50 \text{ m} \end{array} \right\} \quad \overrightarrow{b_{eff} = 0.88 \text{ m}}$$



- Position de l'axe neutre plastique :

Force de la section d'acier :  $F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_a}$

Force de la section de béton :  $F_b = A_b 0.85 \frac{f_{bk}}{\gamma_b}$  avec :  $A_b = b_{eff} \cdot h_b$

$$F_a = 2848 \times \frac{355}{1.1} = 669.28 \text{ KN}$$

$$F_b = 92400 \times 0.85 \times \frac{25}{1} = 1\,963.50 \text{ KN}$$

$F_b > F_a$   Axe neutre dans la de béton.

$$z_p = \frac{F_a}{F_b} \times h_b = 35.80 \text{ mm}$$

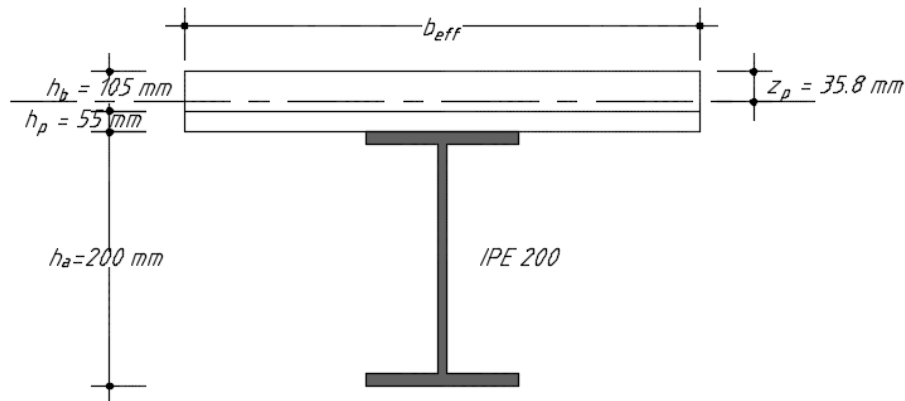


Figure V.2 : Position de l'axe neutre plastique

- Moment résistant :

$$M_{plRd} = F_a \left[ \frac{h_a}{2} + h_b + h_p - \frac{F_a}{F_b} \times \frac{h_a}{2} \right] = 151.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{26.17 \times 3.5^2}{8} = 40.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 40.07 \text{ KN.m} < M_{plRd} = 151.20 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

- Effort tranchant :

$$V_{plrd} = \left\{ \begin{array}{l} A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = 189.95 \text{ KN} \\ 0.6 \times h \times t_w \times f_y = 157.92 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$V_{plrd} = 157.92 \text{ KN} > V_{sd} = 45.80 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifié.}$$

- Interaction effort tranchant et moment :

$V_{sd} < 0.5 \times V_{plrd} \rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant  
Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

- Déversement :

La vérification au déversement en phase finale n'est pas nécessaire car la poutre étant maintenu par le béton dur ne risque pas de déverser.

- La flèche :

Pour le calcul de la flèche en phase finale, le moment d'inertie à prendre en compte c'est le moment d'inertie de la section mixte 'I<sub>c</sub>' car dans la phase finale c'est la section mixte qui travaille.

La position de l'axe neutre élastique sera déterminée par l'équilibre des moments statiques par rapport à l'axe passant par la surface de la semelle inférieure du profilé.

$$Z_{el} = \frac{z_a A_a + z_b \frac{A_b}{n}}{A_a + \frac{A_b}{n}}$$

A<sub>a</sub> : aire de la section du profilé d'acier.

A<sub>b</sub> : aire de la section du béton = h<sub>b</sub> × b<sub>eff</sub>

A<sub>c</sub> : aire de la section mixte.

n<sub>el</sub> : coefficient d'équivalence  $n = \frac{E_a}{E_b} = 15$

E<sub>a</sub> : module d'élasticité de l'acier.

E<sub>b</sub> : module d'élasticité du béton.

$$Z_{el} = \frac{100 \times 2848 + 52.5 \frac{92400}{15}}{2848 + \frac{92400}{15}} = 67.52 \text{ mm}$$

- Calculer le moment d'inertie de la section mixte :

$$I_c = I_a + \frac{h_b^3 \times b_{eff}}{12n} + A_a \left( \frac{h_a}{2} - z_{el} \right)^2 + \frac{h_b \times b_{eff}}{n} \left( h_a + \frac{h_b + h_p}{2} - z_{el} \right)^2$$

$$I_c = 19430\ 000 + 5\ 659\ 500 + 3\ 004\ 498.74 + 6\ 160\ (280 - 67.52)^2$$

$$I_c = 306\ 204\ 141.2 \text{ mm}^4$$

$$I_c = 30\ 620.41 \text{ cm}^4$$

- Calcul de la flèche :

$$f_{max} = \frac{5 \times 40.07 \times 3500^4}{384 \times 30620.41 \times 10^4 \times 2.1 \times 10^5} = 1.21 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} \rightarrow \bar{f}_{max}$$

La flèche est vérifiée.

➤ **Méthode Elastique :**

**1. Phase de construction :**

La phase de construction correspond à la phase de bétonnage de la dalle, quand le béton n'a pas encore fait prise. La résistance est alors assurée par le profilé métallique.

- Vérification de l'état de contrainte :

$$\text{Contrainte de compression : } \sigma_a' \leq \frac{M_{con} \times h_a}{I_{a_{el}} \times 2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\frac{M_{con} \times h_a}{I_{a_{el}} \times 2} = \frac{18.40 \times 10^6 \times 200}{1943 \times 10^4 \times 2} = 94.69 \text{ MPa.}$$

$$\frac{f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{355}{1.1} = 322.73 \text{ MPa.}$$

$$\frac{M_{con} \times h_a}{I_{a_{el}} \times 2} = 94.69 \text{ MPa} < \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 322.73 \text{ MPa} \rightarrow \text{Contrainte de compression vérifiée.}$$

$$\text{Contrainte de traction : } \sigma_a \leq \frac{M_{con} \times h_a}{I_{a_{el}} \times 2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\frac{M_{con} \times h_a}{I_{a_{el}} \times 2} = \frac{18.40 \times 10^6 \times 200}{1943 \times 10^4 \times 2} = 94.69 \text{ MPa.}$$

$$\frac{f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{355}{1.1} = 322.73 \text{ MPa.}$$

$$\frac{M_{con} \times h_a}{I_{a_{el}} \times 2} = 94.69 \text{ MPa} < \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 322.73 \text{ MPa} \rightarrow \text{Contrainte de traction vérifiée.}$$

**2. Phase finale :**

Par opposition à la phase de construction, la phase finale (stade définitif) est surtout caractérisée par le fait que la résistance est maintenant assurée par la section mixte.

- Cas de l'axe neutre élastique dans la dalle de béton :
  - ✓ Le béton sous le niveau de la nervure est négligé.
  - ✓ Le béton au-dessus de l'axe neutre élastique est comprimé.
  - ✓ Le béton au-dessous de l'axe neutre élastique est tendu.
- Vérification des contraintes finales :

$$\text{Contrainte de compression du béton : } \sigma_b' \leq \frac{M_f}{n I_c} (h_a + h_b + h_p - z_{el}) \leq 0.85 \frac{f_{bk}}{\gamma_b}$$

$$\frac{M_f}{n I_c} (h_a + h_b + h_p - z_{el}) = \frac{40.07 \times 10^6}{15 \times 30620.41 \times 10^4} (200 + 105 + 55 - 67.52) = 2.55 \text{ MPa.}$$

$$0.85 \frac{f_{bk}}{\gamma_b} = 21.25 \text{ MPa}$$

$$\frac{M_f}{n I_c} (h_a + h_b + h_p - z_{el}) = 2.55 \text{ MPa} < 0.85 \frac{f_{bk}}{\gamma_b} = 21.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Contrainte de compression du béton vérifiée.}$$

$$\text{Contrainte de traction du béton : } \sigma_b \leq \frac{M_f}{n I_c} (z_{el} - h_a - h_p) \leq 0.6 + 0.06 f_{bk}$$

$$\frac{M_f}{n I_c} (z_{el} - h_a - h_p) = \frac{40.07 \times 10^6}{15 \times 30620.41 \times 10^4} (67.52 - 200 - 55) = -1.64 \text{ MPa}$$

$$0.6 + 0.06 f_{bk} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\frac{M_f}{n I_c} (z_{el} - h_a - h_p) \leq 0.6 + 0.06 f_{bk} \rightarrow \text{Contrainte de traction du béton } \mathbf{v\acute{e}rifi\acute{e}e}.$$

Contrainte de traction de la semelle sup du profilé d'acier :

$$\sigma_{a1} + \sigma_a' \leq \frac{M_f}{I_c} (z_{el} - h_a) + \sigma_a' \leq \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\frac{M_f}{I_c} (z_{el} - h_a) + \sigma_a' = \frac{40.07 \times 10^6}{30620.41 \times 10^4} (67.52 - 200) + 94.69 = 77.35 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{355}{1.1} = 322.73 \text{ MPa.}$$

$$\frac{M_f}{I_c} (z_{el} - h_a) + \sigma_a' \leq \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \rightarrow \text{Contrainte de traction de la semelle sup du profilé d'acier}$$

**Vérifiée**

Contrainte de traction de la semelle inf du profilé d'acier :

$$\sigma_{a1} + \sigma_a \leq \frac{M_f}{I_c} z_{el} + \sigma_a \leq \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\frac{M_f}{I_c} z_{el} + \sigma_a = \frac{40.07 \times 10^6}{30620.41 \times 10^4} 67.52 + 94.69 = 103.53 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{355}{1.1} = 322.73 \text{ MPa.}$$

$$\frac{M_f}{I_c} z_{el} + \sigma_a \leq \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \rightarrow \text{Contrainte de traction de la semelle inf du profilé d'acier}$$

**Vérifiée**

### 3. Calcul des connecteurs :

- **Généralités :**

Les connecteurs sont utilisés pour permettre de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal et est appelée « connexion au cisaillement ».

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

Dans les pays industriels, le goujon soudé est le plus usuel des connecteurs de cisaillements. Il peut être soudé sur la semelle supérieure de manière semi-automatique soit directement à l'atelier, soit à travers des tôles profilées en acier sur le chantier.

C'est une variante du soudage à l'arc dans laquelle des goujons sont soudés de façon automatique sur des surfaces planes. Le goujon qui peut être un barreau lisse ou fileté (s'il est lisse, il doit avoir une tête), constitue l'électrode et est tenu dans le mandrin d'un pistolet de soudage connecté à une alimentation électrique. Le goujon est tout d'abord mis en contact avec la surface d'un plat en acier ou d'un profilé. Dès que le courant est mis, le goujon est automatiquement écarté de manière à ce que s'établisse un arc électrique. Quand le bain de fusion s'est formé et que le bout du goujon est fondu, il est automatiquement enfoncé dans le plat en acier et le courant est coupé. Le métal fondu qui est expulsé de l'interface est disposé en bourrelet au moyen d'un collier en céramique, placé autour de l'arc du goujon au début de l'opération. Cette collerette sert aussi à fournir une protection suffisante contre la contamination atmosphérique.

Les connecteurs et les armatures transversales doivent être prévus entre la dalle et la poutre en acier à l'état limite ultime, en négligeant l'effet d'adhérence naturelle entre les deux.

- **Goujons :**

Type goujon :

Hauteur :  $h = 120$  mm.

Diamètre :  $d = 19$  mm.

On détermine  $P_{rd}$  :

$$P_{rd} = \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_V} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_V} \end{array} \right.$$

$f_{ck}$  : résistance caractéristique de béton.....30 N/mm<sup>2</sup>

$E_c$  : module de Young de béton.....30.5 KN/mm

$f_u$  : résistance caractéristique des connecteurs ..... 450 N/mm<sup>2</sup>

$\gamma_v = 1,25$ .

$$\alpha = 0,2 \times \left( \frac{h}{d} + 1 \right) \leq 1 \Rightarrow \alpha = 0,2 \times \left( \frac{120}{19} + 1 \right) = 1,46 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{rd} = \text{Inf} \begin{cases} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 32 \times 10^3}}{1,25} = 73.1 \text{ KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81.7 \text{ N} \end{cases}$$

$\Rightarrow P_{rd} = 73.1 \text{ KN}$ .

- Influence de la forme du bac d'acier :

$$K_t = \frac{0.7 b_0 (h - h_p)}{\sqrt{N_r h_p^2}} \begin{cases} \leq 1.0 \text{ for } N_r = 1 \\ \leq 0.8 \text{ for } N_r = 2 \end{cases}$$

$$K_t = \frac{0.7 \times 150 (115 - 55)}{\sqrt{1 \times 55^2}} = 2.08 > 1.0 \text{ for } N_r = 1 \Rightarrow P_{rd} = 73.1 \text{ KN}.$$

-  $F_{ct} = \text{inf}(R_{\text{béton}}; R_{\text{acier}}) = \text{inf}(1\ 963.50; 669.28) = 669.28 \text{ KN}$

- Nombre de connecteur :

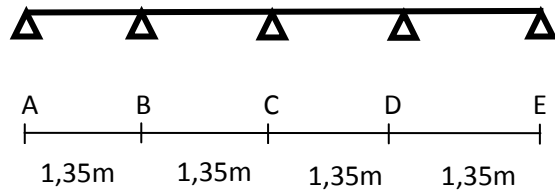
$$\text{Nbrc} = \frac{2 F_{ct}}{P_{rd}} = \frac{2 \times 669.28}{73.1} \approx 18.31 \rightarrow \text{on prend } \mathbf{19 \text{ connecteurs}} \text{ pour toute la poutre}$$

- L'espace entre les connecteurs :

$$e_{\min} = 5.d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$e = \frac{L}{\text{Nbrc} - 1} = \frac{3500}{19 - 1} = 194.44 \text{ mm} \rightarrow \text{on prend } \mathbf{e = 200 \text{ mm}}$$

#### 4. Calcul des *Ferraillage* des dalles pleines :



Les planchers sont sollicités par :

$$G = 3.77 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 6.00 \text{ KN/m}^2$$

- **Méthode de calcul :**

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite "méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.

- **Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

1. la charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$  :

$$Q = 6.00 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 3.77 ; 5) = 7.54 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{c'est vérifié}$$

2. les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.

Nous avons la même section dans les différentes travées  $\rightarrow$  c'est vérifié

3. le rapport des portées successives est compris entre :  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{1.35}{1.35} = 1 \rightarrow \text{c'est vérifié}$$

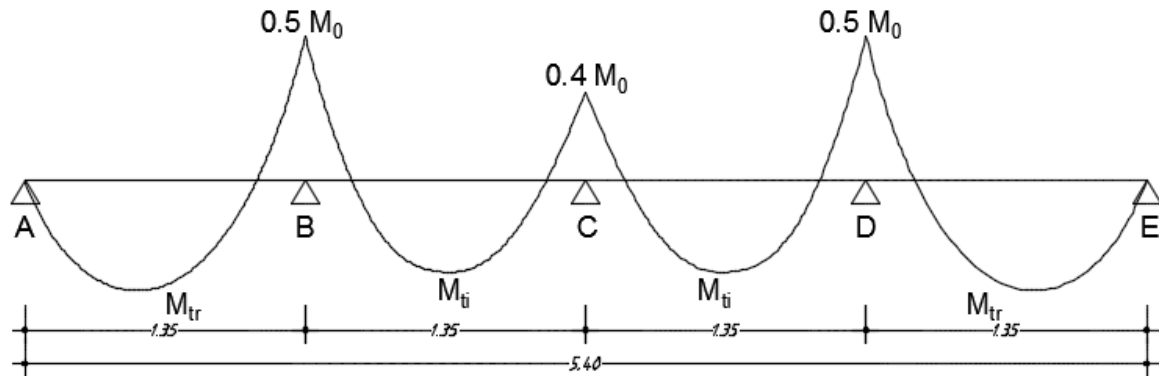
4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

**Les quatre conditions sont vérifiées.**

- Calcul des moments :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.61$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{(1.35 \times 3.77 + 1.5 \times 6) \times 3.5 \times 1.35^2}{8} = 11.23 \text{ KN.m}$$



Moments sur appuis :

$$M_A = M_E = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_D = 0.5 \times 11.23 = 5.62 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \times 11.23 = 4.50 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

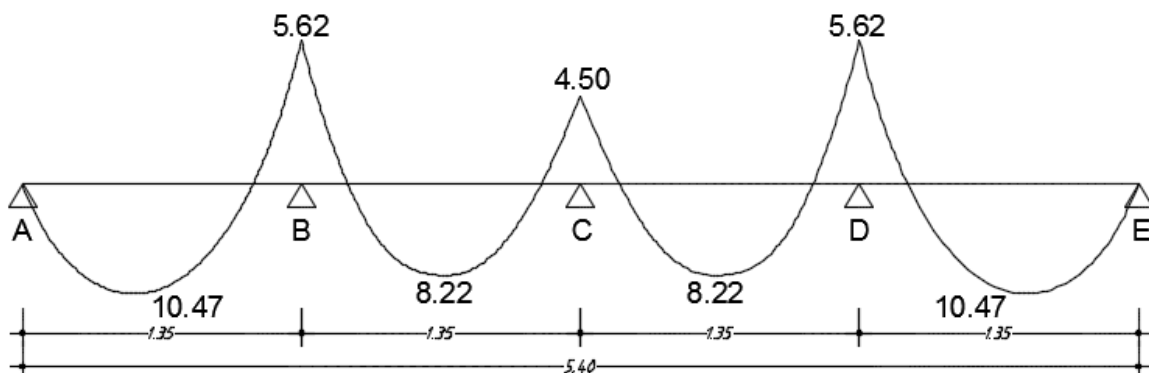
$$M_t \geq \max [1.05M_0 ; (1+0.3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

- travée intermédiaire :  $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 6.664 \text{ KN.m}$

- travée de rive :  $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 7.76 \text{ KN.m}$

$$M_{tr} = M_{AB} = M_{DE} = \max (11.79 ; 13.28) - \frac{5.62+0}{2} = 10.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{ti} = M_{BC} = M_{CD} = \max (11.79 ; 13.28) - \frac{5.62+4.50}{2} = 8.22 \text{ KN.m}$$





- Calcul des ferrailages :

- Sur appuis :

$$f_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9h = 14.4 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.019 \rightarrow \mu < 0.124 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 0.024$$

$$\zeta_{bc} = 0.247 \times 10^3$$

$$\delta_{bc} = 3.28$$

$$\mu = 0.082 \rightarrow \alpha_0 = 0.108 \rightarrow z = 13.77 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.17 \text{ cm}^2$$

Conditions de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 d \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.4 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$A = \max. (A_s, A_{\min}) = 1,98 \text{ cm}^2$$

- Choix :

Une nappe T10 + Treillis Soudés :  $\Phi 5 \ 15 \times 15$

- En travée :

$$f_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9h = 14.4 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.034 \rightarrow \mu < 0.124 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 0.045$$

$$\zeta_{bc} = 0.475 \times 10^3$$

$$\delta_{bc} = 5.93$$

$$\mu = 0.085 \rightarrow \alpha_0 = 0.111 \rightarrow z = 15.28 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.96 \text{ cm}^2$$

Conditions de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 d \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.4 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$A = \max. (A_s, A_{\min}) = 1,98 \text{ cm}^2$$

- Choix :

○ Une nappe T10 + Treillis Soudés :  $\Phi 5 \ 15 \times 15$

# Chapitre VII

## Calcul des Assemblages

## Chapitre VII : Calcul des assemblages

### 1. Introduction

Un assemblage est un moyen de réunir et solidariser plusieurs pièces entre eux, assurant la transmission et la répartition des sollicitations

### 2. Les types de liaison

Les assemblages sont classés en deux grandes catégories :

- ✓ assemblages « mécaniques » : boulons, vis, rivets... ;
- ✓ assemblages « adhérents ou cohésifs » : soudure, collage...

Les assemblages concernent des éléments structurels – poteaux, poutres, diagonales de contreventement, tirants – ou des matériaux de partition ou d'enveloppe. Ils représentent une fraction significative du coût d'une ossature métallique.

En plus de leur fonction de liaison, qui consiste à assurer la continuité des efforts transmis, ils jouent un rôle esthétique très important quand ils sont visibles. Ils sont particulièrement mis en valeur lorsqu'ils montrent le fonctionnement structurel du bâtiment.

#### i. Assemblages mécaniques

##### a. Les boulons

Le boulon comporte une tête hexagonale, un corps cylindrique fileté qui constitue la vis et un écrou également hexagonal.

Le serrage d'un boulon ordinaire se fait soit manuellement, soit avec une clé, soit pneumatiquement.

Les boulons à haute résistance (HR) et à serrage contrôlé sont plus efficaces. Le serrage d'un boulon HR crée entre deux pièces une pression qui s'oppose au glissement par frottement.

Ce type de boulon est principalement utilisé pour assurer la liaison des composants dans des assemblages soumis à des moments de flexion et des efforts tranchants. Le serrage contrôlé de ce type de boulon se fait par une clé dynamométrique (Munie d'un appareil de mesure de l'effort).

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$F_{yb}$ (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
$F_{ub}$ (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau VII.1 : limite d'élasticité et contrainte ultime des boulons selon leurs nuances.

## b. Les rivets

Le rivetage a été longtemps le seul procédé d'assemblage utilisable en construction métallique (par exemple pour la tour Eiffel). Développé dès la fin du XVIIIe siècle pour la confection des chaudières

### ii. Assemblages adhérents ou cohésifs

#### a. Le soudage

Le soudage consiste à fondre l'acier localement et avec ou sans apport de métal (toujours de l'acier) de manière à reconstituer une continuité de la matière aussi parfaite que possible.

Le procédé le plus courant en construction métallique est la soudure à l'arc qui utilise la chaleur produite par un arc électrique pour porter l'acier à la température de fusion.

Les positions de soudage peuvent s'effectuer pour des pièces :

- ✓ à plat bout à bout ;
- ✓ à plat superposé ;
- ✓ à plat d'angle.

#### b. Le collage :

Encore expérimental, le collage de pièces métalliques ne s'emploie en pratique que pour des pièces d'enveloppe où les contraintes mécaniques à prendre en compte sont faibles (par exemple raccord d'angle pour un bardage). Néanmoins les progrès très importants réalisés ces dernières années dans les colles laissent prévoir un grand développement de ce type d'application

- ✓ Le choix du type d'assemblage dépend du fonctionnement :

- Boulons HR → fonctionnement par adhérence.
- Boulons ordinaires → fonctionnement au cisaillement

- ✓ Coefficients partiels de sécurité :

- Résistance des boulons au cisaillement :  $\gamma_{mb} = 1,25$

- Résistance des boulons à traction :  $\gamma_{mb} = 1,50$

- ✓ Coefficient de frottement :

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

Le coefficient de frottement  $\mu$  doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

- $\mu = 0,50$  pour les surfaces de la classe A
- $\mu = 0,40$  pour les surfaces de la classe B
- $\mu = 0,30$  pour les surfaces de la classe C
- $\mu = 0,20$  pour les surfaces de la classe D.

### **3. Rôle des assemblages :**

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

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

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages). - Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés) Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :
- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments

#### 4. Calcul des assemblages :

##### A. Bloc 1 :

##### a. L'assemblage poteau poutre par platine poteau HEA200 poutre HEA180 :

$$N_{sd} = 1303.71 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 38.32 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 31.62 \text{ KN.m}$$

##### 1. Calcul de la soudure poutre HEA180 :

##### a. Calcul de l'épaisseur du cordon sur la semelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{eq} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w} \\ \sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{II}^2)} \end{array} \right.$$

$\sigma_{\perp}$  : Contrainte normale perpendiculaire à la gorge ;

$\sigma_{II}$  : Contrainte normale parallèle à l'axe de la soudure ;

$\tau_{\perp}$  : Contrainte tangente (dans le plan de la gorge) perpendiculaire à l'axe de la soudure ;

$\beta_w$  : Facteur de corrélation approprié qui prend les valeurs suivantes :

Nuance d'acier	Fe 360	Fe 430	Fe 510
$\beta_w$	0.80	0.85	0.90

Tableau VII.2 : Valeurs de  $\beta_w$

Le cordon sur la semelle est un cordon frontal, donc :  $\sigma_{II} = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sqrt{2} \cdot F}{2 \cdot a_1 \cdot l_1} \\ F = \frac{M_{sd}}{h} \\ \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2}} \end{array} \right.$$

Avec :

$l_1 = b$  : la longueur de la semelle ;

$a_1$  : l'épaisseur de la soudure sur la semelle ;

$h$  : la hauteur du profilé.

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{II}^2)} = 2 \times \sigma_{\perp} = 2 \times \frac{\sqrt{2} \cdot F}{2 \cdot a_1 \cdot l_1}$$

$$\sigma_{eq} = \frac{\sqrt{2} \cdot \frac{M_{sd}}{h}}{a_1 \cdot l_1}$$

$$\sigma_{eq} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w} \frac{\sqrt{2} \cdot \frac{M_{sd}}{h}}{a_1 \cdot l_1} \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w}$$

$$a_1 \geq \frac{\sqrt{2} \cdot M_{sd} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{m2}}{f_u \cdot l_1 \cdot h} a_1 \geq \frac{\sqrt{2} \times 31.62 \times 10^6 \times 0.80 \times 1.25}{360 \times 180 \times 171}$$

$$a_1 \geq 1.02$$

On prend  $a_1 = 5 \text{ mm}$ .

b. Calcul de l'épaisseur du codon sur l'âme :

$$\begin{cases} \sigma_{eq} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w} \\ \sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{II}^2)} \end{cases}$$

Le cordon sur l'âme est un cordon latéral, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{II} = \frac{v_{sd}}{2 \times a_2 \times l_2} \\ \sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 0 \end{cases}$$

Avec :

$l_2 = d$  : la longueur de l'âme ;

$a_2$  : l'épaisseur de la soudure de l'âme ;

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{II}^2)} = \sqrt{3} \times \sigma_{II} = \sqrt{3} \frac{v_{sd}}{2 \times a_2 \times l_2}$$

$$\sigma_{eq} = \frac{\sqrt{3} \cdot v_{sd}}{2 \times a_2 \times l_2}$$

$$\sigma_{eq} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w} \frac{\sqrt{3} \cdot v_{sd}}{2 \times a_2 \times l_2} \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w}$$

$$a_2 \geq \frac{\sqrt{3} \cdot v_{sd} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{m2}}{2 \cdot f_u \cdot l_2} a_2 \geq \frac{\sqrt{3} \times 38320 \times 0.80 \times 1.25}{2 \times 360 \times 122} a_2 \geq 0.755$$

On prend  $a_2 = 4 \text{ mm}$ .

## 2. Epaisseur de la platine :

L'épaisseur de la platine déterminé par la formule suivante :

$$a_{\max} = 0.7 t_{\min} t_{\min} \frac{a}{0.7} \frac{5}{0.7} = 7.14 \text{ mm}$$

On prend **t = 20 mm**.

## 3. Choix de diamètre du boulon :

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètre déferents ; le choix du diamètre se fera en déterminants leurs résistances tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

- $t \leq 10 \text{ mm}$                        $d = (12 ; 14) \text{ mm}$
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$                  $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$
- $t \geq 25 \text{ mm}$                          $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On à l'épaisseur de la platine  $t = 20 \text{ mm}$  alors on prend  **$\phi = 20 \text{ mm}$**  classe 8.8

## 4. Détermination du nombre de boulons nécessaires :

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{\text{vsd}} \leq F_{\text{vrd}} \\ F_{\text{vsd}} = \frac{V_{\text{sd}}}{n} \\ F_{\text{vrd}} = \frac{0.6 \times f_{\text{ub}} \times A_{\text{s}}}{\gamma_{\text{mb}}} \end{array} \right.$$

$F_{\text{vsd}}$  : Effort de cisaillement de calcule par boulon ;

$V_{\text{sd}}$  : Effort fléchissant vertical ;

$F_{\text{vrd}}$  : Résistance de calcul au cisaillement par boulon ;

$A_{\text{s}}$  : Aire de la section résistante.

$$n \geq \frac{1.25 \times 38320}{0.6 \times 800 \times 245} \longrightarrow n \geq 4.07$$

On prend 8 boulons HR (2 rangées de 4 boulons)



5. Disposition des boulons :

$$d_0 = \Phi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 26.4 \leq e_1 \leq 246 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 33 \leq e_2 \leq 246 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq 14t \rightarrow 48.4 \leq P_1 \leq 200 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq 14t \rightarrow 66 \leq P_2 \leq 200 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} e_2 = 30 \text{ mm} \\ P_2 = 100 \text{ mm} \\ e_1 = 30 \text{ mm} \\ P_1 = 50 \text{ mm} \end{cases}$$

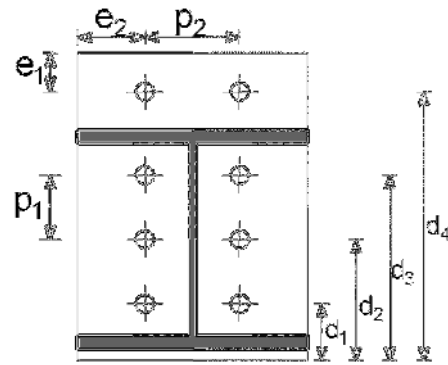


Figure VII.1 : distribution des boulons sur la platine.

6. Détermination des efforts dans les boulons :

Condition à vérifier :  $N_i \leq n \cdot F_p$

$$\begin{cases} N_i = \frac{M_{sd} d_i}{\sum d_i^2} \\ F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s \end{cases}$$

Avec  $n=2$  (nombre de boulons par rangés)

$F_p$  : l'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.

$$n \cdot F_p = 2 \cdot 0,7 \cdot 800 \cdot 245 = 275 \text{ KN}$$

$$d_1 = 50 \text{ mm}$$

$$d_2 = 100 \text{ mm}$$

$$d_3 = 150 \text{ mm}$$

$$d_4 = 211 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 79521 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = \frac{31.62 \times 10^6 \times 50}{79521} = 19.88 \text{ KN} < 275 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$N_2 = \frac{31.62 \times 10^6 \times 100}{79521} = 41.01 \text{ KN} < 275 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$N_3 = \frac{31.62 \times 10^6 \times 150}{79521} = 59.64 \text{ KN} < 275 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$N_4 = \frac{31.62 \times 10^6 \times 211}{79521} = 83.90 \text{ KN} < 275 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **Moment résistant effectif de l'assemblage :**

Condition à vérifier  $M_r > M_{sd}$

$$M_r = \sum N_i \cdot d_i$$

$$M_r = 1 + 4.12 + 8.95 + 17.71 = 31.78 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 31.78 > M_{sd} = 31.62 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant:**

Condition à vérifier :  $F_{vsd} < F_{srd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{38.32}{8} = 4.79 \text{ KN}$$

$$F_{srd} = \frac{k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{ms}}$$

$K_s=1$  Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage ;

$\mu = 0,2$  Coefficient de frottement des pièces dépend de la classe de la surface ;

Type de surface	Classe	$\mu$
Surface décapé par grenailage ou sablage - Avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes et sans piqure de corrosion - Métallisées par projection d'aluminium - Métallisées par projection d'un revêtement à base de zinc garantissant un coefficient de frottement $\mu \geq 0.5$	A	0.5
Surface décapé par grenailage ou sablage et recouverte d'une couche de peinture au silicate de zinc alcalin d'épaisseur 50 à 80 mm	B	0.4
Surface nettoyée par brossage métallique ou à flamme avec enlèvement de toute les plaques de rouilles non adhérentes	C	0.3
Surface non traité	D	0.2

Tableau VII.3 : classes de traitement de surface et coefficients de frottement selon l'Eurocode 3.

$m = 2$  Nombre d'interfaces de frottement ;

$\gamma_{ms}=1,25$  coefficient partiel de sécurité ;

$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 137.20 \text{ KN}$  la résistance du boulon.

$$F_{srd} = \frac{1 \times 2 \times 0.2 \times 137.2}{1.25} = 43.90 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 4.79 \text{ KN} < F_{srd} = 43.90 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Résistance de boulon au cisaillement par plan de cisaillement :**

Condition à vérifier :  $F_{v,rd} \geq N_{sd}$

$$\begin{cases} F_{v,rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s \times m \times n}{\gamma_{mb}} \\ N_{sd} = \frac{N_{sd}}{8} \end{cases}$$

$m=2$  : Nombre de sections de cisaillement ;

$n=8$  : nombre de boulons cisailés.

$$F_{v,rd} = \frac{0.6 \times 800 \times 245 \times 2 \times 8}{1.25} = 1505.28 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \frac{1303.71}{8} = 162.96 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 1505.28 \text{ KN} \geq N_{sd} = 162.96 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Vérification de la pression diamétrale :**

condition à vérifier :  $F_{b,rd} \geq F_{v,sd}$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\}$$

$$\gamma_{mb} = \begin{cases} 1.25 \rightarrow \text{cisaillement.} \\ 1.50 \rightarrow \text{Traction.} \end{cases}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{30}{66} ; \frac{50}{66} - \frac{1}{4} ; \frac{800}{360} ; 1 \right\}$$

$$\alpha = 0.45$$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 0.45 \times 360 \times 20 \times \frac{20}{1.25} = 129.60 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{38.32}{8} = 4.79 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 4.79 \text{ KN} < F_{b,rd} = 129.60 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Résistance des boulons à la traction :**

Condition à vérifier :  $F_{t,rd} \geq F_{v,sd}$

$$F_{t,rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 800 \times 245}{1.25} = 141.12 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 4.79 \text{ KN} < F_{t,rd} = 141.12 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

b. Assemblage poutre solive :

L'assemblage entre la poutre HEA 120 et la solive IPE 120, est réalisé à l'aide de deux cornières (LNP 90.60.6) à l'extrémité de la solive et l'âme de la poutre.

Les efforts maximaux à prendre

$$N_{sd} = 1072.02 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 24.78 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 18.43 \text{ KN.m}$$

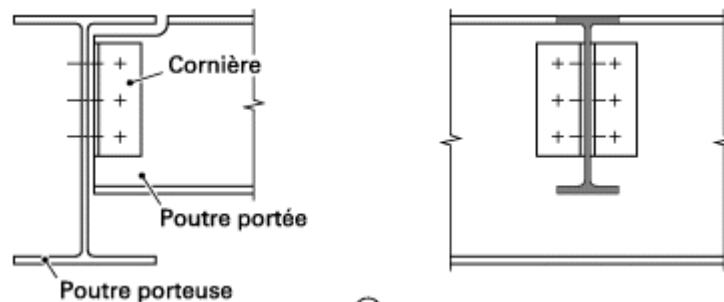


Figure VII.2 :exemple d'assemblage poutre solive avec des cornières.

Selon le modèle de transmission des efforts représenté dans la figure ci-dessous, on constate que les boulons de la colonne et de la poutre doivent reprendre la force de cisaillement  $V_{sd}$ , tandis que les boulons de la poutre reprennent en plus les moments dus aux excentricités « e » (dans le plan de l'âme de la poutre) et a (dans le plan de l'aile de la colonne).

• **Choix de diamètre du boulon :**

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètre différents ; le choix du diamètre se fera en déterminants leurs résistances tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

- $t \leq 10 \text{ mm}$   $d = (12 ; 14) \text{ mm}$
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$   $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$
- $t \geq 25 \text{ mm}$   $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On à l'épaisseur de la cornière  $t = 6 \text{ mm}$  alors on prend  $\phi = 14 \text{ mm}$  classe 8.8

• **Détermination du nombre de boulons nécessaires :**

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$\begin{cases} F_{vsd} \leq F_{vrd} \\ F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n} \\ F_{vrd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} \end{cases}$$

$F_{vsd}$  : Effort de cisaillement de calcul par boulon ;

$V_{sd}$  : Effort fléchissant vertical ;

$F_{vrd}$  : Résistance de calcul au cisaillement par boulon ;

$A_s$  : Aire de la section résistante.

$$n \geq \frac{1.25 \times 24780}{0.6 \times 800 \times 115} \longrightarrow n \geq 0.56$$

On prend 2 boulons HR pour chaque aile.

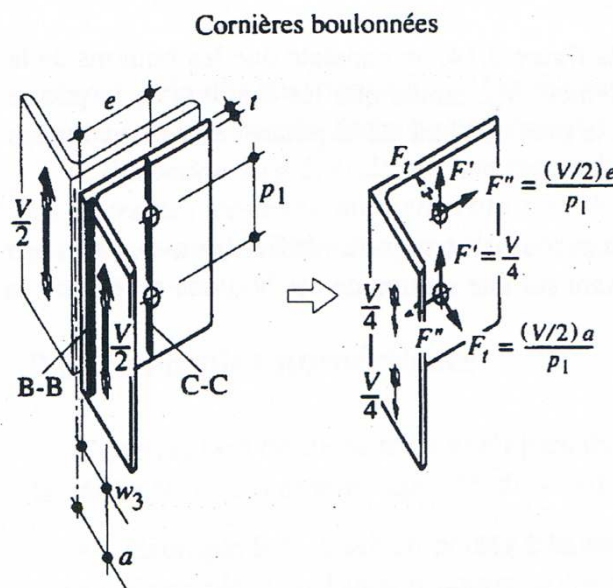


Figure VII.3 : transmission des efforts

• **Disposition des boulons :**

$$d_0 = \Phi + 1 = 14 + 1 = 15 \text{ mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 18 \leq e_1 \leq 72 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq 14t \rightarrow 33 \leq P_1 \leq 84 \text{ mm}$$

On prend :  $e_1 = 50 \text{ mm}$  et  $p_1 = 50 \text{ mm}$

- **Vérification des boulons au cisaillement :**

Comme les boulons de la poutre sont les plus sollicités, on peut se contenter de vérifier ceux-ci. La valeur de dimensionnement de la force de cisaillement  $F_{dB}$  agissant sur une section de ces boulons est égale à la somme vectorielle des deux forces suivantes :

- La force de cisaillement due à V :  $F_{vsd}' = \frac{0.5 V_d}{2} = 6.20 \text{ KN}$
- La force due à l'excentricité de V :  $F_{vsd}'' = \frac{0.5 V_d \times e}{p_1} = 12.39 \text{ KN}$

$$F_{vsd} = \sqrt{(F_{vsd}')^2 + (F_{vsd}'')^2} = 13.85 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = 44.16 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 13.85 \text{ kN} \leq F_{vrd} = 44.16 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant:**

Condition à vérifier :  $F_{vsd} < F_{srd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{28.74}{4} = 6.20 \text{ KN}$$

$$F_{srd} = \frac{k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{ms}}$$

$K_s=1$  Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage ;

$\mu = 0,2$  Coefficient de frottement des pièces dépend de la classe de la surface ;

$m = 2$  Nombre d'interfaces de frottement ;

$\gamma_{ms}=1,25$  coefficient partiel de sécurité ;

$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 64.40 \text{ KN}$  la résistance du boulon.

$$F_{srd} = \frac{1 \cdot 2 \cdot 0.2 \cdot 64.40}{1.25} = 20.61 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 6.20 \text{ KN} < F_{srd} = 20.61 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Résistance de boulon au cisaillement par plan de cisaillement :**

Condition à vérifier :  $F_{v,rd} \geq N_{sd}$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{v,rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s \times m \times n}{\gamma_{mb}} \\ N_{sd} = \frac{N_{sd}}{4} \end{array} \right.$$

$m=2$  : Nombre de sections de cisaillement ;

$n=4$  : nombre de boulons cisailés.

$$F_{v,rd} = \frac{0.6 \times 800 \times 115 \times 2 \times 4}{1.25} = 353.28 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \frac{1072.02}{4} = 268.01 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 353.28 \text{ KN} \geq N_{sd} = 268.01 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

• **Vérification de la pression diamétrale :**

condition à vérifier :  $F_{b,rd} \geq F_{v,sd}$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times \frac{t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\}$$

$$\gamma_{mb} = \begin{cases} 1.25 \rightarrow \text{cisaillement.} \\ 1.50 \rightarrow \text{Traction.} \end{cases}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{50}{45} ; \frac{50}{45} - \frac{1}{4} ; \frac{800}{360} ; 1 \right\}$$

$$\alpha = 0.86$$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 0.86 \times 800 \times 15 \times \frac{6}{1.25} = 123.84 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{28.74}{4} = 7.19 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 7.19 \text{ KN} < F_{b,rd} = 123.84 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

• **Résistance des boulons à la traction :**

Condition à vérifier :  $F_{t,rd} \geq F_{v,sd}$

$$F_{t,rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 800 \times 115}{1.25} = 66.24 \text{ KN}$$

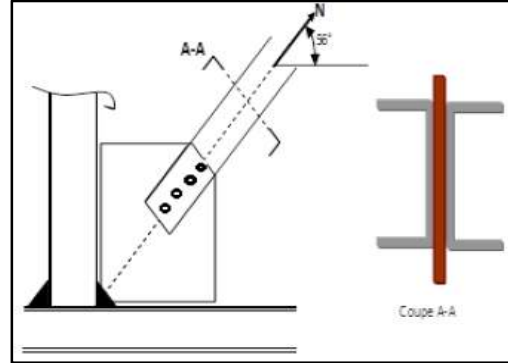
$$F_{v,sd} = 6.20 \text{ KN} < F_{t,rd} = 66.24 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

c. Assemblage contreventement :

1. **Contreventement en X avec poteau :**

Principales données de l'assemblage :

- ✓ Configuration : 2 UPN connecté à un gousset soudé sur la semelle du poteau
- ✓ Poteau HEA 200
- ✓ Barre de contreventement : 2UPN 160
- ✓ Plat de gousset : 250 × 250 × 15
- ✓ Boulons M20, Classe 8.8
- ✓ Soudures Gousset sur la semelle du poteau



Direction de l'effort (1)

- ✓ Nombre de rangées de boulons  $n_1 = 4$
- ✓ Pince longitudinale  $e_1 = 50$  mm
- ✓ Distance entre rangées de boulons  $p_1 = 80$  mm

Direction perpendiculaire à l'effort (2) *Figure VII.4 : assemblage poteau-diagonale.*

- ✓ Nombre de files de boulons  $n_2 = 1$
- ✓ Pince transversale  $e_2 = 100$  mm

a. **La soudure :**

Il faut vérifier la condition suivante :  $N_{sd} < N_{rdw}$

$$\begin{cases} N_{rdw} = 2 \times F_{wrd} \times L \\ N_{ed} = F_{ax} \times \sin \alpha \end{cases}$$

On propose :  $a = 4$  mm

$$F_{wrd} = f_{vwd} \times a = \frac{F_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{m2}} \times a = \frac{360}{\sqrt{3} \times 0.80 \times 1.25} \times 4 = 831.38 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1268.58 \times \sin 47.5^\circ = 935.30 \text{ KN}$$

$$N_{rdw} = 2 \times F_{wrd} \times L = 2 \times 831.38 \times 0.25 = 415.69 \text{ KN}$$

$N_{sd} > N_{rdw}$  condition non vérifié

On opte pour  $a = 10$  mm

$$N_{rdw} = 1039.23 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 935.30 < N_{rdw} = 1039.23 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$



- **Vérification des boulons au cisaillement :**

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{v,sd} \leq F_{v,rd} \\ F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n} \\ F_{v,rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s \times n \times m}{\gamma_{mb}} \end{array} \right.$$

$F_{v,sd}$  : Effort de cisaillement de calcul par boulon ;

$V_{sd}$  : Effort fléchissant vertical ;

$F_{v,rd}$  : Résistance de calcul au cisaillement par boulon ;

$A_s$  : Aire de la section résistante.

$n$  : nombre de boulons.

$m$  : nombre de plan de cisaillement.

$$F_{v,sd} = \frac{935.30}{4} = 233.83 \text{ kN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0.6 \times 800 \times 245 \times 4 \times 1}{1.25} = 376.32 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 233.83 \text{ kN} \leq F_{v,rd} = 376.32 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification à la pression diamétrale :**

condition à vérifier :  $F_{b,rd} \geq F_{v,sd}$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times \frac{t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\}$$

$$\gamma_{mb} = \begin{cases} 1.25 \rightarrow \text{cisaillement.} \\ 1.50 \rightarrow \text{Traction.} \end{cases}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{50}{66} ; \frac{80}{66} - \frac{1}{4} ; \frac{800}{360} ; 1 \right\}$$

$$\alpha = 0.75$$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 0.75 \times 800 \times 20 \times \frac{15}{1.25} = 360 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{935.30}{4} = 233.83 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 233.83 \text{ KN} < F_{b,rd} = 360 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

## 2. Contreventement en X (assemblage milieu) :

Une platine de : 500x500x15

- Boulon en cisaillement :

Condition à vérifier :  $F_{vsd} \leq F_{vrd}$

$$F_{vsd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{935.30}{4} = 233.83 \text{ kN}$$

$$F_{vrd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s \times n \times m}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \times 800 \times 245 \times 4 \times 1}{1.25} = 376.32 \text{ kN}$$

$$F_{vsd} = 233.83 \text{ kN} \leq F_{vrd} = 376.32 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

- Vérification à la pression diamétrale :

condition à vérifier :  $F_{b,rd} \geq F_{v,sd}$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times \frac{t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\}$$

$$\gamma_{mb} = \begin{cases} 1.25 \rightarrow \text{cisaillement.} \\ 1.50 \rightarrow \text{Traction.} \end{cases}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{50}{66} ; \frac{80}{66} - \frac{1}{4} ; \frac{800}{360} ; 1 \right\}$$

$$\alpha = 0.75$$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 0.75 \times 800 \times 20 \times \frac{15}{1.25} = 360 \text{ kN}$$

$$F_{vsd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{935.30}{4} = 233.83 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 233.83 \text{ KN} < F_{brd} = 360 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

d. Pied de poteaux :

Le poteau est sollicité en pieds par un effort normal  $N$ , et un moment de flexion  $M$ , ce qui est équivalent à un effort vertical  $N$  excentré de :

$$e = \frac{M}{N}$$

Les boulons situés sur le côté opposé à l'effort  $N$  sont soumis à un effort de traction et le béton situé du côté de l'effort  $N$  est soumis à un effort de compression avec répartition triangulaire.

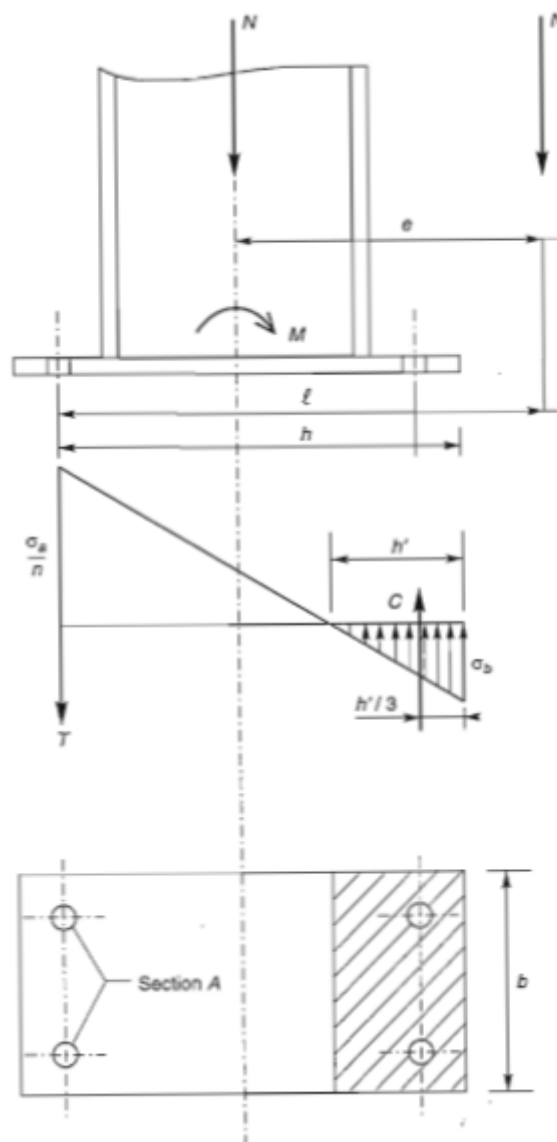


Figure VII.5 : schéma explicatif du principe de calcul

Effort de traction sollicitant les boulons de gauche :

$$T = A \cdot \sigma_a$$

Effort de compression sollicitant le béton sous la platine :

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

Etant  $\eta$  le coefficient d'équivalence acier-béton :  $\eta = \frac{E_a}{E_b}$

On a :

$$\sigma_a = \eta \cdot \sigma_b \frac{h-h'}{h'}$$

Ecrivons l'équilibre des forces :

$$N + T = C$$

Et celui des moments :

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

La combinaison des trois relations précédentes conduit à l'équation suivante, en faisant  $\eta=15$  :

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + 90 A \frac{l}{b} h' - 90 A \frac{l}{b} h = 0$$

La résolution permet d'obtenir  $h'$  et par la suite vérifier  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  :

$$\sigma_a = \frac{N l - h + \frac{h'}{3}}{A \left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_b = \frac{2 N l}{b h' \left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq \bar{\sigma}_b$$

- Les données :

Poteau : HEA 200 encastré en pied

$$N = 38.32 \text{ KN}$$

$$M = 24.05 \text{ KN.m}$$

Diamètre des goujons :  $\Phi = 22 \text{ mm}$  (acier S.235)

$$\gamma_{M0} = 1,1;$$

$t$  : l'épaisseur de la plaque d'assise en acier, on prend  $t = 30\text{mm}$ .

$\gamma_c = 1.5$  : c'est le coefficient partiel de sécurité sur les propriétés du béton (voir CBA93).

$\beta_j = \frac{2}{3}$  : coefficient relatif à la liaison.

$k_j = 1$  : facteur de concentration.

$$f_{ck} = f_{c28} = 25 \text{ MPa};$$

1. *résistance de contact  $f_j$  de la liaison*

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

$$f_{cd} = 16.66 \text{ MPa}$$

$$f_j = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd}$$

$$f_j = 11,12 \text{ MPa.}$$

2. *largeur supplémentaire d'appuis  $c$  :*

$$c = t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0}}}$$

$$c = 75.92 \text{ mm}$$

Donc on prend :  $c = 90\text{mm}$ .

Alors la longueur et largeur de la plaque d'assise sont :

$$h_p = h + 2 \times c = 190 + 2 \times 90 = 370 \text{ mm}$$

$$b_p = b + 2 \times c = 200 + 2 \times 90 = 380 \text{ mm}$$

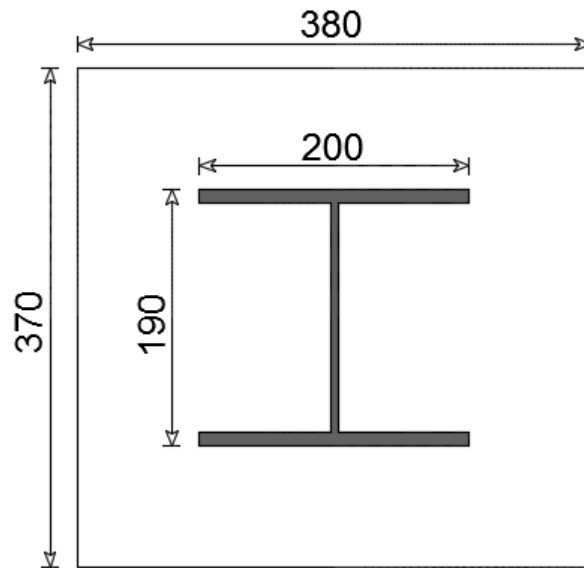


Figure VII.6 : Dimensionnement de la plaque d'assise.

✓ **Le moment M équivalent à un effort N excentré de "e":**

$$e = \frac{M}{N} = 627.61 \text{ mm}$$

Donc l'excentricité  $e = 627.61 \text{ mm}$

$$\frac{D}{6} = 63.33 \text{ mm} < e \rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

Le centre de poussée se trouve hors du tiers central de la section ; et la platine est soulevée à la gauche, (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

✓ **Vérification de la contrainte de compression de béton :**

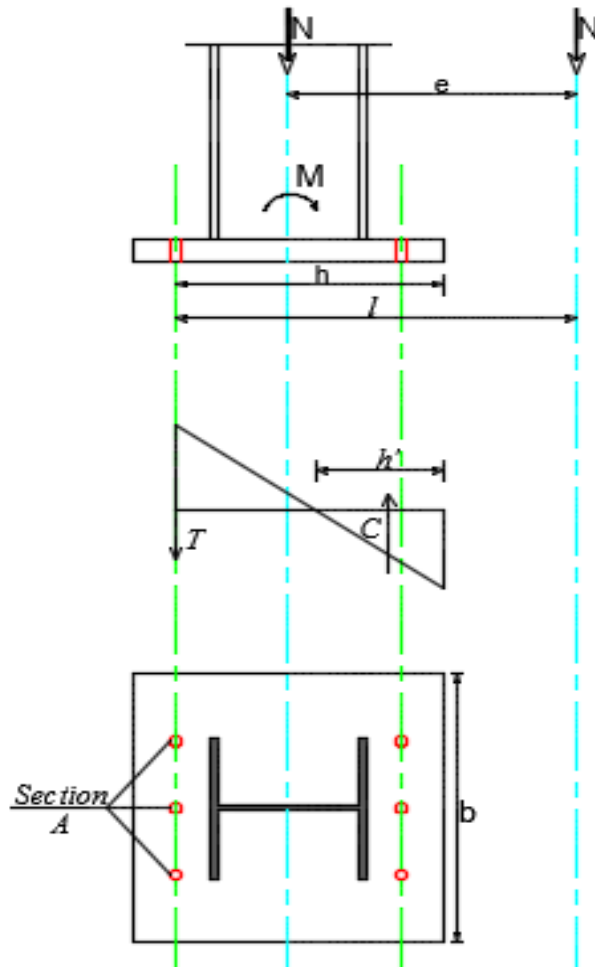
$$A = 3 \times 8.17 = 24.51 \text{ cm}^2$$

$$b = 380 \text{ mm}$$

$$l = 762.61 \text{ mm}$$

$$h = 320 \text{ mm}$$

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + 90 A \frac{l}{b} h' - 90 A \frac{l}{b} h = 0$$



$$h'^3 + 1327.83h'^2 + 442\,695.11 h' - 141662433.6 = 0$$

Et a pour solution :  $h' = 19.26 \text{ cm}$

La contrainte de compression sur le béton est alors :

$$\sigma_b = \frac{2 N l}{b h' (h - \frac{h'}{3})} = 3.12 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 8 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

✓ **Vérfication des boulons à la traction :**

$$\sigma_a = \frac{N l - h + \frac{h'}{3}}{A h - \frac{h'}{3}} = 30.97 \text{ MPa}$$

Soit :  $1.25 \times \sigma_a = 38.72 \text{ MPa} \leq f_y = 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfié}$

3. Calcul de l'épaisseur de la platine :

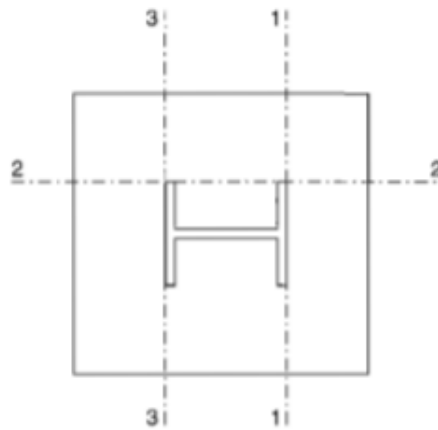


Figure VII.7 : vérification des sections.

✓ Vérification de la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité (1cm) et d'épaisseur t sont :

$$M_1 = 3.12 \times 90 \times 0.09/2 = 12.64 \text{ N.m}$$

$$M_2 = 1.66 \times 90 \times 0.09/3 = 4.48 \text{ N.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 8.16 \text{ N.m}$$

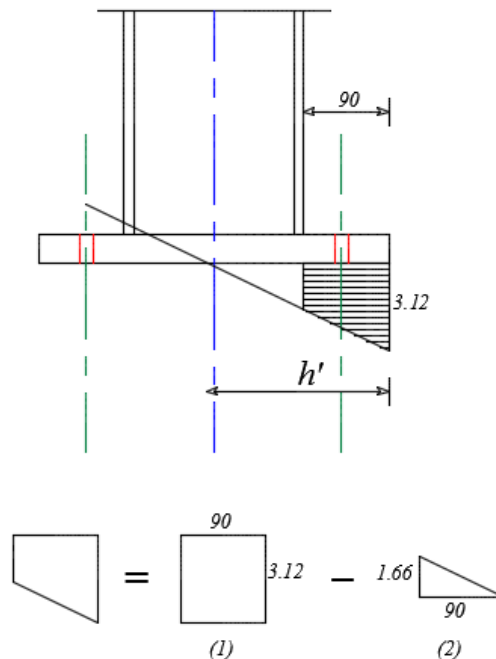


Figure VII.8 : Vérification de la section 1-1



Le module d'inertie de la platine pour  $b=1\text{cm}$  est :  $\frac{I}{V} = \frac{e^2}{6}$

La contrainte de flexion dans la section 1-1 est :

$$M = \frac{e^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{m0}} \dots\dots\dots \text{CCM97}$$

$$\Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6M_{rd}\gamma_{m0}}{f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 8.16 \times 10^3 \times 1.1}{235}} \geq 1.51\text{cm}$$

✓ **Vérification de la section 2-2 :**

Le même raisonnement conduit au moment maximal :

$$M = 3.12 \times 90 \times 0.09/2 = 12.64 \text{ N.m}$$

$$\Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6M_{rd}\gamma_{m0}}{f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 12.64 \times 10^3 \times 1.1}{235}} \geq 1.88\text{cm}$$

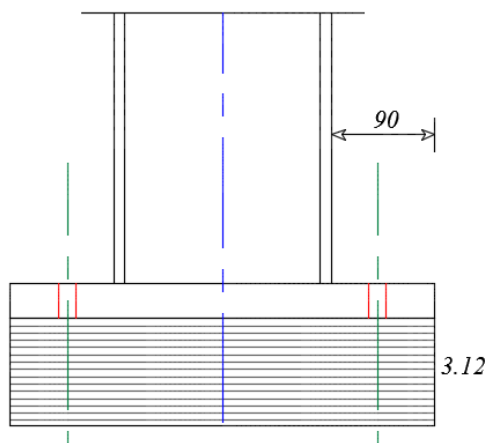


Figure VII.9 : vérification de la section 2-2

✓ **Vérification de la section 3-3 :**

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment  $M = 0.04 \times T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 8.17 \times 30.97 = 253.3 \text{ Kg}$$

$$M = 10.12 \text{ Kg.m}$$

$$\Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6M_{rd}\gamma_{m0}}{f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 10.12 \times 10^2 \times 1.1}{2350}} \geq 1.68\text{cm}$$

On va opter pour une platine d'épaisseur :  **$e = 25 \text{ mm}$ .**

- **Calcul des soudures du poteau :**

e. Calcul de l'épaisseur du cordon sur la semelle :

$$\begin{cases} \sigma_{eq} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w} \\ \sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{II}^2)} \end{cases}$$

$\sigma_{\perp}$  : Contrainte normale perpendiculaire à la gorge ;

$\sigma_{II}$  : Contrainte normale parallèle à l'axe de la soudure ;

$\tau_{\perp}$  : Contrainte tangente (dans le plan de la gorge) perpendiculaire à l'axe de la soudure ;

$\beta_w$  : Facteur de corrélation approprié qui prend les valeurs suivantes :  $\beta_w = 0.80$

Le cordon sur la semelle est un cordon frontal, donc :  $\sigma_{II} = 0$

$$\begin{cases} \sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sqrt{2} \cdot F}{2 \cdot a_1 \cdot l_1} \\ F = \frac{M_{sd}}{h} \\ \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2}} \end{cases}$$

Avec :

$l_1 = b$  : la longueur de la semelle ;

$a_1$  : l'épaisseur de la soudure sur la semelle ;

$h$  : la hauteur du profilé.

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{II}^2)} = 2 \times \sigma_{\perp} = 2 \times \frac{\sqrt{2} \cdot F}{2 \cdot a_1 \cdot l_1}$$

$$\sigma_{eq} = \frac{\sqrt{2} \cdot \frac{M_{sd}}{h}}{a_1 \cdot l_1}$$

$$\sigma_{eq} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w} \Rightarrow \frac{\sqrt{2} \cdot \frac{M_{sd}}{h}}{a_1 \cdot l_1} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w}$$

$$a_1 \geq \frac{\sqrt{2} \cdot M_{sd} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{m2}}{f_u \cdot l_1 \cdot h} \Rightarrow a_1 \geq \frac{\sqrt{2} \times 24.05 \times 10^6 \times 0.80 \times 1.25}{360 \times 200 \times 190}$$

$$a_1 \geq 2.49 \text{ mm}$$

On prend  $a_1 = 5 \text{ mm}$ .

a. Calcul de l'épaisseur du cordon sur l'âme :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{eq}} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w} \\ \sigma_{\text{eq}} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2)} \end{cases}$$

Le cordon sur l'âme est un cordon latéral, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{\parallel} = \frac{v_{sd}}{2 \times a_2 \times l_2} \\ \sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 0 \end{cases}$$

Avec :

$l_2 = d$  : la longueur de l'âme ;

$a_2$  : l'épaisseur de la soudure de l'âme ;

$$\sigma_{\text{eq}} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2)} = \sqrt{3} \times \sigma_{\parallel} = \sqrt{3} \frac{v_{sd}}{2 \times a_2 \times l_2}$$

$$\sigma_{\text{eq}} = \frac{\sqrt{3} \cdot v_{sd}}{2 \times a_2 \times l_2}$$

$$\sigma_{\text{eq}} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w} \quad \frac{\sqrt{3} \cdot v_{sd}}{2 \times a_2 \times l_2} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w}$$

$$a_2 \geq \frac{\sqrt{3} \cdot V_{sd} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{m2}}{2 \cdot f_u \cdot l_2} \quad \longrightarrow \quad a_2 \geq \frac{\sqrt{3} \times 25302.5 \times 0.80 \times 1.25}{2 \times 360 \times 134} \quad \longrightarrow \quad a_2 \geq 0.45$$

On prend  $a_2 = 4 \text{ mm}$ .

- **Détermination du nombre de boulons nécessaires :**

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$\begin{cases} F_{\text{vsd}} \leq F_{\text{vrd}} \\ F_{\text{vsd}} = \frac{V_{sd}}{n} \\ F_{\text{vrd}} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} \end{cases}$$

$F_{\text{vsd}}$  : Effort de cisaillement de calcul par boulon ;

$V_{sd}$  : Effort fléchissant vertical ;

$F_{\text{vrd}}$  : Résistance de calcul au cisaillement par boulon ;

$A_s$  : Aire de la section résistante.

$$n \geq \frac{1.25 \times 25302.5}{0.6 \times 800 \times 817} \longrightarrow n \geq 0.24$$

On prend 6 boulons d'ancrage HR (2 rangées de 3 boulons)

$$\text{De } \Phi = 22 \text{ mm}$$

❖ **Résistance au glissement d'un boulon :**

$$F_{vsd} \leq F_S = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{ms}$$

$$F_p = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

$$K_s = 1$$

$f_{ub}$  : La contrainte de rupture du boulon, vaut 800 MPa pour les boulons HR 8.8,

$A_s$  : L'aire de la section du boulon.

$$\mu = 0.3$$

$m = 1$  : Nombres d'interfaces de frottement.

$k_s = 1$  : Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\gamma_{Ms\,ult} = 1.1$  : Pour les résistances au glissement à L'ELU

$$\Rightarrow F_S = 46.27 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{T}{6} = \frac{25302.5}{6} = 4217.08 \text{ N} < F_S = 46.273 \text{ N} \dots\dots\dots \text{Vérfifié}$$

• **Vérification des tiges d'ancrage :**

Les tiges d'ancrage doivent être mises en place, afin de résister aux effets des actions de calcul, elles doivent pouvoir reprendre les efforts de soulèvement ainsi que l'effort de cisaillement.

L'effort admissible par scellement :

$$N_a = 0.1 \times \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \frac{\Phi_1}{\left(1 + \frac{\Phi}{a_1}\right)^2} \times (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

$g_c$  : étant le dosage en ciment du béton = 350 Kg/m<sup>3</sup>

$\Phi$  : diamètre de la tige.  $\Phi = 22 \text{ mm}$

$$l_1 = 20 \Phi = 440 \text{ mm}$$

$$r = 3\Phi = 66 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2\Phi = 44 \text{ mm}$$

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

N : l'effort de soulèvement sous la combinaison (0.8G+V)

$$N = 170.14 \text{ kN}$$

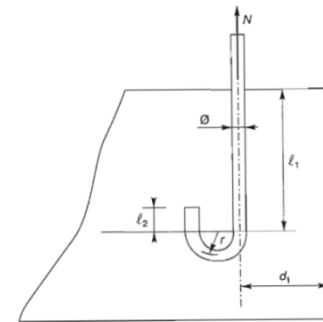


Figure VII.10 : Vérification des tiges d'ancrage

$$N_a = 0.1 \times \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \frac{22}{\left(1 + \frac{22}{200}\right)^2} \times (440 + 422.4 + 154)$$

$$N_a = 28778.97 \text{ N}$$

$$\frac{N}{6} = 26.36 \text{ kN}$$

$$N_a = 28.77 \text{ kN} > \frac{N}{6} = 26.36 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

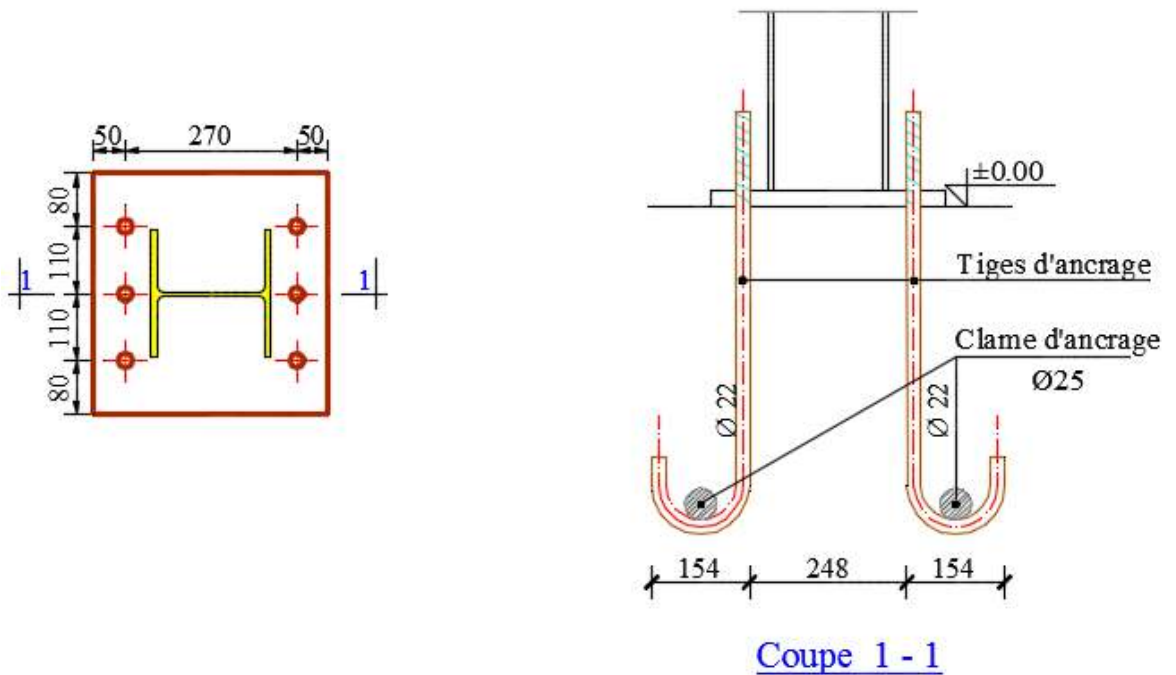


Figure VII.11 : Coupes sur les fûts.

**Bloc 2 :**

a. L'assemblage poteau poutre par platine poteau HEA 200 poutre IPE 300 :

$$N_{sd} = 1474.53 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 129.50 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 44.55 \text{ KN.m}$$

1. Calcul de la soudure poutre IPE 300 :

Calcul de l'épaisseur du cordon sur la semelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{eq} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w} \\ \sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{II}^2)} \end{array} \right.$$

$\sigma_{\perp}$  : Contrainte normale perpendiculaire à la gorge ;

$\sigma_{II}$  : Contrainte normale parallèle à l'axe de la soudure ;

$\tau_{\perp}$  : Contrainte tangente (dans le plan de la gorge) perpendiculaire à l'axe de la soudure ;

$\beta_w$  : Facteur de corrélation approprié qui prend les valeurs suivantes :

Nuance d'acier	Fe 360	Fe 430	Fe 510
$\beta_w$	0.80	0.85	0.90

Tableau VII.4 : Valeurs de  $\beta_w$

Le cordon sur la semelle est un cordon frontal, donc :  $\sigma_{II} = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sqrt{2} \cdot F}{2 \cdot a_1 \cdot l_1} \\ F = \frac{M_{sd}}{h} \\ \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2}} \end{array} \right.$$

Avec :

$l_1 = b$  : la longueur de la semelle ;

$a_1$  : l'épaisseur de la soudure sur la semelle ;

$h$  : la hauteur du profilé.

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{II}^2)} = 2 \times \sigma_{\perp} = 2 \times \frac{\sqrt{2} \cdot F}{2 \cdot a_1 \cdot l_1}$$

$$\sigma_{eq} = \frac{\sqrt{2} \cdot \frac{M_{sd}}{h}}{a_1 \cdot l_1}$$

$$\sigma_{eq} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w} \frac{\sqrt{2} \cdot \frac{M_{sd}}{h}}{a_1 \cdot l_1} \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w}$$

$$a_1 \geq \frac{\sqrt{2} \cdot M_{sd} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{m2}}{f_u \cdot l_1 \cdot h} \longrightarrow a_1 \geq \frac{\sqrt{2} \times 44.55 \times 10^6 \times 0.80 \times 1.25}{360 \times 150 \times 300} \longrightarrow a_1 \geq 3.88 \text{ mm}$$

On prend  $a_1 = 6 \text{ mm}$ .

Calcul de l'épaisseur du cordon sur l'âme :

$$\begin{cases} \sigma_{eq} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w} \\ \sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{II}^2)} \end{cases}$$

Le cordon sur l'âme est un cordon latéral, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{II} = \frac{v_{sd}}{2 \times a_2 \times l_2} \\ \sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 0 \end{cases}$$

Avec :

$l_2 = d$  : la longueur de l'âme ;

$a_2$  : l'épaisseur de la soudure de l'âme ;

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{II}^2)} = \sqrt{3} \times \sigma_{II} = \sqrt{3} \frac{v_{sd}}{2 \times a_2 \times l_2}$$

$$\sigma_{eq} = \frac{\sqrt{3} \cdot v_{sd}}{2 \times a_2 \times l_2}$$

$$\sigma_{eq} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w} \frac{\sqrt{3} \cdot v_{sd}}{2 \times a_2 \times l_2} \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w}$$

$$a_2 \geq \frac{\sqrt{3} \cdot v_{sd} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{m2}}{2 \cdot f_u \cdot l_2} \longrightarrow a_2 \geq \frac{\sqrt{3} \times 129500 \times 0.80 \times 1.25}{2 \times 360 \times 248.6} \longrightarrow a_2 \geq 1.25$$

On prend  $a_2 = 4 \text{ mm}$ .

## 2. Épaisseur de la platine :

L'épaisseur de la platine déterminé par la formule suivante :

$$a_{\max} = 0.7 t_{\min} t_{\min} \frac{a_{\max}}{0.7} \frac{6}{0.7} = 8.75 \text{ mm}$$

On prend  $t = 20 \text{ mm}$ .

## 3. Choix de diamètre du boulon :

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètre déferents ; le choix du diamètre se fera en déterminants leurs résistances tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

- $t \leq 10 \text{ mm}$                        $d = (12 ; 14) \text{ mm}$
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$                  $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$
- $t \geq 25 \text{ mm}$                          $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On à l'épaisseur de la platine  $t = 20 \text{ mm}$  alors on prend  $\phi = 20 \text{ mm}$  classe 8.8

## 4. Détermination du nombre de boulons nécessaires :

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{\text{vsd}} \leq F_{\text{vrd}} \\ F_{\text{vsd}} = \frac{V_{\text{sd}}}{n} \\ F_{\text{vrd}} = \frac{0.6 \times f_{\text{ub}} \times A_{\text{s}}}{\gamma_{\text{mb}}} \end{array} \right.$$

$F_{\text{vsd}}$  : Effort de cisaillement de calcule par boulon ;

$V_{\text{sd}}$  : Effort fléchissant vertical ;

$F_{\text{vrd}}$  : Résistance de calcul au cisaillement par boulon ;

$A_{\text{s}}$  : Aire de la section résistante.

$$n \geq \frac{1.25 \times 129500}{0.6 \times 800 \times 245} \longrightarrow n \geq 1.37$$

On prend 8 boulons HR (2 rangées de 4 boulons)



5. Disposition des boulons :

$$d_0 = \Phi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 26.4 \leq e_1 \leq 246 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 33 \leq e_2 \leq 246 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq 14t \rightarrow 48.4 \leq P_1 \leq 200 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq 14t \rightarrow 66 \leq P_2 \leq 200 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} e_2 = 30 \text{ mm} \\ P_2 = 90 \text{ mm} \\ e_1 = 30 \text{ mm} \\ P_1 = 1000 \text{ mm} \end{cases}$$

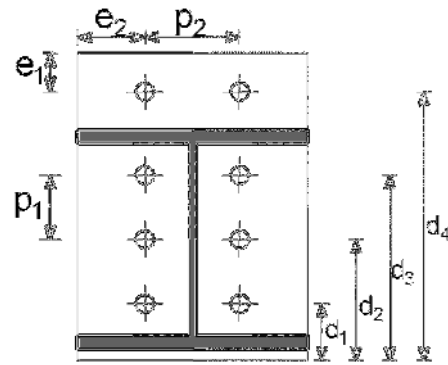


Figure VII.11 : distribution des boulons sur la platine.

6. Détermination des efforts dans les boulons :

Condition à vérifier :  $N_i \leq n \cdot F_p$

$$\begin{cases} N_i = \frac{M_{sd} d_i}{\sum d_i^2} \\ F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s \end{cases}$$

Avec  $n=2$  (nombre de boulons par rangés)

$F_p$  : l'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.

$$n \cdot F_p = 2 \cdot 0,7 \cdot 800 \cdot 245 = 275 \text{ KN}$$

$$d_1 = 50 \text{ mm}$$

$$d_2 = 150 \text{ mm}$$

$$d_3 = 250 \text{ mm}$$

$$d_4 = 340 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 203\,100 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = \frac{44.55 \times 10^6 \times 50}{203100} = 10.97 \text{ KN} < 275 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$N_2 = \frac{44.55 \times 10^6 \times 150}{203100} = 32.91 \text{ KN} < 275 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$N_3 = \frac{44.55 \times 10^6 \times 250}{203100} = 54.84 \text{ KN} < 275 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$N_4 = \frac{44.55 \times 10^6 \times 340}{203100} = 74.58 \text{ KN} < 275 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **Moment résistant effectif de l'assemblage :**

Condition à vérifier  $M_r > M_{sd}$

$$M_r = \sum N_i \cdot d_i$$

$$M_r = 0.55 + 4.94 + 13.75 + 25.37 = 44.61 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 44.61 > M_{sd} = 44.55 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant:**

Condition à vérifier :  $F_{vsd} < F_{srd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{129.5}{8} = 16.19 \text{ KN}$$

$$F_{srd} = \frac{k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{ms}}$$

$K_s=1$  Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage ;

$\mu = 0,2$  Coefficient de frottement des pièces dépend de la classe de la surface ;

Type de surface	Classe	$\mu$
Surface décapé par grenailage ou sablage - Avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes et sans piqure de corrosion - Métallisées par projection d'aluminium - Métallisées par projection d'un revêtement à base de zinc garantissant un coefficient de frottement $\mu \geq 0.5$	A	0.5
Surface décapé par grenailage ou sablage et recouverte d'une couche de peinture au silicate de zinc alcalin d'épaisseur 50 à 80 mm	B	0.4
Surface nettoyée par brossage métallique ou à flamme avec enlèvement de toute les plaques de rouilles non adhérentes	C	0.3
Surface non traité	D	0.2

Tableau VII.5 : classes de traitement de surface et coefficients de frottement selon l'Eurocode 3.

$m = 2$  Nombre d'interfaces de frottement ;

$\gamma_{ms}=1,25$  coefficient partiel de sécurité ;

$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 137.20 \text{ KN}$  la résistance du boulon.

$$F_{srd} = \frac{1 \times 2 \times 0.2 \times 137.2}{1.25} = 43.90 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 16.19 \text{ KN} < F_{srd} = 43.90 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Résistance de boulon au cisaillement par plan de cisaillement :**

Condition à vérifier :  $F_{v,rd} \geq N_{sd}$

$$\begin{cases} F_{v,rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s \times m \times n}{\gamma_{mb}} \\ N_{sd} = \frac{N_{sd}}{8} \end{cases}$$

$m=2$  : Nombre de sections de cisaillement ;

$n=8$  : nombre de boulons cisailés.

$$F_{v,rd} = \frac{0.6 \times 800 \times 245 \times 2 \times 8}{1.25} = 1505.28 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \frac{1474.53}{8} = 184.32 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 1505.28 \text{ KN} \geq N_{sd} = 184.32 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Vérification de la pression diamétrale :**

condition à vérifier :  $F_{b,rd} \geq F_{v,sd}$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\}$$

$$\gamma_{mb} = \begin{cases} 1.25 \rightarrow \text{cisaillement.} \\ 1.50 \rightarrow \text{Traction.} \end{cases}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{30}{66} ; \frac{100}{66} - \frac{1}{4} ; \frac{800}{360} ; 1 \right\}$$

$$\alpha = 0.45$$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 0.45 \times 360 \times 20 \times \frac{20}{1.25} = 129.60 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{129.5}{8} = 16.19 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 16.19 \text{ KN} < F_{b,rd} = 129.60 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Résistance des boulons à la traction :**

Condition à vérifier :  $F_{t,rd} \geq F_{v,sd}$

$$F_{t,rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 800 \times 245}{1.25} = 141.12 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 16.19 \text{ KN} < F_{t,rd} = 141.12 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

b. Assemblage poutre solive :

L'assemblage entre la poutre IPE 300 et la solive IPE 200, est réalisé à l'aide de deux cornières (LNP 90.60.6) à l'extrémité de la solive et l'âme de la poutre.

Les efforts maximaux à prendre

$$N_{sd} = 1145.75 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 83.65 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 28.79 \text{ KN.m}$$

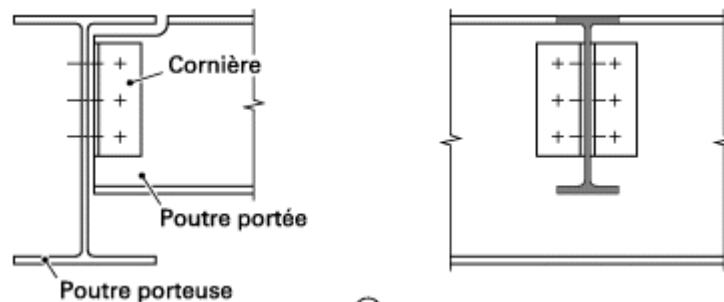


Figure VII.12 : exemple d'assemblage poutre solive avec des cornières.

Selon le modèle de transmission des efforts représenté dans la figure ci-dessous, on constate que les boulons de la colonne et de la poutre doivent reprendre la force de cisaillement  $V_{sd}$ , tandis que les boulons de la poutre reprennent en plus les moments dus aux excentricités « e » (dans le plan de l'âme de la poutre) et a (dans le plan de l'aile de la colonne).

• **Choix de diamètre du boulon :**

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètre différents ; le choix du diamètre se fera en déterminants leurs résistances tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

- $t \leq 10 \text{ mm}$                        $d = (12 ; 14) \text{ mm}$
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$                  $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$
- $t \geq 25 \text{ mm}$                          $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On à l'épaisseur de la cornière  $t = 6 \text{ mm}$  alors on prend  $\phi = 14 \text{ mm}$  classe 8.8

• **Détermination du nombre de boulons nécessaires :**

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{vsd} \leq F_{vrd} \\ F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n} \\ F_{vrd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} \end{array} \right.$$

$F_{vsd}$  : Effort de cisaillement de calcul par boulon ;

$V_{sd}$  : Effort fléchissant vertical ;

$F_{vrd}$  : Résistance de calcul au cisaillement par boulon ;

$A_s$  : Aire de la section résistante.

$$n \geq \frac{1.25 \times 83650}{0.6 \times 800 \times 115} \longrightarrow n \geq 1.89$$

On prend 2 boulons HR pour chaque aile.

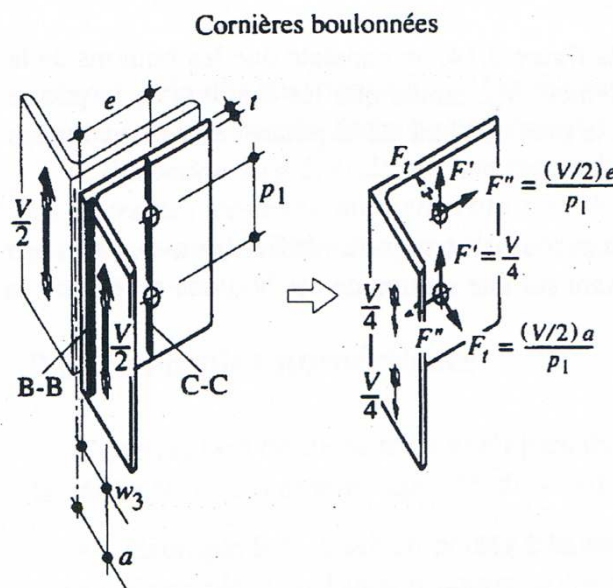


Figure VII.13 : transmission des efforts.

• **Disposition des boulons :**

$$d_0 = \Phi + 1 = 14 + 1 = 15 \text{ mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 18 \leq e_1 \leq 72 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq 14t \rightarrow 33 \leq P_1 \leq 84 \text{ mm}$$

On prend :  $e_1 = 50 \text{ mm}$  et  $p_1 = 50 \text{ mm}$

- **Vérification des boulons au cisaillement :**

Comme les boulons de la poutre sont les plus sollicités, on peut se contenter de vérifier ceux-ci. La valeur de dimensionnement de la force de cisaillement  $F_{dB}$  agissant sur une section de ces boulons est égale à la somme vectorielle des deux forces suivantes :

- La force de cisaillement due à V :  $F_{v'sd}' = \frac{0.5 V_{sd}}{2} = 20.19 \text{ KN}$
- La force due à l'excentricité de V :  $F_{v'sd}'' = \frac{0.5 V_{sd} \times e}{p_1} = 41.83 \text{ KN}$

$$F_{v'sd} = \sqrt{(F_{v'sd}')^2 + (F_{v'sd}'')^2} = 46.44 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = 44.16 \text{ KN}$$

$$F_{v'sd} = 46.44 \text{ kN} > F_{vrd} = 44.16 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{NONVérifiée}$$

On prend des boulons de 20 mm de diamètre

$$d_0 = \Phi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$F_{vrd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = 94.08 \text{ KN}$$

$$F_{v'sd} = 46.44 \text{ kN} < F_{vrd} = 94.08 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant:**

Condition à vérifier :  $F_{v'sd} < F_{srd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$F_{v'sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{28.74}{4} = 6.20 \text{ KN}$$

$$F_{srd} = \frac{k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{ms}}$$

$K_s=1$  Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage ;

$\mu = 0,2$  Coefficient de frottement des pièces dépend de la classe de la surface ;

$m = 2$  Nombre d'interfaces de frottement ;

$\gamma_{ms}=1,25$  coefficient partiel de sécurité ;

$F_p=0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s=137.20 \text{ KN}$  la résistance du boulon.

$$F_{srd} = \frac{1 \cdot 2 \cdot 0.2 \cdot 137.20}{1.25} = 43.90 \text{ KN}$$

$$F_{v'sd} = 20.19 \text{ KN} < F_{srd} = 43.90 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Résistance de boulon au cisaillement par plan de cisaillement :**

Condition à vérifier :  $F_{v,rd} \geq N_{sd}$

$$\begin{cases} F_{v,rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s \times m \times n}{\gamma_{mb}} \\ N_{sd} = \frac{N_{sd}}{4} \end{cases}$$

$m=2$  : Nombre de sections de cisaillement ;

$n=4$  : nombre de boulons cisailés.

$$F_{v,rd} = \frac{0.6 \times 800 \times 245 \times 2 \times 4}{1.25} = 752.64 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \frac{1145.75}{4} = 286.44 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 752.64 \text{ KN} \geq N_{sd} = 286.44 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Vérification de la pression diamétrale :**

condition à vérifier :  $F_{b,rd} \geq F_{v,sd}$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times \frac{t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\}$$

$$\gamma_{mb} = \begin{cases} 1.25 \rightarrow \text{cisaillement.} \\ 1.50 \rightarrow \text{Traction.} \end{cases}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{50}{66} ; \frac{50}{66} - \frac{1}{4} ; \frac{800}{360} ; 1 \right\}$$

$$\alpha = 0.50$$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 0.50 \times 800 \times 22 \times \frac{6}{1.25} = 105.60 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{83.65}{4} = 20.91 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 20.91 \text{ KN} < F_{b,rd} = 105.60 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Résistance des boulons à la traction :**

Condition à vérifier :  $F_{t,rd} \geq F_{v,sd}$

$$F_{t,rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 800 \times 245}{1.25} = 141.12 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 20.91 \text{ KN} < F_{t,rd} = 141.12 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

c. Assemblage contreventement :

1. Contreventement en X avec poteau :

Principales données de l'assemblage :

- ✓ Configuration : 2 UPN connecté à un gousset soudé sur la semelle du poteau
- ✓ Poteau HEA 200
- ✓ Barre de contreventement : 2UPN 160
- ✓ Plat de gousset : 250 × 250 × 15
- ✓ Boulons M20, Classe 8.8
- ✓ Soudures Gousset sur la semelle du poteau

Direction de l'effort (1)

- ✓ Nombre de rangées de boulons  $n_1 = 4$
- ✓ Pince longitudinale  $e_1 = 50$  mm
- ✓ Distance entre rangées de boulons  $p_1 = 80$  mm

Direction perpendiculaire à l'effort (2)

- ✓ Nombre de files de boulons  $n_2 = 1$
- ✓ Pince transversale  $e_2 = 100$  mm

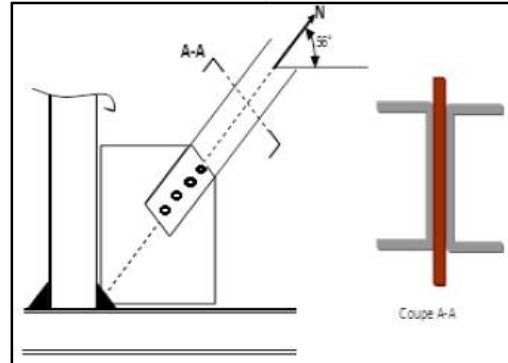


Figure VII.14 : assemblage poteau-diagonale.

• **La soudure :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_{sd} < N_{rdw}$$

$$\begin{cases} N_{rdw} = 2 \times F_{wrd} \times L \\ N_{sd} = F_{ax} \times \sin \alpha \end{cases}$$

On propose :  $a = 4$  mm

$$F_{wrd} = f_{vwd} \times a = \frac{F_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{m2}} \times a = \frac{360}{\sqrt{3} \times 0.80 \times 1.25} \times 4 = 831.38 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1145.75 \times \sin 36.53^\circ = 681.96 \text{ KN}$$

$$N_{rdw} = 2 \times F_{wrd} \times L = 2 \times 831.38 \times 0.25 = 415.69 \text{ KN}$$

$N_{sd} > N_{rdw}$  condition non vérifié

On opte pour  $a = 10$  mm

$$N_{rdw} = 1704.9 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 681.96 < N_{rdw} = 1704.9 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$



- **Vérification des boulons au cisaillement :**

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{v,sd} \leq F_{v,rd} \\ F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n} \\ F_{v,rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s \times n \times m}{\gamma_{mb}} \end{array} \right.$$

$F_{v,sd}$  : Effort de cisaillement de calcul par boulon ;

$V_{sd}$  : Effort fléchissant vertical ;

$F_{v,rd}$  : Résistance de calcul au cisaillement par boulon ;

$A_s$  : Aire de la section résistante.

$n$  : nombre de boulons.

$m$  : nombre de plan de cisaillement.

$$F_{v,sd} = \frac{681.96}{4} = 170.49 \text{ kN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0.6 \times 800 \times 245 \times 4 \times 1}{1.25} = 376.32 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 170.49 \text{ kN} \leq F_{v,rd} = 376.32 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification à la pression diamétrale :**

condition à vérifier :  $F_{b,rd} \geq F_{v,sd}$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times \frac{t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\}$$

$$\gamma_{mb} = \begin{cases} 1.25 \rightarrow \text{cisaillement.} \\ 1.50 \rightarrow \text{Traction.} \end{cases}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{50}{66} ; \frac{80}{66} - \frac{1}{4} ; \frac{800}{360} ; 1 \right\}$$

$$\alpha = 0.75$$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 0.75 \times 800 \times 20 \times \frac{15}{1.25} = 360 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{681.96}{4} = 170.49 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 170.49 \text{ KN} < F_{b,rd} = 360 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

2. Contreventement en X (assemblage milieu) :

Une platine de : 500x500x15

- **Boulon en cisaillement :**

Condition à vérifier :  $F_{vsd} \leq F_{vrd}$

$$F_{vsd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{681.96}{4} = 170.49 \text{ kN}$$

$$F_{vrd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s \times n \times m}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \times 800 \times 245 \times 4 \times 1}{1.25} = 376.32 \text{ kN}$$

$$F_{vsd} = 170.49 \text{ kN} \leq F_{vrd} = 376.32 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification à la pression diamétrale :**

condition à vérifier :  $F_{b,rd} \geq F_{v,sd}$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times \frac{t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\}$$

$$\gamma_{mb} = \begin{cases} 1.25 \rightarrow \text{cisaillement.} \\ 1.50 \rightarrow \text{Traction.} \end{cases}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{50}{66} ; \frac{80}{66} - \frac{1}{4} ; \frac{800}{360} ; 1 \right\}$$

$$\alpha = 0.75$$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 0.75 \times 800 \times 20 \times \frac{15}{1.25} = 360 \text{ kN}$$

$$F_{vsd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{681.96}{4} = 170.49 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 170.49 \text{ KN} < F_{brd} = 360 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

d. Pied de poteaux :

Le poteau est sollicité en pieds par un effort normal  $N$ , et un moment de flexion  $M$ , ce qui est équivalent à un effort vertical  $N$  excentré de :

$$e = \frac{M}{N}$$

Les boulons situés sur le côté opposé à l'effort  $N$  sont soumis à un effort de traction et le béton situé du côté de l'effort  $N$  est soumis à un effort de compression avec répartition triangulaire.

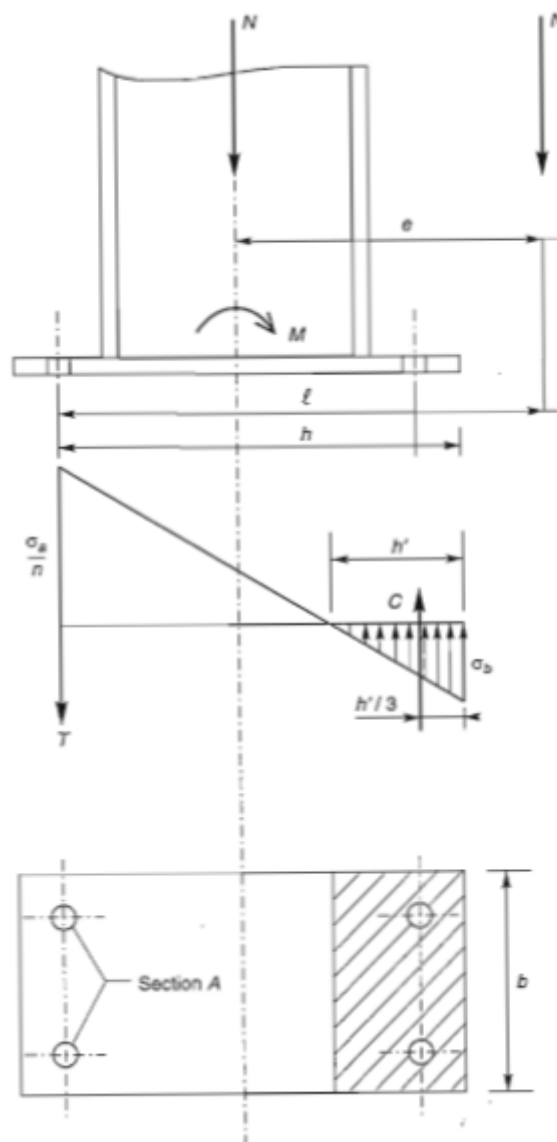


Figure VII.15 : schéma explicatif du principe de calcul

Effort de traction sollicitant les boulons de gauche :

$$T = A \cdot \sigma_a$$

Effort de compression sollicitant le béton sous la platine :

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

Etant  $\eta$  le coefficient d'équivalence acier-béton :  $\eta = \frac{E_a}{E_b}$

On a :

$$\sigma_a = \eta \cdot \sigma_b \frac{h-h'}{h'}$$

Ecrivons l'équilibre des forces :

$$N + T = C$$

Et celui des moments :

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

La combinaison des trois relations précédentes conduit à l'équation suivante, en faisant  $\eta=15$  :

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + 90 A \frac{l}{b} h' - 90 A \frac{l}{b} h = 0$$

La résolution permet d'obtenir  $h'$  et par la suite vérifier  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  :

$$\sigma_a = \frac{N l - h + \frac{h'}{3}}{A \left(h - \frac{h'}{3}\right)} \leq f_y$$

$$\sigma_b = \frac{2 N l}{b h' \left(h - \frac{h'}{3}\right)} \leq \bar{\sigma}_b$$

- Les données :

Poteau : HEA 200 encastré en pied

$$N = 95.72 \text{ KN}$$

$$M = 32.45 \text{ KN.m}$$

Diamètre des goujons :  $\Phi = 22 \text{ mm}$  (acier S.235)

$$\gamma_{M0} = 1,1;$$

$t$  : l'épaisseur de la plaque d'assise en acier, on prend  $t = 30\text{mm}$ .

$\gamma_c = 1.5$  : c'est le coefficient partiel de sécurité sur les propriétés du béton (voir CBA93).

$\beta_j = \frac{2}{3}$  : coefficient relatif à la liaison.

$k_j = 1$  : facteur de concentration.

$$f_{ck} = f_{c28} = 25 \text{ MPa};$$

- **résistance de contact  $f_j$  de la liaison**

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

$$f_{cd} = 16.66 \text{ MPa}$$

$$f_j = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd}$$

$$f_j = 11,12 \text{ MPa.}$$

- **largeur supplémentaire d'appuis  $c$  :**

$$c = t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0}}}$$

$$c = 75.92 \text{ mm}$$

Donc on prend :  $c = 90\text{mm}$ .

Alors la longueur et largeur de la plaque d'assise sont :

$$h_p = h + 2 \times c = 190 + 2 \times 90 = 370 \text{ mm}$$

$$b_p = b + 2 \times c = 200 + 2 \times 90 = 380 \text{ mm}$$

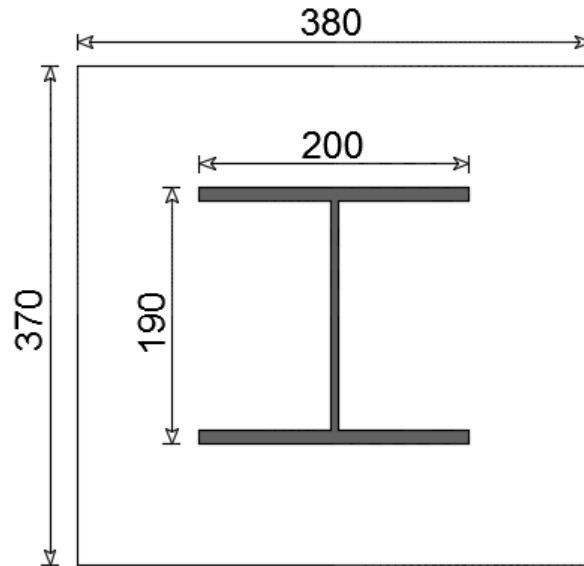


Figure VII.16 : Dimensionnement de la plaque d'assise.

✓ **Le moment M équivalent à un effort N excentré de "e":**

$$e = \frac{M}{N} = 339.01 \text{ mm}$$

Donc l'excentricité  $e=339.01 \text{ mm}$

$$\frac{D}{6} = 63.33 \text{ mm} < e \rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

Le centre de poussée se trouve hors du tiers central de la section ; et la platine est soulevée à la gauche, (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

✓ **Vérification de la contrainte de compression de béton :**

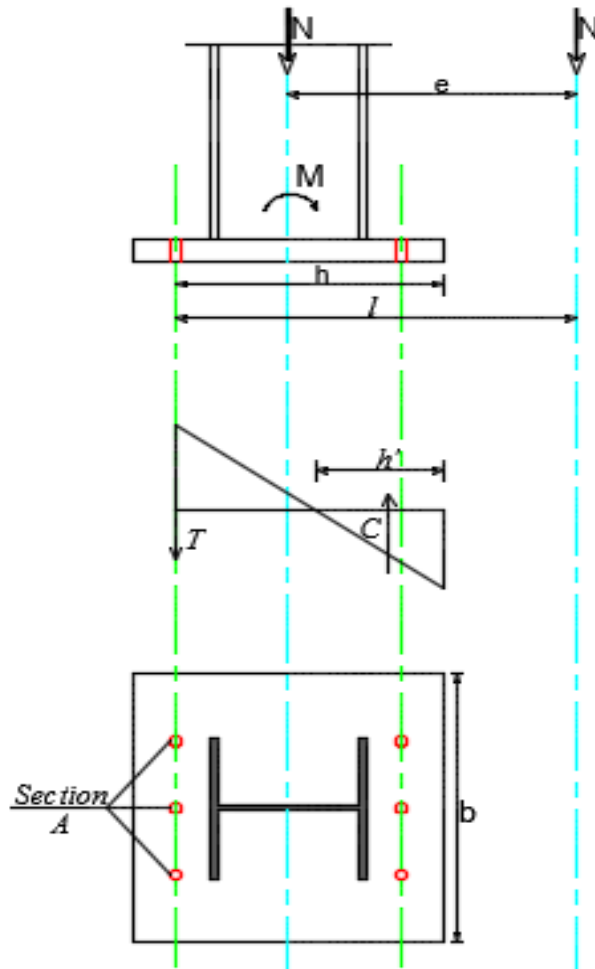
$$A = 3 \times 8.17 = 24.51 \text{ cm}^2$$

$$b = 380 \text{ mm}$$

$$l = 474.01 \text{ mm}$$

$$h = 320 \text{ mm}$$

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + 90 A \frac{l}{b} h' - 90 A \frac{l}{b} h = 0$$



$$h'^3 + 46.2h'^2 + 2751.63 h' - 88\ 052.1 = 0$$

Et a pour solution :  $h' = 21.10\text{ cm}$

La contrainte de compression sur le béton est alors :

$$\sigma_b = \frac{2 N l}{b h' (h - \frac{h'}{3})} = 4.53\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 8\text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

✓ **Vérification des boulons à la traction :**

$$\sigma_a = \frac{N l - h + \frac{h'}{3}}{A h - \frac{h'}{3}} = 35.09\text{MPa}$$

Soit :  $1.25 \times \sigma_a = 43.86\text{MPa} \leq f_y = 235\text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$

• Calcul de l'épaisseur de la platine :

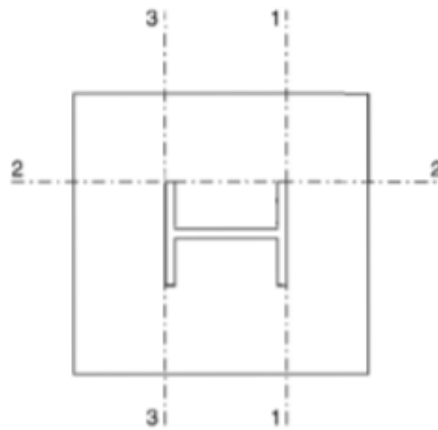


Figure VII.17 : vérification des sections.

✓ Vérification de la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité (1cm) et d'épaisseur t sont :

$$M_1 = 4.53 \times 90 \times 0.09/2 = 18.35 \text{ N.m}$$

$$M_2 = 1.95 \times 90 \times 0.09/3 = 5.27 \text{ N.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 13.08 \text{ N.m}$$

Le module d'inertie de la platine pour b=1cm est :

$$\frac{I}{V} = \frac{e^2}{6}$$

La contrainte de flexion dans la section 1-1 est :

$$M = \frac{e^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{m0}} \dots \dots \dots \text{CCM97}$$

$$\Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6M_{rd}\gamma_{m0}}{f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 13.08 \times 10^3 \times 1.1}{235}} \geq 1.92 \text{ cm}$$

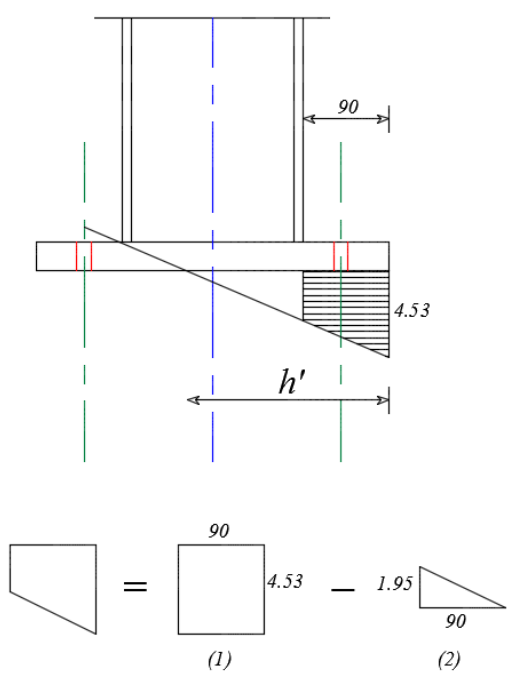


Figure VII.18 : Vérification de la section 1-1



✓ **Vérification de la section 2-2 :**

Le même raisonnement conduit au moment maximal :

$$M = 4.53 \times 90 \times 0.09/2 = 18.35 \text{ N.m}$$

$$\Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6M_{rd}\gamma_{m0}}{f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 18.35 \times 10^3 \times 1.1}{235}} \geq 2.27 \text{ cm}$$

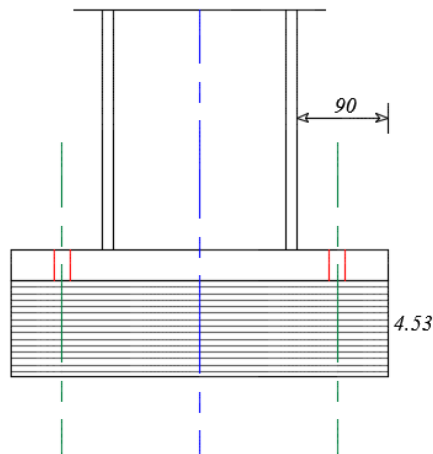


Figure VII.19 : vérification de la section 2-2

✓ **Vérification de la section 3-3 :**

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment  $M = 0.04 \times T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 8.17 \times 35.09 = 286.69 \text{ Kg}$$

$$M = 11.48 \text{ Kg.m}$$

$$\Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6M_{rd}\gamma_{m0}}{f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 11.48 \times 10^2 \times 1.1}{2350}} \geq 1.79 \text{ cm}$$

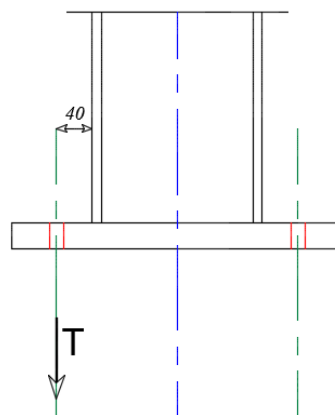


Figure VII.20 : Vérification de la section 3-3

On va opter pour une platine d'épaisseur :  $e = 30 \text{ mm}$ .

- **Calcul des soudures du poteau :**

- Calcul de l'épaisseur du cordon sur la semelle :

$$\begin{cases} \sigma_{eq} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w} \\ \sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{II}^2)} \end{cases}$$

$\sigma_{\perp}$  : Contrainte normale perpendiculaire à la gorge ;

$\sigma_{II}$  : Contrainte normale parallèle à l'axe de la soudure ;

$\tau_{\perp}$  : Contrainte tangente (dans le plan de la gorge) perpendiculaire à l'axe de la soudure ;

$\beta_w$  : Facteur de corrélation approprié qui prend les valeurs suivantes :  $\beta_w = 0.80$

Le cordon sur la semelle est un cordon frontal, donc :  $\sigma_{II} = 0$

$$\begin{cases} \sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sqrt{2} \cdot F}{2 \cdot a_1 \cdot l_1} \\ F = \frac{M_{sd}}{h} \\ \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2}} \end{cases}$$

Avec :

$l_1 = b$  : la longueur de la semelle ;

$a_1$  : l'épaisseur de la soudure sur la semelle ;

$h$  : la hauteur du profilé.

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{II}^2)} = 2 \times \sigma_{\perp} = 2 \times \frac{\sqrt{2} \cdot F}{2 \cdot a_1 \cdot l_1}$$

$$\sigma_{eq} = \frac{\sqrt{2} \cdot \frac{M_{sd}}{h}}{a_1 \cdot l_1}$$

$$\sigma_{eq} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w} \Rightarrow \frac{\sqrt{2} \cdot \frac{M_{sd}}{h}}{a_1 \cdot l_1} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w}$$

$$a_1 \geq \frac{\sqrt{2} \cdot M_{sd} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{m2}}{f_u \cdot l_1 \cdot h} \Rightarrow a_1 \geq \frac{\sqrt{2} \times 32.45 \times 10^6 \times 0.80 \times 1.25}{360 \times 200 \times 190}$$

$$a_1 \geq 2.25 \text{ mm}$$

On prend  $a_1 = 5 \text{ mm}$ .

- Calcul de l'épaisseur du codon sur l'âme :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{eq}} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w} \\ \sigma_{\text{eq}} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2)} \end{cases}$$

Le cordon sur l'âme est un cordon latéral, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{\parallel} = \frac{v_{sd}}{2 \times a_2 \times l_2} \\ \sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 0 \end{cases}$$

Avec :

$l_2 = d$  : la longueur de l'âme ;

$a_2$  : l'épaisseur de la soudure de l'âme ;

$$\sigma_{\text{eq}} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2)} = \sqrt{3} \times \sigma_{\parallel} = \sqrt{3} \frac{v_{sd}}{2 \times a_2 \times l_2}$$

$$\sigma_{\text{eq}} = \frac{\sqrt{3} \cdot v_{sd}}{2 \times a_2 \times l_2}$$

$$\sigma_{\text{eq}} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w} \quad \frac{\sqrt{3} \cdot v_{sd}}{2 \times a_2 \times l_2} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2} \cdot \beta_w}$$

$$a_2 \geq \frac{\sqrt{3} \cdot v_{sd} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{m2}}{2 \cdot f_u \cdot l_2} \quad \longrightarrow \quad a_2 \geq \frac{\sqrt{3} \times 28669 \times 0.80 \times 1.25}{2 \times 360 \times 134} \quad \longrightarrow \quad a_2 \geq 0.51$$

On prend  $a_2 = 5\text{mm}$ .

- **Détermination du nombre de boulons nécessaires :**

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$\begin{cases} F_{\text{vsd}} \leq F_{\text{vrd}} \\ F_{\text{vsd}} = \frac{V_{sd}}{n} \\ F_{\text{vrd}} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} \end{cases}$$

$F_{\text{vsd}}$  : Effort de cisaillement de calcul par boulon ;

$V_{sd}$  : Effort fléchissant vertical ;

$F_{\text{vrd}}$  : Résistance de calcul au cisaillement par boulon ;

$A_s$  : Aire de la section résistante.

$$n \geq \frac{1.25 \times 28669}{0.6 \times 800 \times 303} \longrightarrow n \geq 0.24$$

On prend 6 boulons d'ancrage HR (2 rangées de 3 boulons)

$$\text{De } \Phi = 22 \text{ mm}$$

❖ **Résistance au glissement d'un boulon :**

$$F_{vsd} \leq F_S = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{ms}$$

$$F_p = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

$$K_s = 1$$

$f_{ub}$  : La contrainte de rupture du boulon, vaut 800 MPa pour les boulons 8.8,

$A_s$  : L'aire de la section du boulon.

$$\mu = 0.3$$

$m = 1$  : Nombres d'interfaces de frottement.

$k_s = 1$  : Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\gamma_{Ms ult} = 1.1$  : Pour les résistances au glissement à L'ELU

$$\Rightarrow F_S = 46.27 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{T}{6} = \frac{28669}{6} = 4778.17 \text{ N} < F_S = 46\,273 \text{ N} \dots\dots\dots \text{Vérfifié}$$

• **Vérification des tiges d'ancrage :**

Les tiges d'ancrage doivent être mises en place, afin de résister aux effets des actions de calcul, elles doivent pouvoir reprendre les efforts de soulèvement ainsi que l'effort de cisaillement.

L'effort admissible par scellement :

$$N_a = 0.1 \times \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \frac{\Phi_1}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1}\right)^2} \times (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

$g_c$  : étant le dosage en ciment du béton = 350 Kg/m<sup>3</sup>

$\Phi$  : diamètre de la tige.  **$\Phi = 22 \text{ mm}$**

$$l_1 = 20 \Phi = 440 \text{ mm}$$

$$r = 3\Phi = 66 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2\Phi = 44 \text{ mm}$$

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

N : l'effort de soulèvement sous la combinaison (0.8G+V)

$$N = 149.13 \text{ kN}$$

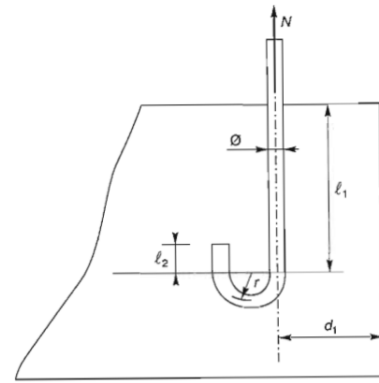


Figure VII.21 : Vérification des tiges d'ancrage

$$N_a = 0.1 \times \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \frac{22}{\left(1 + \frac{22}{200}\right)^2} \times (440 + 422.4 + 154)$$

$$N_a = 28778.97 \text{ N}$$

$$\frac{N}{6} = 24.85 \text{ kN}$$

$$N_a = 28.77 > \frac{N}{6} = 24.85 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

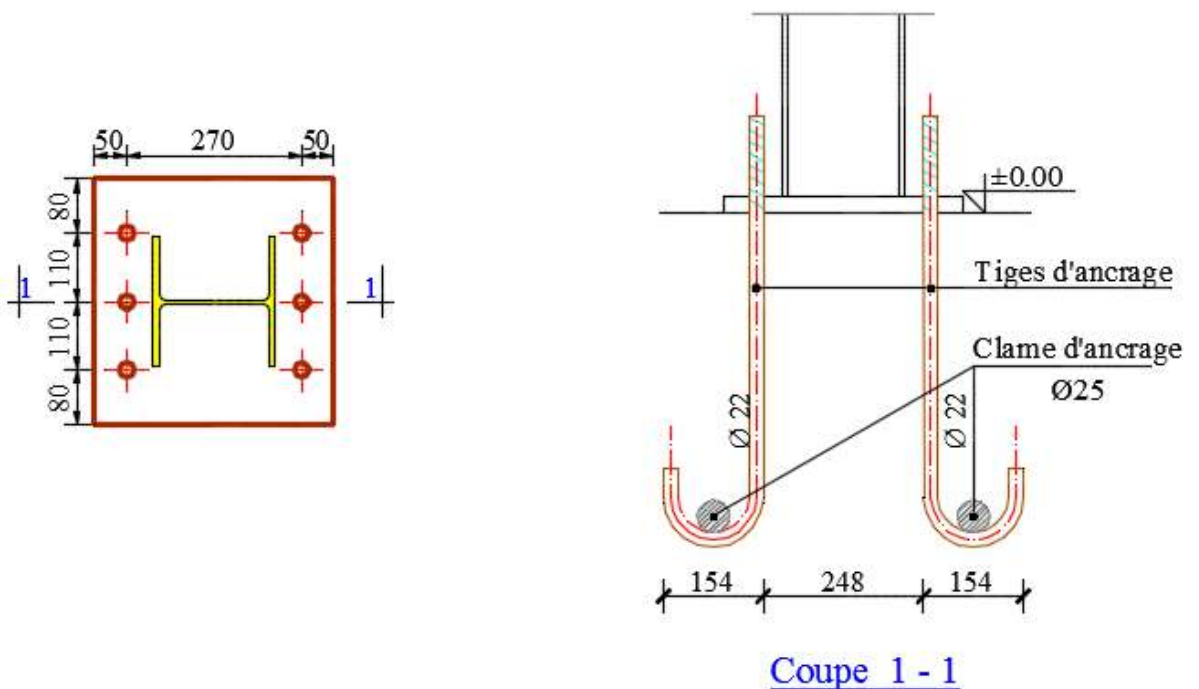


Figure VII.22 : Coupes sur les fûts.

# Chapitre VIII

## **Etude de sol**

## VIII. Etude du sol

### 1. Introduction

Pour choisir le type et les dimensions adéquates des fondations, il est nécessaire de connaître l'état et les caractéristiques (physiques, mécaniques) des différentes couches constituant le terrain sur lequel sera implanté notre ouvrage.

- Bute de l'étude :

L'étude géotechnique consiste à :

- Etablir une reconnaissance de la nature des sols et de leur caractéristique géologique et géotechnique.
- Définir, d'une part, le degré d'attaque et d'autre part les mesures à prendre pour éviter l'agressivité du sol et de l'eau qu'il contient par rapport au béton.
- Et enfin constater et recenser les risques naturels éventuels.

- Programme d'étude :

L'étude géotechnique de ce site s'est basée sur :

1-des essais pénétrometriques qui nous permettront de déterminer la résistance

A la pénétration tous les 20cm des terrains traversés .le calcul du taux de travail est alors déduit de cette résistance à la pénétration dynamique.

2-Un sondage a été réalisé pour nous permettre d'identifier la nature de la couche de fondation ainsi que la détermination de la succession lithologique du site.

3- des essais de laboratoire, comprenant les essais d'identification, des essais mécaniques ainsi que chimiques.

Ces essais nous permettent de mieux décrire et connaître la nature, les caractéristiquesgéotechniques des couches traversées et en particulier ceux de la couche de fondation.

## 2. Lithologie du site :

- 0.00 m → 1.70 m : Couche d'argile peu graveleuse marron.  
 1.70 m → 3.00 m : Couche de T.V.O enrobé dans une matrice argileuse.  
 3.00 m → 5.00 m : Couche d'argile graveleuse marron.  
 5.0 m → 10.00 m : Couche de T.V.O enrobé dans une matrice argileuse.

## 3. Essais in situ :

### ❖ Essais au Pénétrromètre :

Les essais pénétrométriques sont réalisés à l'aide du pénétromètre dynamique BORRO (type 2) dont le principe de fonctionnement et les caractéristiques sont expliqués ci-dessous :

- *Principe de l'essai :*

L'action du pénétromètre est d'ordre mécanique, elle consiste en l'enfoncement dans le sol par battage, un train de tige terminé par une pointe métallique à un rythme de 25 coups/min. L'appareil permet donc de mesurer en fonction de la profondeur l'enfoncement de l'outil et en déterminer la résistance minimale (RP) du sol, par application de la formule des hollandais. (BORRO type 2) est le pénétromètre à point utilisé dans cet essais.

$$R_p = \frac{M^2 \cdot H \cdot g}{e \cdot (M + M') \cdot A}$$

*Avec :*

A: section droite de la pointe ;

e : pénétration moyenne par coup ;

g : accélération de la pesanteur ;

H : hauteur de chute ;

M : masse du mouton ;

M' : somme des masses du train de tiges, de l'enclume et de la tige guide.

Les valeurs de ces caractéristiques sont variables suivant les types d'appareils, aussi tout diagramme de pénétration dynamique devra mentionner ces caractéristiques. Le pénétromètre dynamique que nous avons utilisé pour la réalisation de nos essais possède les caractéristiques suivantes :

-Pointe de diamètre  $\Phi_p = 50$  mm, de section  $A = 19.63$  cm<sup>2</sup> ;

-Mouton de masse  $M = 63,5$  Kg ;

-Tige de masse  $M = 6,1$  Kg, de diamètre  $\Phi_t = 32$ mm et de longueur 1 m.



#### 4. Essais de laboratoire :

Outre l'investigation expérimentale in situ, nous avons réalisé une campagne d'essais de laboratoire sur les échantillons de sol remaniés ou intact, extraits lors des deux sondages carottés réalisés.

- Essais d'identification :

Ce sont essentiellement le poids volumique, la teneur en eau, les Limites d'Atterberg, la granulométrie (par tamisage ou par sédimentométrie) et l'analyse chimique

-Détermination de la teneur en eau, les et la densité (humide et sèche) :

échantillon	Prof. (m)	$\gamma_d$	w(%)	$W_{sat}$ (%)	Sr (%)
SC 01	1.00 – 1.20	16.9	18.95	22.23	85.23

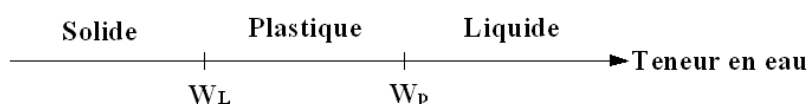
Tableau VIII.1 : caractéristiques physiques du sol extrait du site étudié

- Détermination des limites d'atterberg

En fonction de la teneur en eau, un sol remanié se présente suivant des consistances variables pour lesquelles on peut distinguer trois états : état liquide, état plastique et état solide.

Le passage du sol d'un état à un autre se fait graduellement et les frontières séparant ces états sont définies conventionnellement par ce qu'on appelle les limites d'Atterberg.

Sur un axe portant les teneurs en eau,  $W_p$  et  $W_L$  peuvent être représentées comme suit :



Pour le site étudié, nous avons réalisé un (01) essai pour déterminer les limites d'Atterberg, dont les résultats sont donnés par le tableau ci-après :

Limite de liquidité	$W_L=32.90 \%$
Teneur en eau de plasticité	$W_p=18.69 \%$
Indice de plasticité	$I_p=14.21$
Indice de consistance	$I_c = 0.98$

Tableau VIII.2 : récapitulatif des résultats des limites d'Atterberg

## 5. *Conclusions* :

### a. Constructibilité du site :

Le site ne pose aucun problème technique particulier lié au sol qui empêcherait la construction de l'ouvrage projeté.

### b. Lithologie du site :

La lithologie du site décrite à travers les sondages carottés réalisés et détaillé, se compose essentiellement d'argile peu graveleuse superficiellement et du T.V.O en profondeur.

### c. L'eau souterraine :

Lors de la réalisation des essais in-situ, aucune présence d'eau n'a été détecté.

### d. Contrainte admissible :

La pression admissible à adopter pour le calcul de l'infrastructure, calculée à partir de la profondeur  $z = 1.50 \text{ m}$  est :

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bars}$$

### e. Ancrage des fondations :

L'assise des fondations, correspondant à la capacité portante adoptée, doit être au minimum égale à 1.50 m à partir du niveau du terrain naturel soit :

$$D = 1.50 \text{ m}$$

# Chapitre VIII

## Etude de l'infrastructure

## IX. Etude de l'infrastructure :

### 1. Introduction :

L'infrastructure est un ensemble d'éléments structuraux interconnectés qui fournissent le cadre pour supporter la totalité de la structure.

L'infrastructure est composée essentiellement des fondations d'un ouvrage ainsi que d'éventuels niveaux enterrés. Elle assure néanmoins le transit des efforts venant de la partie aérienne du projet (superstructure) vers les éléments de fondations notamment par le biais de poutres.

Dans ce chapitre nous allons dimensionner et ferrailer les différents éléments constituant l'infrastructure, à savoir : les fûts, les semelles, les longrines ainsi que les voiles périphériques.



*Figure IX.1 : ferrailage d'une infrastructure*

## I. CALCUL DES FUTS :

### a. Bloc 1 :

#### 1. INTRODUCTION :

Les tiges filetées sont mises en place au moment du coulage du béton.

Le poteau est mis en place avec sa plaque d'assise équipée des percements tous placés à l'extérieur de l'emprise du poteau. La plaque doit être d'une épaisseur suffisante.

La charpente est dressée puis boulonnée après durcissement du béton.

Le coulage étant effectué, l'avantage d'une telle technique de pré-scèlement est d'exploiter la rapidité du montage d'une charpente métallique. En revanche, il est indispensable d'être précis lors de la pose de la plaque d'assise.

Un réglage de la structure est toujours possible en perçant des trous au double diamètre des boulons.



Figure IX.2 : assemblage pré scellé (avant coulage du béton)



Figure IX.3 : assemblage pré scellé (avant coulage du béton)

## 2. DIMENSIONNEMENT :

Le dimensionnement du fût dépend des dimensions de la plaque d'assise ; car il faut prévoir un débord de  $\delta = 5 \text{ cm}$  au minimum de chaque côté.

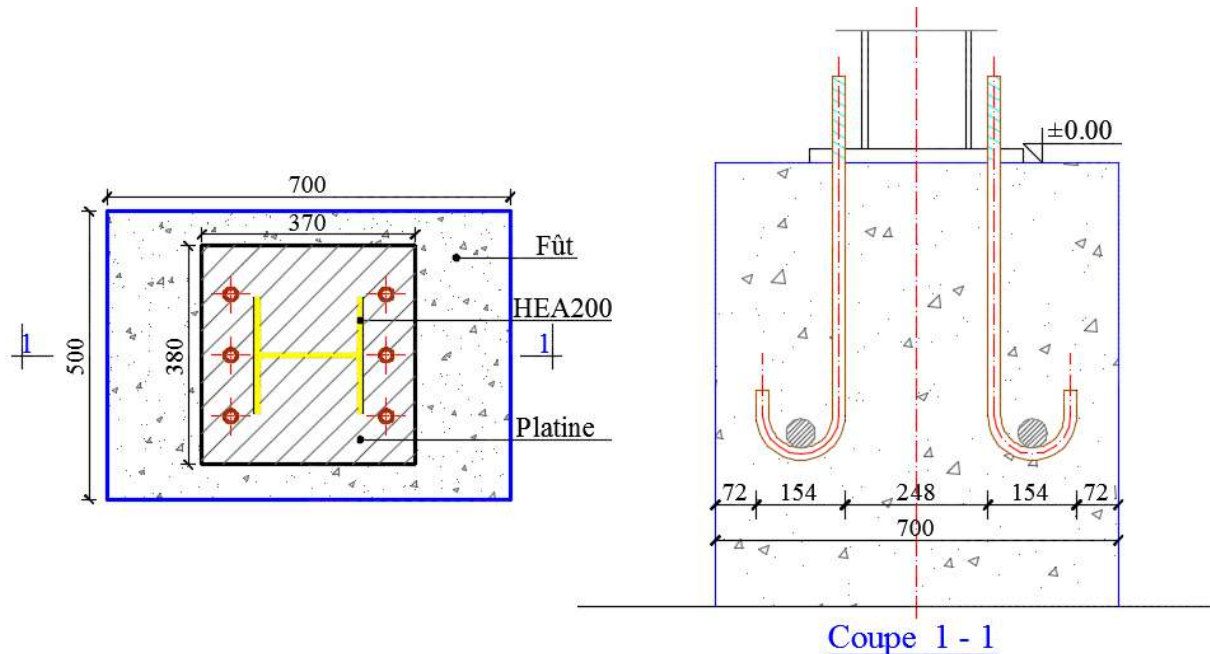


Figure IX.4 : Dimensionnement du fût

Les fondations sont ancrées à  $D = 1.5 \text{ m}$  ; l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension  $70 \times 50 \text{ cm}^2$  .

Le fût est soumis à un effort normal et un effort tranchant. Il est sollicité en flexion composée. On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N .T)

### 3. FERRAILLAGE :

Le poteau le plus sollicité est soumis aux charges suivantes :

$$\begin{cases} N_u = 38.32 \text{ KN} \\ M_u = 24.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour des sections soumises à une flexion composée, on peut prendre en compte de façon forfaitaire le phénomène de flambement si la condition suivante est satisfaite :

$$\frac{l_f}{h} < \max \left( 15 ; 20 \frac{e_1}{h} \right)$$

h : la hauteur du poteau dans le sens du flambement → h = 50 cm

L<sub>0</sub> : hauteur totale du Poteau → L<sub>0</sub> = 1.10 m

- ❖ e<sub>1</sub> : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_1 = M_{\max} / N_{\max}$$

$$e_1 = \frac{24.05 \times 10^6}{38.32 \times 10^3}$$

$$e_1 = 62.70 \text{ cm.}$$

- La longueur de flambement:

$$L_f = 0.7 L_0$$

Si le poteau est, à ses deux extrémités,

- Soit encastré dans un massif de fondation.
- Soit assemblé à des poutres de plancher.

$$L_f = 77 \text{ cm}$$

$$20 \frac{e_1}{h} = 25.08$$

$$\frac{l_f}{h} = 1.71 < 25.08$$

**La méthode forfaitaire est utilisable.**

Dans ce cas, les sollicitations à considérer seront N<sub>u</sub> (inchangé) et

$$M_u^{\text{maj}} = N_u \times e$$

$$\text{Avec: } e = e_1 + e_a + e_2$$

- ❖  $e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right)$$

$l$  : longueur du poteau.

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; 0.44) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

- ❖  $e_2$  : excentricité due aux déformations de flambement

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^3 \cdot (2 + \alpha \Phi)}{10^4 h}$$

$$\Phi = 2$$

$$\alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right) = 10 \left( 1 - \frac{24.05}{1.5 \times 17.21} \right) = 0.68$$

$$e_2 = 9.20 \text{ cm}$$

- ❖ calcul de l'excentricité totale :  $e = e_1 + e_a + e_2$

$$e = 73.9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } M_u^{\text{maj}} = N_u \cdot e = 38.32 \times 73.90 \times 10^{-2} = 28.32 \text{ KN.m.}$$

Les sollicitations à considérer seront :

$$\begin{cases} N_{\max} = 32.38 \text{ KN} \\ M_u^{\text{maj}} = 28.32 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

- **Calcul à l'ELU :**

- le moment par rapport aux acierstendus:

$$M_{AS} = M_u^{\text{maj}} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$D = 0.9 h = 45 \text{ cm}$$

$$M_{AS} = 28.32 + 32.38 \left( 0.45 - \frac{0.50}{2} \right)$$

$$M_{AS} = 34.80 \text{ KN.m}$$



- Calcul du coefficient de remplissage :

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b h f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa.}$$

$$\Psi_1 = \frac{32.38 \times 10^3}{700 \times 450 \times 14.16} = 0.007$$

$$\Psi_1 = 0.007 \rightarrow \text{l'excentricité critique relative } \zeta = 0.1664$$

$$e_{NC} = \zeta \cdot h = 0.1664 \times 500 = 83.2 \text{ mm}$$

$$e_T = \frac{M_u}{N_u} = 874.61 \text{ mm}$$

$$e_T = 874.61 \text{ mm} > e_{NC} = 83.2 \text{ mm} \rightarrow (\text{S.P.C})$$

La section est partiellement comprimée et le ferrailage se fera à la flexion simple :

$$b = 700 \text{ mm} ; h = 500 \text{ mm} ; d = 450 \text{ mm} ; f_{bc} = 14.16 \text{ MPa} ; \sigma_s = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_{AS}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{34.80 \times 10^6}{700 \times 450^2 \times 14.16} = 0.017$$

$$\mu_a < \mu_R = 0.392 \rightarrow A_s' = 0$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

$\alpha$	$\epsilon_{bc}$	$\sigma_{bc}$	$\mu_0$	$\alpha_0$	z (mm)	$A_{s \text{ fic}} (\text{cm}^2)$
0.042	$0.44 \times 10^{-3}$	5.55	0.082	0.107	387.73	3.23

Tableau IX.1 : calcul de  $A_{s \text{ fic}}$

→ La section d'acier tendus fictive:  $A_{s \text{ fic}} = 3.23 \text{ cm}^2$

La section réelle des acier tendus vaut:

$$A_s = A_{s \text{ fic}} - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_s = 3.23 - \frac{32.38 \times 10^3}{348} < 0$$

Cette dernière étant négative on prend comme section  $A_s$  la section minimale:

$$A_s \geq \max \left[ \frac{bh}{1000}; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{\sigma_s} \right]$$

$$A_s \geq \max [ 3.5 ; 4.37 ] \rightarrow A_s \geq 4.37 \text{ cm}^2$$

- Le RPA exige une section minimale :

$$A_{s \min} = 0,9\%b \cdot h$$

$$\rightarrow A_{s \min} = 31.50 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 10T25  $\rightarrow A_s = 31.82 \text{ cm}^2$

❖ *Armatures transversales :*

$$\Phi_t \approx \frac{\Phi_{max}}{3} \approx 8.33 \text{ mm}$$

On prend  $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

$$Esp = \min \{ 15\Phi_t ; 40\text{cm} ; a+10 \}$$

$$Esp = 15 \text{ cm}$$

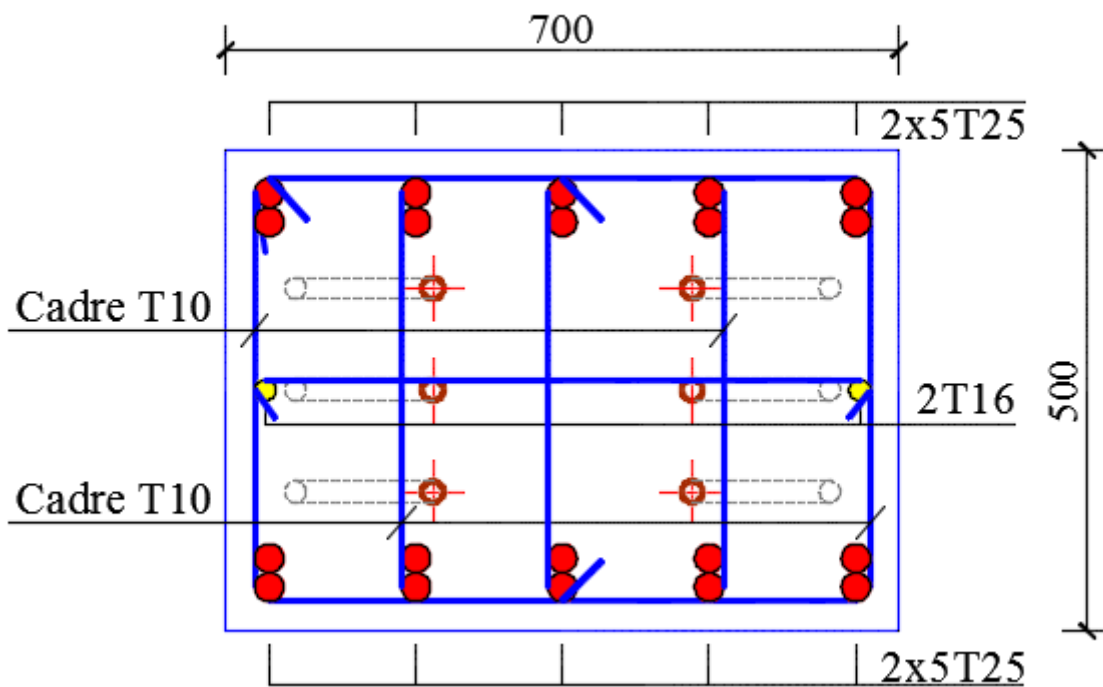


Figure IX.5 : Coupe transversale du fût.

- **Vérification à l'ELS :**

- ❖ Vérification d'une section entièrement comprimée :

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc \max} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{s2} \leq \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$$

- avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{z \cdot N_{ser}}{I} y_{ser} \\ \sigma_s = 15 \cdot \frac{z \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \end{array} \right.$$

- Calcul de  $y_1$  : on cherche d'abord la racine  $y_c$  de l'équation :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

Nous avons :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = 662.94 \text{ mm}$$

$$c = \frac{h}{2} - e = -412.94 \text{ mm}$$

$$p = -3c^2 - \frac{90 A_s'}{b} (c - d') + \frac{90 A_s}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90 A_s'}{b} (c - d')^2 - \frac{90 A_s}{b} (d - c)^2$$

$$\Delta = q^2 + 4 \left( \frac{p}{3} \right)^3$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$d' = 3 + 2.5 = 5.5 \text{ cm}$$

$$A_s = 31.82 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 31.82 \text{ cm}^2$$

$$p = 32\,923.69$$

$$q = -74\,241\,800.07$$

$$\Delta = 5.52 \times 10^{15} > 0$$

$$\Delta > 0 \rightarrow t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q); u = \sqrt[3]{t}; z = u - \frac{p}{3u}$$

$$t = 279\,776\,029.2$$

$$u = 654.04$$

$$z = 617.96 \text{ mm}$$

puis :

$$y_{ser} = z + c$$

$$y_{ser} = 205.02 \text{ mm}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15 [A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - d')^2]$$

$$I = 1.45 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

- Les contraintes valent :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{z \cdot N_{ser}}{I} y_{ser} \\ \sigma_s = 15 \cdot \frac{z \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \end{cases}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_s = 40.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

## b. Bloc 2 :

### 1. DIMENSIONNEMENT :

Le dimensionnement du fût dépend des dimensions de la plaque d'assise ; car il faut prévoir un débord de  $\delta = 5 \text{ cm}$  au minimum de chaque côté.

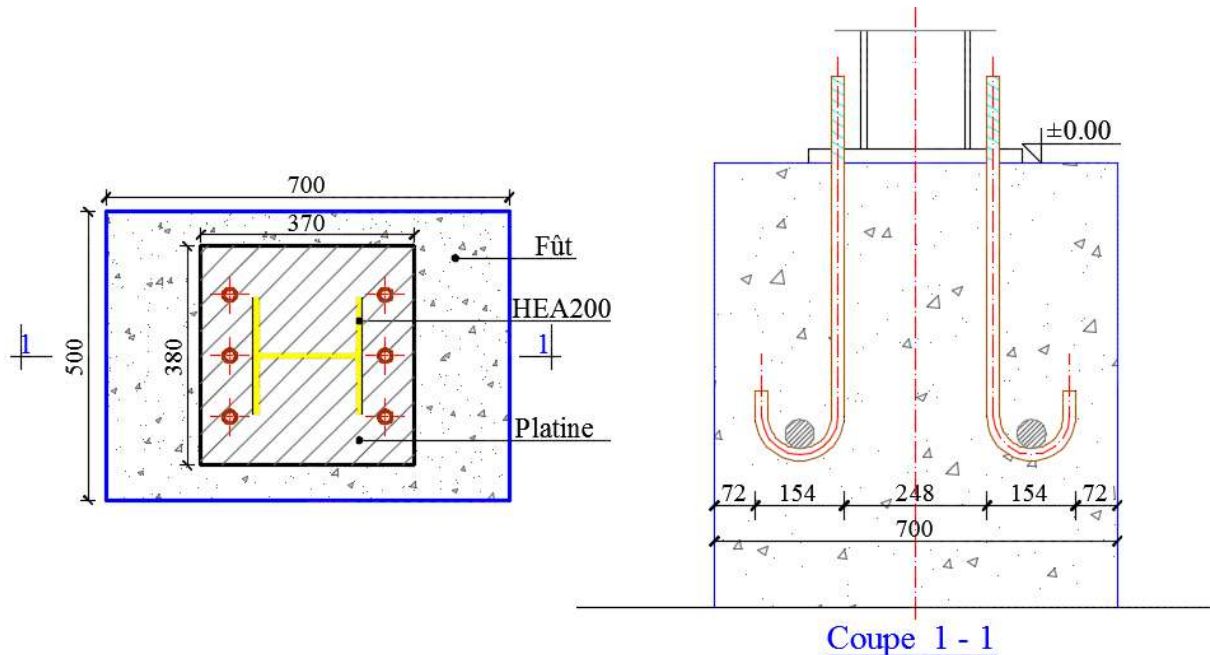


Figure IX.7 : Dimensionnement du fût

Les fondations sont ancrées à  $D = 1.5\text{m}$  ; l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension  $70 \times 50 \text{ cm}^2$  .

Le fût est soumis à un effort normal et un effort tranchant. Il est sollicité en flexion composée. On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N .T)

## 2. FERRAILLAGE :

Le poteau le plus sollicité est soumis aux charges suivantes :

$$\begin{cases} N_u = 129.50 \text{ KN} \\ M_u = 44.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour des sections soumises à une flexion composée, on peut prendre en compte de façon forfaitaire le phénomène de flambement si la condition suivante est satisfaite :

$$\frac{l_f}{h} < \max \left( 15 ; 20 \frac{e_1}{h} \right)$$

$h$  : la hauteur du poteau dans le sens du flambement →  $h = 50 \text{ cm}$

$L_0$  : hauteur totale du Poteau →  $L_0 = 1.10 \text{ m}$

- ❖  $e_1$  : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_1 = M_{\max} / N_{\max}$$

$$e_1 = \frac{129.50 \times 10^6}{44.55 \times 10^3}$$

$$e_1 = 290.68 \text{ cm.}$$

- La longueur de flambement:

$$L_f = 0.7 L_0$$

Si le poteau est, à ses deux extrémités,

- Soit encastré dans un massif de fondations
- Soit assemblé à des poutres de plancher.

$$L_f = 77 \text{ cm}$$

$$20 \frac{e_1}{h} = 116.27$$

$$\frac{l_f}{h} = 1.71 < 116.27$$

**La méthode forfaitaire est utilisable.**

Dans ce cas, les sollicitations à considérer seront  $N_u$  (inchangé) et

$$M_u^{\text{maj}} = N_u \times e$$

$$\text{Avec: } e = e_1 + e_a + e_2$$

- ❖  $e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right)$$

$l$  : longueur du poteau.

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; 0.44) \quad \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

- ❖  $e_2$  : excentricité due aux déformations de flambement

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^3 \cdot (2 + \alpha \Phi)}{10^4 h}$$

$$\Phi = 2$$

$$\alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right) = 10 \left( 1 - \frac{44.55}{1.5 \times 31.08} \right) = 0.44$$

$$e_2 = 7.88 \text{ cm}$$

- ❖ calcul de l'excentricité totale :  $e = e_1 + e_a + e_2$

$$e = 300.57 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } M_u^{\text{maj}} = N_u \cdot e = 129.50 \times 300.57 \times 10^{-2} = 389.24 \text{ KN.m.}$$

Les sollicitations à considérer seront :

$$\begin{cases} N_{\max} = 129.50 \text{ KN} \\ M_u^{\text{maj}} = 389.24 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

- **Calcul à l'ELU :**

- le moment par rapport aux acierstendus:

$$M_{AS} = M_u^{\text{maj}} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$D = 0.9 h = 45 \text{ cm}$$

$$M_{AS} = 389.24 + 129.50 \left( 0.45 - \frac{0.70}{2} \right)$$

$$M_{AS} = 402.19 \text{ KN.m}$$

- Calcul du coefficient de remplissage :

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b h f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa.}$$

$$\Psi_1 = \frac{129.50 \times 10^3}{700 \times 450 \times 14.16} = 0.029$$

$$\Psi_1 = 0.029 \rightarrow \text{l'excentricité critique relative } \zeta = 0.1658$$

$$e_{NC} = \zeta \cdot h = 0.1658 \times 500 = 82.9 \text{ mm}$$

$$e_T = \frac{M_u}{N_u} = 3005.71 \text{ mm}$$

$$e_T = 3005.71 \text{ mm} > e_{NC} = 82.9 \text{ mm} \rightarrow (S.P.C)$$

La section est partiellement comprimée et le ferrailage se fera à la flexion simple :

$$b = 700 \text{ mm} ; h = 500 \text{ mm} ; d = 450 \text{ mm} ; f_{bc} = 14.16 \text{ MPa} ; \sigma_s = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_{AS}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{402.19 \times 10^6}{700 \times 450^2 \times 14.16} = 0.200$$

$$\mu < \mu_R = 0.392 \rightarrow A_s' \neq 0$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

$\alpha$	z (mm)	$A_{s \text{ fic}} (\text{cm}^2)$
0.282	399.28	28.95

Tableau IX.2 : calcul de  $A_{s \text{ fic}}$

→ La section d'acier tendus fictive:  $A_{s \text{ fic}} = 29.85 \text{ cm}^2$

La section réelle des acier tendus vaut:

$$A_s = A_{s \text{ fic}} - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_s = 29.85 - \frac{129.50 \times 10^3}{348} < 0$$

Cette dernière étant négative on prend comme section  $A_s$  la section minimale:

$$A_s \geq \max \left[ \frac{bh}{1000}; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{\sigma_s} \right]$$

$$A_s \geq \max [ 3.5 ; 4.37 ] \rightarrow A_s \geq 4.37 \text{ cm}^2$$



- Le RPA exige une section minimale :

$$A_{s \min} = 0,9\%b \cdot h$$

$$\rightarrow A_{s \min} = 31.50 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 10T25  $\rightarrow A_s = 31.84 \text{ cm}^2$

❖ **Armatures transversales :**

$$\Phi_t \approx \frac{\phi}{3} \approx 8.33 \text{ mm}$$

On prend  $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

$$\text{Esp} = \min \{15\Phi_t ; 40\text{cm} ; a+10 \}$$

$$\text{Esp} = 15 \text{ cm}$$

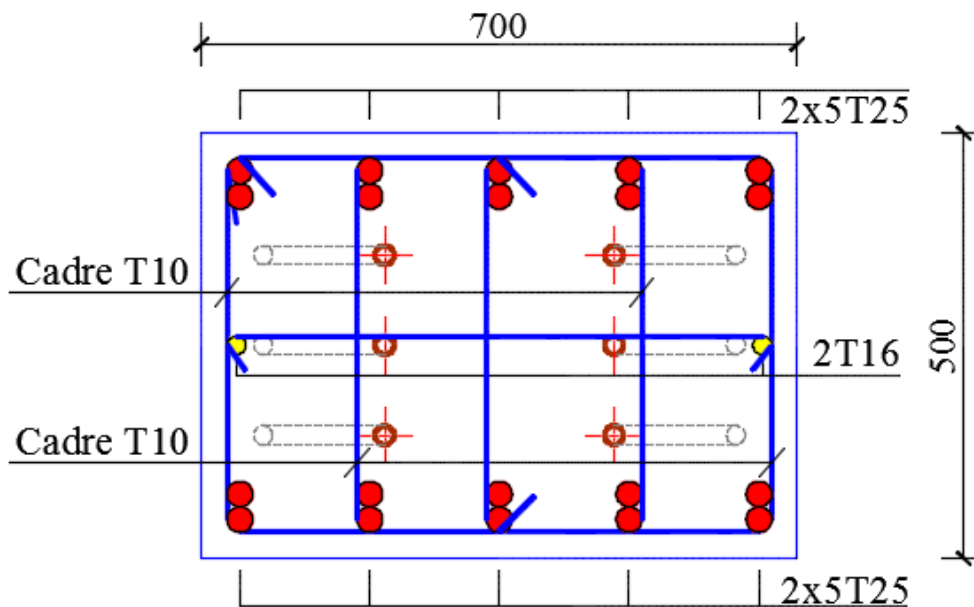


Figure IX.8 : Coupe transversale du fût.

- **Vérification à l'ELS :**

- ❖ Vérification d'une section entièrement comprimée :

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc \max} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{s2} \leq \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$$

- avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{z \cdot N_{ser}}{I} y_{ser} \\ \sigma_s = 15 \cdot \frac{z \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \end{array} \right.$$

- Calcul de  $y_1$  : on cherche d'abord la racine  $y_c$  de l'équation :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

Nous avons :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{31.08 \times 10^3}{90.33} = 344.07 \text{ mm}$$

$$c = \frac{h}{2} - e = -94.07 \text{ mm}$$

$$p = -3c^2 - \frac{90 A_s'}{b} (c - d') + \frac{90 A_s}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90 A_s'}{b} (c - d')^2 - \frac{90 A_s}{b} (d - c)^2$$

$$\Delta = q^2 + 4 \left(\frac{p}{3}\right)^3$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$d' = 3 + 2.5 = 5.50 \text{ cm}$$

$$A_s = 31.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 31.84 \text{ cm}^2$$

$$p = 153\,453.40$$

$$q = -137\,328\,292.5$$

$$\Delta = 1.88 \times 10^{16} > 0$$

$$\Delta > 0 \rightarrow t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q); u = \sqrt[3]{t}; z = u - \frac{p}{3u}$$

$$t = 137\,328\,292.5$$

$$u = 515.93$$

$$z = 416.78 \text{ mm}$$

puis :

$$y_{ser} = z + c$$

$$y_{ser} = 322.71 \text{ mm}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15 [A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - d')^2]$$

$$I = 9.08 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

- Les contraintes valent :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{z \cdot N_{ser}}{I} y_{ser} \\ \sigma_s = 15 \cdot \frac{z \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \end{cases}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_s = 7.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

## II. LES FONDATIONS :

### 1. *Définition :*

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

### 2. *Stabilité des fondations :*

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion ;
- Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites ; mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage : l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol.

### 3. *Différents types de fondations :*

Lorsque les couches de terrains susceptibles de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles ; lorsque ces couches sont à une grande profondeur, on réalise des fondations profondes qui peuvent prendre appui sur une couche résistante ou flotter dans un terrain peu résistant (on mobilise alors les forces de frottement du sol sur la fondation pour soutenir l'ouvrage) ; dans les situations intermédiaires, lorsque la couche d'appui est à une distance moyenne de la base de l'ouvrage, on réalise un massif de béton grossier reposant sur cette couche et supportant la fondation proprement dite.

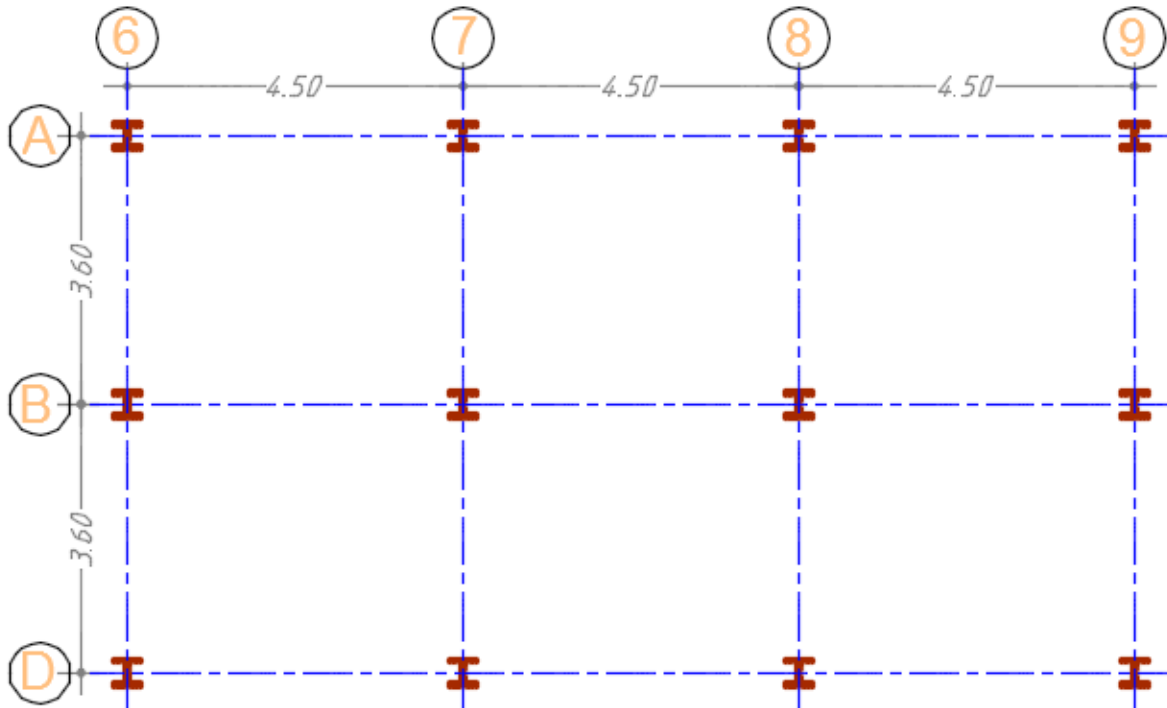
**a. Bloc 1 :****CALCUL DES SEMELLES :**

Figure XI.9 : Plan d'implantation du bloc 1

On suppose que nous avons une semelle carrée :

- La semelle la plus sollicitée est la semelle **B7** elle est soumise aux efforts suivants :

$$P_{\text{ser}} = 25.96 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = 17.21 \text{ KN.m}$$

- Dimensions des amorces poteaux :

$$a = 70 \text{ cm}$$

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

$$P = 0.5 \times 0.7 \times 1.20 \times 25 = 10.5 \text{ kN}$$

- L'enrobage :  $e = 3 \text{ cm}$  (enrobage)

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bars}$$

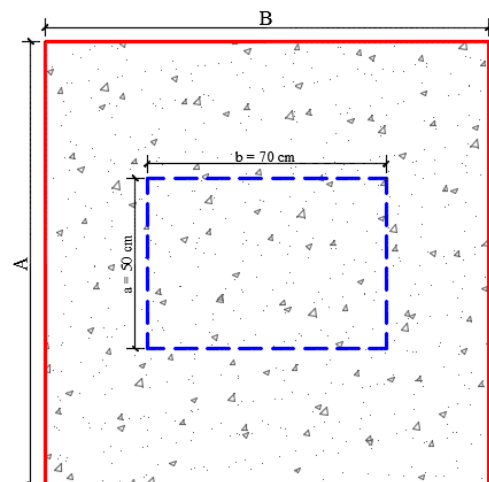
**1. DIMENSIONNEMENT:**

- Calcul de A et B :

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N}{S} \rightarrow S = \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{36.46 \times 10^3}{15} = 2430.67 \text{ cm}^2$$

$$B = \sqrt{S} = 49.30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } B = 130 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} \approx \frac{A}{B} \rightarrow A \approx \frac{a \times B}{b} \rightarrow A \approx 92.9 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } A = 130 \text{ cm}$$



- Hauteur h :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + e = 18 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h = 30 \text{ cm}$$

- Vérification de la condition de portance :

$$P_{ser}^t = P_{ser} + A.B.h \times 25 = 49.14 \text{ KN}$$

$$e_{ser}^t = \frac{M_{ser}}{P_{ser}^t} = 350.26 \text{ mm}$$

$$B = 130 \text{ cm} < 6.e_{ser}^t = 2101.56 \text{ cm} \rightarrow \text{diagramme triangulaire}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{P_{ser}}{A.B \left(1 - 2 \frac{e_{ser}}{B}\right)} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\frac{P_{ser}}{A.B \left(1 - 2 \frac{e_{ser}}{B}\right)} = \frac{49140}{1300^2 \left(1 - 2 \frac{350.26}{1300}\right)} = 0.55 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bars}$$

**Condition Vérifiée.**

## 2. FERRAILLAGE :

$$M_{elu} = 24.05 \text{ KN.m}$$

$$P_{elu}^t = 38.32 + 1.35 \times A \times B \times h \times 25 + 1.35 \times a \times b \times L \times 25 = 69.61 \text{ KN}$$

$$e_{elu} = \frac{M_{elu}}{P_{elu}^t} = 345.51 \text{ mm}$$

- Méthode de calcul :

$$e_{elu} = 345.51 \text{ mm} > \frac{B}{6} = 216.67 \text{ mm}$$

- Méthode des consoles pour le sens B  
Et méthode des bielles pour le sens A

- Ferraillage dans le sens B : (méthode des consoles)

$$d_b = h - e = 30 - 3 = 27\text{cm}$$

$$M_l = (4B + 0.35b - 9e_{elu}) \left[ \frac{\frac{B}{2} - 0.35b}{\frac{B}{2} - e_{elu}} \right]^2 \cdot \frac{P_{elu}^t}{27}$$

$$M_l = 48.99\text{kN.m}$$

$$A_b = \frac{M_l}{d_b \cdot \sigma_s} = \frac{48.99 \times 10^6}{370 \times 348} = 3.80 \text{ cm}^2$$

**Choix : 9T12 (A<sub>b</sub> = 10.18 cm<sup>2</sup>)**

$$\text{Esp} = \frac{130 - 2 \times 3}{8} \approx 15.5 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend esp} = 15 \text{ cm}$$

- Ferraillage dans le sens A : (méthode des bielles)

$$d_a = d_b - \frac{2 \times 1.2}{2} = 27 - 1.2 = 25.8\text{cm}$$

$$P'_{elu} = P_{elu} \left( 1 + 3 \frac{e_{elu}}{B} \right) = 69.61 \times \left( 1 + 3 \frac{345.51}{1300} \right) = 125.11 \text{ KN}$$

$$A_a = \frac{P'_{elu} (A - a)}{8 \cdot d_a \cdot \sigma_s} = \frac{125.11 \times 10^3 \times (1300 - 500)}{8 \times 258 \times 348} = 1.39 \text{ cm}^2$$

**Choix : 9T12 (A<sub>a</sub> = 10.18 cm<sup>2</sup>)**

$$\text{Esp} = \frac{130 - 2 \times 3}{8} \approx 15.5\text{cm} \rightarrow \text{on prend esp} = 15 \text{ cm}$$

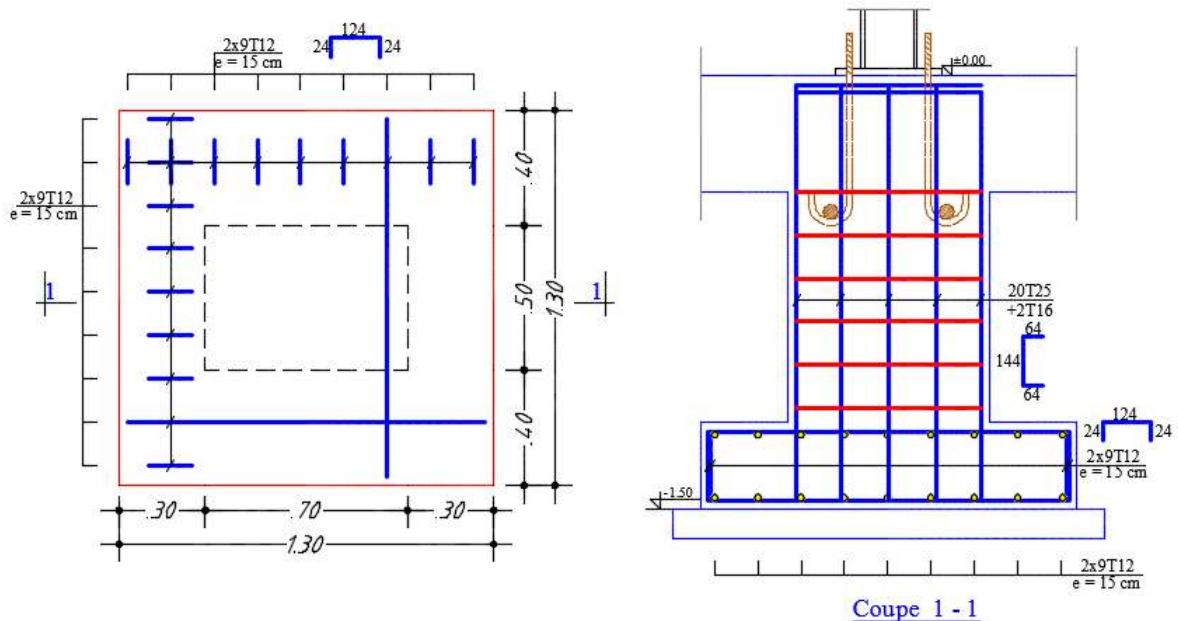


Figure XI.10 : Coupes de ferraillage de la semelle S1

**b. Bloc 2 :**

**LES SEMELLES :**

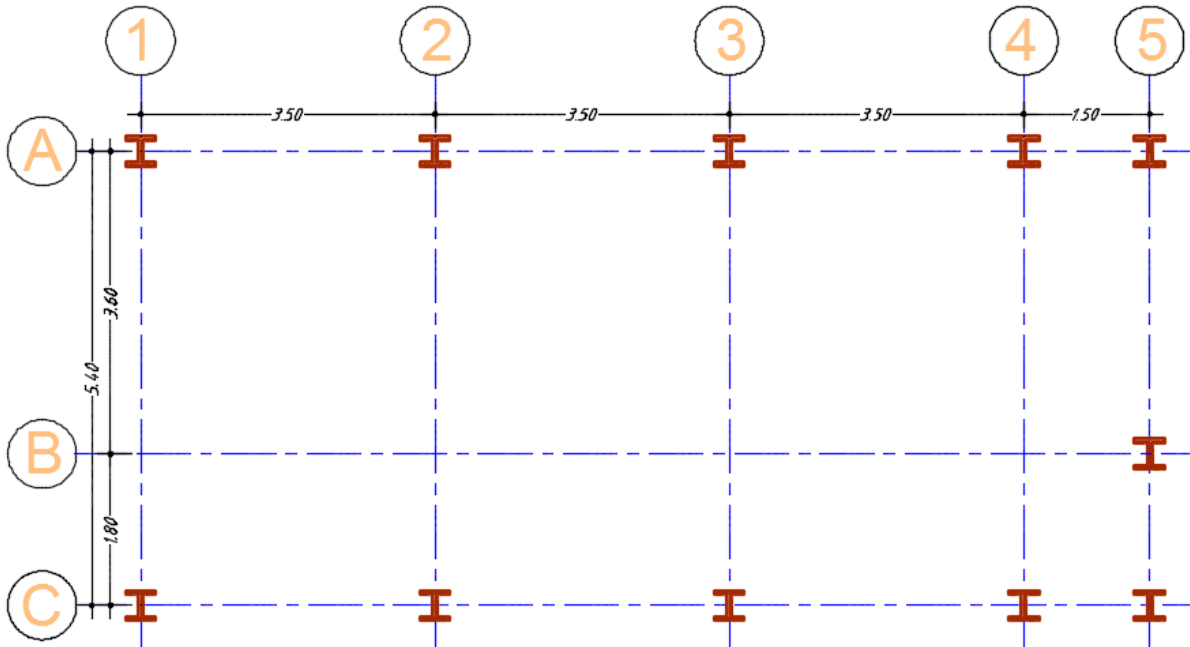


Figure XI.11 : Plan d'implantation du Bloc 2

On suppose que nous avons une semelle carrée :

- La semelle la plus sollicitée est la semelle **A2, A3, C2 et C3** elle est soumise aux efforts suivants :

$P_{ser} = 90.33 \text{ kN}$

$M_{ser} = 31.08 \text{ kN.m}$

- Dimensions des amorces poteaux :

$a = 50 \text{ cm}$

$b = 70 \text{ cm}$

$P = 0.5 \times 0.7 \times 1.20 \times 25 = 10.5 \text{ kN}$

- L'enrobage :  $e = 3 \text{ cm}$  (enrobage)
- $\bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bars}$

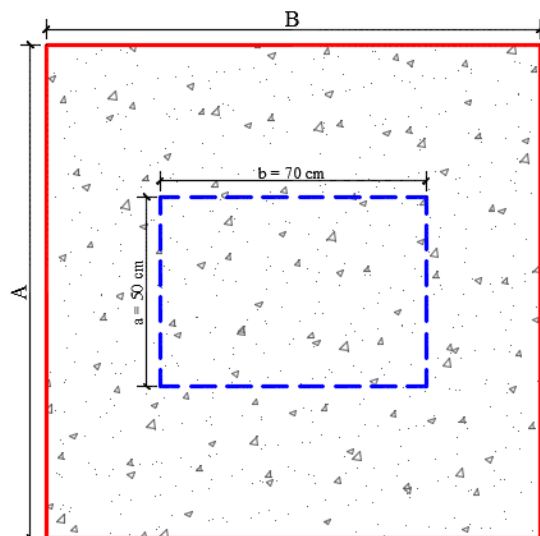
**1. DIMENSIONNEMENT:**

- Calcul de A et B :

$$\sigma_{sol} = \frac{N}{S} \rightarrow S = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{100.83 \times 10^3}{15} = 6722 \text{ cm}^2$$

$$B = \sqrt{S} = 81.99 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } B = 130 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} \approx \frac{A}{B} \rightarrow A \approx \frac{a \times B}{b} \rightarrow A \approx 92.9 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } A = 130 \text{ cm}$$





- Hauteur h :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + e = 18 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h = 30 \text{ cm}$$

- Vérification de la condition de portance :

$$P_{ser}^t = P_{ser} + A.B.h \times 25 = 112.53 \text{ kN}$$

$$e_{ser}^t = \frac{M_{ser}}{P_{ser}^t} = 276.19 \text{ mm}$$

$$B = 130 \text{ cm} < 6.e_{ser}^t = 1657.16 \text{ cm} \rightarrow \text{diagramme triangulaire}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{P_{ser}}{A.B \left(1 - 2\frac{e_{ser}}{B}\right)} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\frac{P_{ser}}{A.B \left(1 - 2\frac{e_{ser}}{B}\right)} = \frac{112.53 \times 10^3}{1300^2 \left(1 - 2\frac{276.19}{1300}\right)} = 1.15 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bars}$$

**Condition Vérifiée.**

## 2. FERRAILLAGE :

$$M_{elu} = 44.55 \text{ KN.m}$$

$$P_{elu}^t = 129.50 + 1.35 \times A \times B \times h \times 25 + 1.35 \times a \times b \times L \times 25 = 159.47 \text{ KN}$$

$$e_{elu} = \frac{M_{elu}}{P_{elu}^t} = 279.36 \text{ mm}$$

- Méthode de calcul :

$$e_{elu} = 279.36 \text{ mm} > \frac{B}{6} = 216.67 \text{ mm}$$

- Méthode des consoles pour le sens B  
Et méthode des bielles pour le sens A

- Ferrailage dans le sens B : (méthode des consoles)

$$d_b = h - e = 30 - 3 = 27\text{cm}$$

$$M_l = (4B + 0.35b - 9e_{elu}) \left[ \frac{\frac{B}{2} - 0.35b}{\frac{B}{2} - e_{elu}^t} \right]^2 \cdot \frac{P_{elu}^t}{27}$$

$$M_l = 20.62\text{kN.m}$$

$$A_b = \frac{M_1}{d_b \cdot \sigma_s} = \frac{20.62 \times 10^6}{270 \times 348} = 2.19 \text{ cm}^2$$

**Choix : 9T12 ( $A_b = 10.18 \text{ cm}^2$ )**

$$\text{Esp} = \frac{130 - 2 \times 3}{8} \approx 15.50 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend esp} = 15 \text{ cm}$$

- Ferrailage dans le sens A : (méthode des bielles)

$$d_a = d_b - \frac{2 \times 1.2}{2} = 27 - 1.2 = 25.8\text{cm}$$

$$P'_{elu} = P_{elu} \left(1 + 3 \frac{e_{elu}}{B}\right) = 159.47 \times \left(1 + 3 \frac{279.36}{1300}\right) = 262.28 \text{ KN}$$

$$A_a = \frac{P'_{elu} (A - a)}{8 \cdot d_a \cdot \sigma_s} = \frac{262.28 \times 10^3 \times (1300 - 500)}{8 \times 258 \times 348} = 2.92 \text{ cm}^2$$

**Choix : 9T12 ( $A_a = 10.18 \text{ cm}^2$ )**

$$\text{Esp} = \frac{130 - 2 \times 3}{8} \approx 15.50 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend esp} = 15 \text{ cm}$$

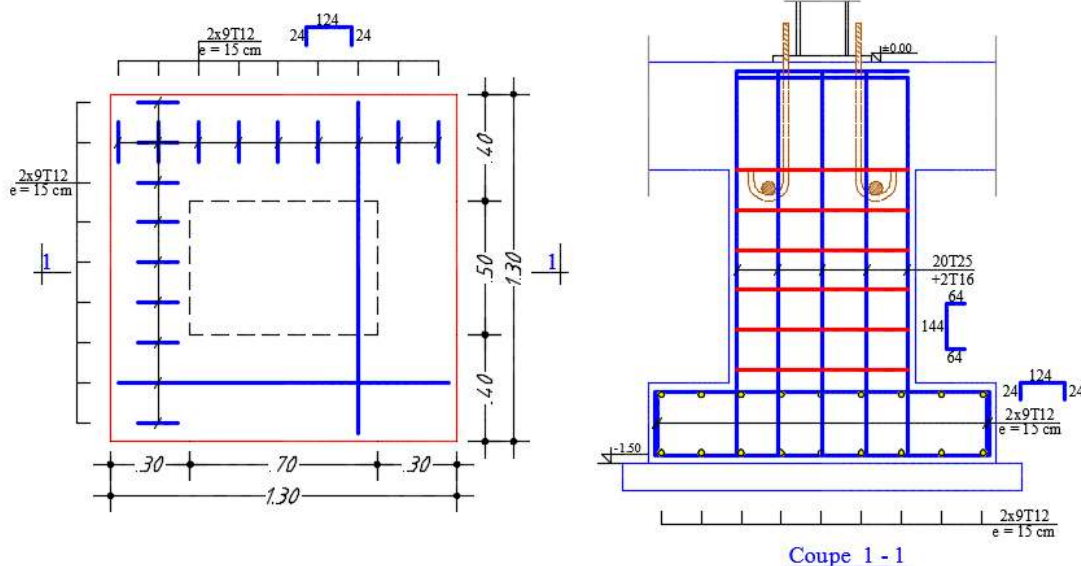


Figure XI.12 : Coupes de ferrailage de la semelle S1

### III. CALCUL DES LONGRINES :

#### a. Bloc 1 :

##### 1. INTRODUCTION :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles.

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bi directionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

Les longrines sont soumises à des forces axiales de traction.

##### 2. DIMENSIONNEMENT :

D'après le règlement (RPA99.Art.10.1.1.b), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

$25 \times 30 \text{ cm}^2$  : sites de catégorie :  $S_2$  et  $S_3$

Pour notre cas on va opter pour des longrines de section :  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

##### 3. FERRAILLAGE :

- **Etat limite ultime :**

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction est égale à :

$$F = \frac{N_u}{\alpha} > 20 \text{ kN (RPA 99 V 2003)}$$

$N_u^{\max}$  : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés (l'effort normal ultime du poteau le plus sollicité)

$\alpha$  : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

Site	Zone		
	I	Iia	Iib et III
$S_1$	-	-	-
$S_2$	-	15	12
$S_3$	15	12	10
$S_4$	12	10	8

Tableau XI.3 : Valeurs de  $\alpha$

Dans notre cas nous avons :

$$\alpha = 10$$

$$N_u^{\max} : 32.38 \text{ kN}$$

$$F = \frac{32.38}{10} = 3.24 < 20 \text{ kN} \rightarrow \text{donc on prend } F = 20 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = 0.83 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite service :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable : en risque de corrosion des armatures, il est judicieux de toujours considérer au minimum les conditions de fissuration comme étant préjudiciable.

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_a = 201.63 \text{ Mpa} ;$$

$$N_{\text{ser}} = 25.96 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_s}{A_s} \leq \sigma_a$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{25.96 \times 10^3}{201.63} = 0.64 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9h = 36 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$A_s \geq 30 \cdot 36 \cdot 2,1 / 400$$

$$A_s = 5.67 \text{ cm}^2$$

- **$A_s$  min selon le RPA :**

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section de béton y compris les armatures longitudinales et les armatures transversales, tel que l'espacement des cadres ne doit pas dépasser le minimum de :

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15 \Phi_L)$$

$$\text{Donc } A_s = 0.6\%(30 \times 40) = 7.2\text{cm}^2$$

On adopte 6T14 avec  $A_s = 8.10\text{ cm}^2$

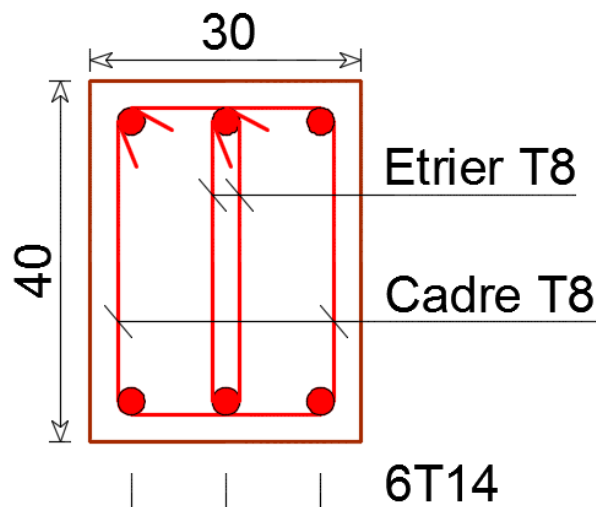
- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right\} = \min\left\{\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 12\right\} = 11.42\text{mm} \text{ Soit : } \phi_t = 8\text{mm}$$

- *Espacement des cadres :*

$$S_t \leq \min\{20\text{cm}; 15\phi_t\} = \{20\text{cm}; 15 * 1.4\} = 21\text{cm} \text{ soit : } S_t = 15\text{cm}$$

- *Disposition des armatures :*



**b. Bloc 2 :****1. DIMENSIONNEMENT :**

D'après le règlement (RPA99.Art.10.1.1.b), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

$25 \times 30 \text{ cm}^2$  : sites de catégorie :  $S_2$  et  $S_3$

Pour notre cas on va opter pour des longrines de section :  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

**2. FERRAILLAGE :**

- **Etat limite ultime :**

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction est égale à :

$$F = \frac{N_u}{\alpha} > 20 \text{ kN (RPA 99 V 2003)}$$

$N_u^{\max}$  : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités (l'effort normal ultime du poteau le plus sollicité)

$\alpha$  : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

Site	Zone		
	I	Iia	Iib et III
$S_1$	-	-	-
$S_2$	-	15	12
$S_3$	15	12	10
$S_4$	12	10	8

Tableau XI.4 : Valeurs de  $\alpha$

Dans notre cas nous avons :  $\alpha = 10$

$N_u^{\max} : 129.50 \text{ kN}$

$$F = \frac{129.50}{10} = 12.95 < 20 \text{ kN} \rightarrow \text{donc on prend } F = 20 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = 0.83 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite service :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable : en risque de corrosion des armatures, il est judicieux de toujours considérer au minimum les conditions de fissuration comme étant préjudiciable.

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_a = 201.63 \text{ Mpa ;}$$

$$N_{ser} = 25.96 \text{ KN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_s}{A_s} \leq \sigma_a$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{90.33 \times 10^3}{201.63} = 0.71 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9h = 36 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$A_s \geq 30 \cdot 36 \cdot 2,1 / 400$$

$$A_s = 5.67 \text{ cm}^2$$

- **$A_{s \text{ min}}$  selon le RPA :**

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section de béton y compris les armatures longitudinales et les armatures transversales, tel que l'espacement des cadres ne doit pas dépasser le minimum de :

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15 \Phi_L)$$

$$\text{Donc } A_s = 0.6\% (30 \times 40) = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte 6T14 avec } A_s = 8.10 \text{ cm}^2$$

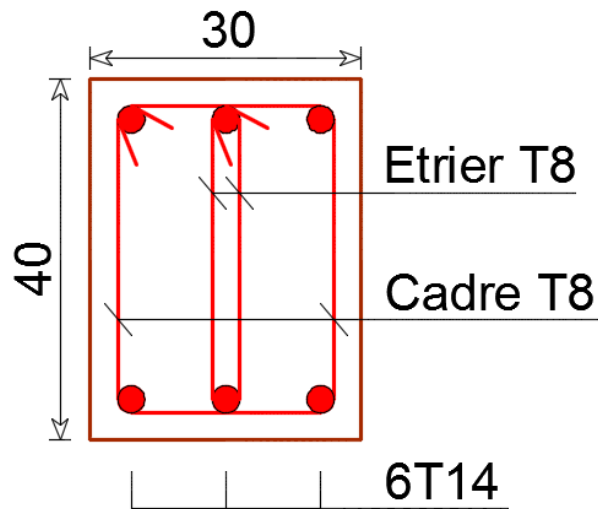
- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right\} = 11.42 \text{ mm Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

- *Espacement des cadres :*

$$S_t \leq \min \{ 20 \text{ cm}; 15 \phi_t \} = \{ 20 \text{ cm}; 15 * 1.4 \} = 21 \text{ cm soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- *Disposition des armatures :*





## IV. VOILE PERIPHERIQUE :

### 1. Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du *RPA99 version 2003*, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

Epaisseur  $e \geq 15 \text{ cm}$

- ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ◆ Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,1\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ◆ La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :  $b = 15 \text{ cm}$  (Section du voile).

### 2. Évaluation des Charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_x = 1.20 \text{ m}$  ;  $L_y = 4.7 \text{ m}$ .

Les charges et surcharges sont uniformément réparties sur une bande de 1m se situant à la base du voile (cas le plus défavorable).

La résultante  $P_G$  des poussées unitaires, sur la hauteur « L » de l'écran, s'applique au tiers inférieur du parement avec l'inclinaison  $\delta$  et l'intensité :

$$P_G = k_0 + \gamma + \frac{L^2}{2}$$

Avec :

$$K_0 : \text{Coefficient de poussée} = \text{tg}^2 \cdot \left[ \left( \frac{\pi}{4} \right) - \left( \frac{\varphi}{2} \right) \right].$$

$$K_0 = 0.785$$

$$h = 1.20 \text{ m.}$$

$$\gamma_d : \text{Poids spécifique du remblai} = 16.9 \text{ kN/m}^2.$$

$$\Phi : \text{Angle de frottement interne du remblai} = 6.93^\circ.$$

$$P_{ser} = 9.55 \text{ kN/ml} \quad \text{et donc} \quad P_u = 12.89 \text{ kN/ml}$$

### 3. Efforts dans la Dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,17 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un sens.}$$

$$M_{0x} = 2.32 \text{ kNm}$$

$$M_{0y} = 0 \text{ kNm}$$

- Moment en travée

$$M_t = 0,85M_0 = 1.97 \text{ kNm}$$

- Moment sur appuis

$$M_a = 0,5M_0 = 1.16 \text{ kNm}$$

### 4. Calcul du Ferrailage

$$b=100\text{cm} ; h=15\text{cm} ; d=13.5\text{cm} ; \sigma_{bc}=14,16\text{Mpa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	1.97	0,0076	0	0,0096	13.45	0.42	5T10	2x3,93	20
<b>Appuis</b>	1.16	0,0045	0	0.0056	13.47	0.24	5T10	2x3,93	20

Tableau XI.5 : Ferrailage du Voile Périphérique

### 5. Armatures transversales

Les dalles sont bétonnées sans reprise de bétonnage dans tous leur épaisseur

$$\begin{cases} \tau_u \leq 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ \gamma_b = 1,15 \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$$V_u = \frac{PL}{2} = 7.74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{7740}{1000 \times 135} = 0,057 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,522 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq 1,552 \text{ MPa}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Condition de Non Fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{\sigma_e} = 1.88 \text{ cm}^2 < 3,93 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

### 6. Vérification à l'ELS

#### a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,17 < 0,4; \Rightarrow$$

$$Q_{ser} = 9.55 \text{ kN / ml}$$

$$M_0 = 1.72$$

- Moment en travée

$$M_t = 0,85M_0 = 1.46 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis

$$M_a = 0,5M_0 = 0.86 \text{ KN.m}$$

**b. Verification des constraints**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Vérif
<b>Trav</b>	1.46	3,93	1,55	15	80,1	201.6	Ok
<b>App</b>	0.86	3,93	0,92	15	47,4	201.6	Ok

Tableau XI.6 : Vérification des Contraintes à l'ELS

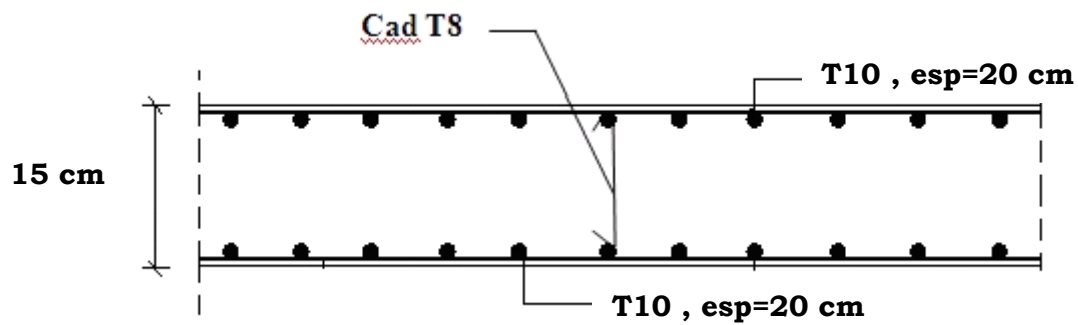


Figure XI.13 : Ferrailage du voile périphérique.

# CONCLUSION

## *Conclusion générale*

Ce Mini projet, m' a permis de mettre en pratique , les connaissances acquises durant le cursus universitaire dans le domaine du génie civil et en particulier dans le domaine du béton et de la charpente métallique .

Après avoir fait l'étude et conception de la structure, nous pouvons aisément conclure qu'une bonne conception et un calcul plus approximatif permettent à cette dernière d'être rigide et plus stable face aux différentes actions auxquelles est soumise. L'étude qu'on a faite nous a permis d'enrichir nos connaissances dans le domaine de la construction métalliques, ainsi que de mieux comprendre les principes fondamentaux de dimensionnement des éléments de la structure et les charges que la structure doit supporter.

Ce Mini projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi ses connaissances. Ceci se fait à partir de la lecture des déférentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoïement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

Pour la disposition des contreventements; on a constaté que sa disposition, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des contreventements à placer une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.


Chacune des deux constructions présentent des avantages et des inconvénients ,les constructions métalliques présentent des avantages de par la résistance élevée de l'ossature, la rigidité , l'adaptation facile aux actions sismiques,qui sont prouvées par l'expérience et du délai de réalisation assez court .Et c'est à l'ingénieur d'assumer la responsabilité du choix du matériau utilisé et ceci on choisissant le matériau qui offre le meilleur rapport entre la sécurité et le prix de revient.


De ce fait cette étude constitue la première expérience dans notre métier à savoir l'apprentissage des différents règlements à suivre et à respecter, ainsi que le contact avec les entreprises qui nous permis d'avoir des solutions économiques et rationnelles pour les problèmes rencontrés.

## REFERENCES

-1- *Règlement Parasismiques Algériennes (RPA99 V2003)*

-2- *Béton Armée Aux Etats Limite (BAEL)*

- 3- *Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de l'Habitat*

 -4- *Calcul des structures en acier- partie 1-1- (EUROCODE 3)*

 -5- *Règles de conception et de calcul des structures en acier ( CCM97 )*


-6- *Règles de calcul des structures soumises au vent et à la neige (R.V.N.99 )*

 -7- *Calcul des structures métalliques selon l'eurocode3 – Jean Morel -*

-8- *Cour de charpente métallique-1- Mr : Menadi*

-9- *Cour de charpente métallique -2- Mr : Sethi*

-10 - *Cour de beton -2- Mr : Abed*

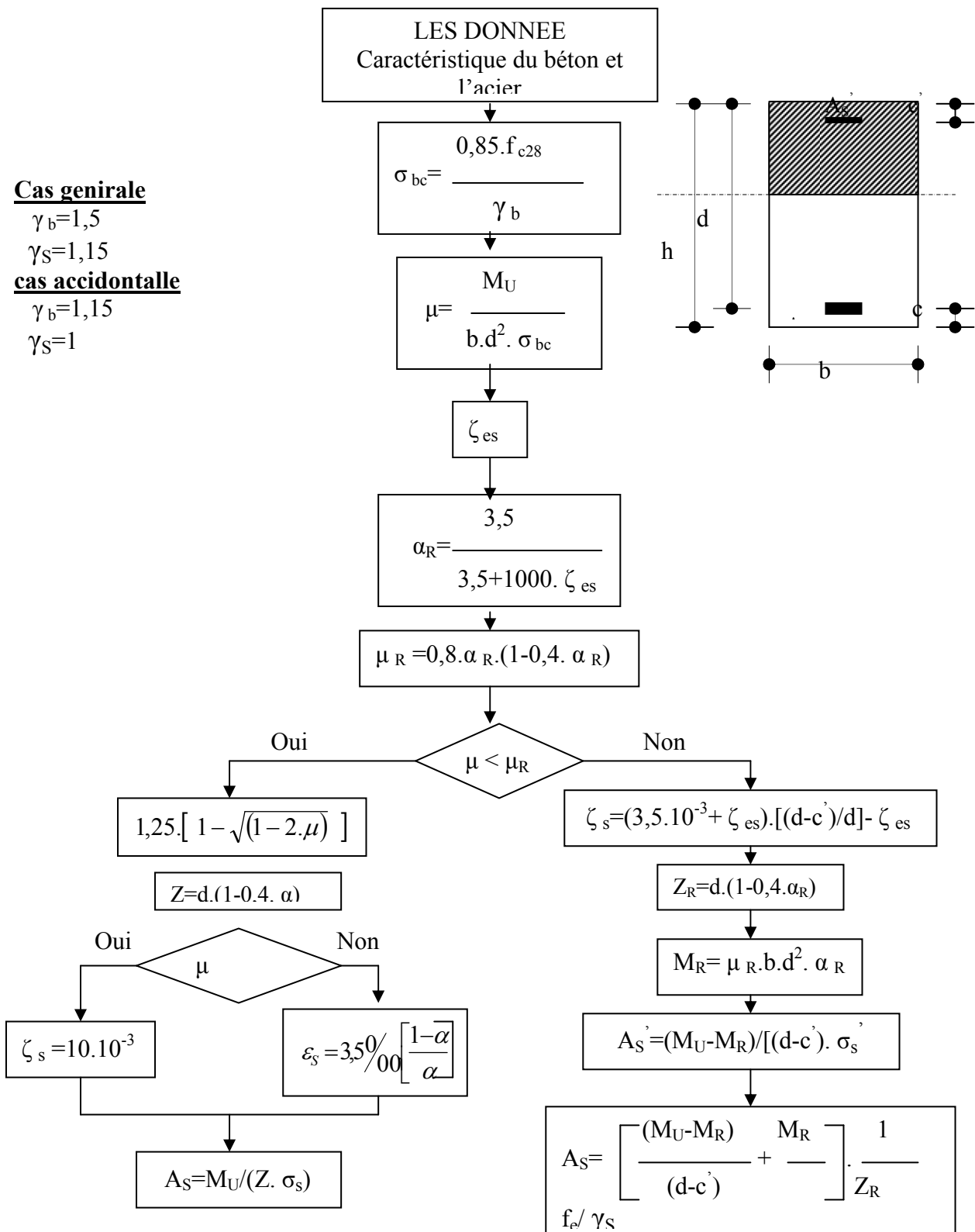
-11-*Traité de génie civil, volume 10 constructions métalliques, Manfred A.Hirt et Rolf Bez (Ecole polytechnique de Lausanne) 2001.*

- 12- *Calcul Pratique des Structures Métalliques, Office des Publications Universitaire*

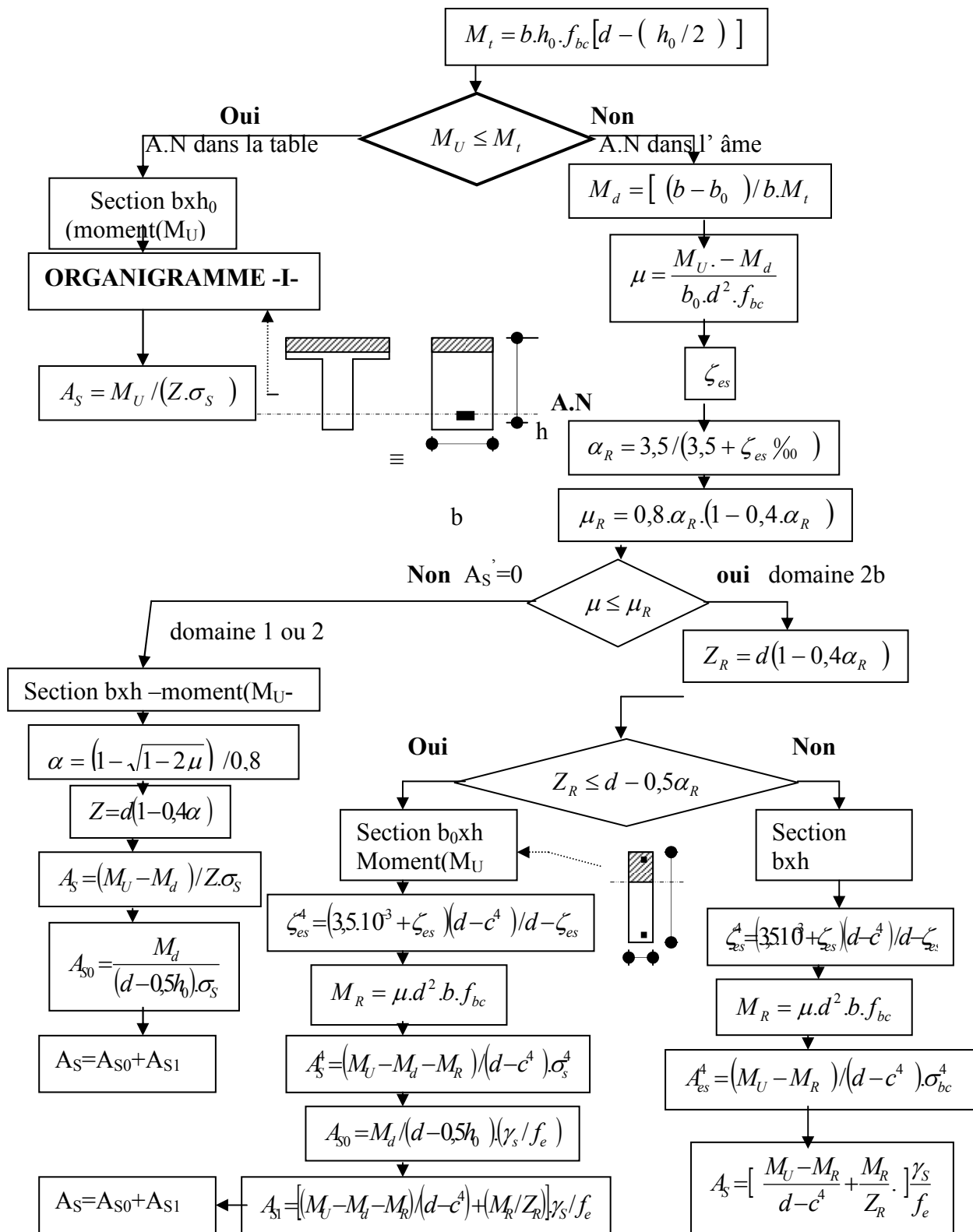
# ANNEXES



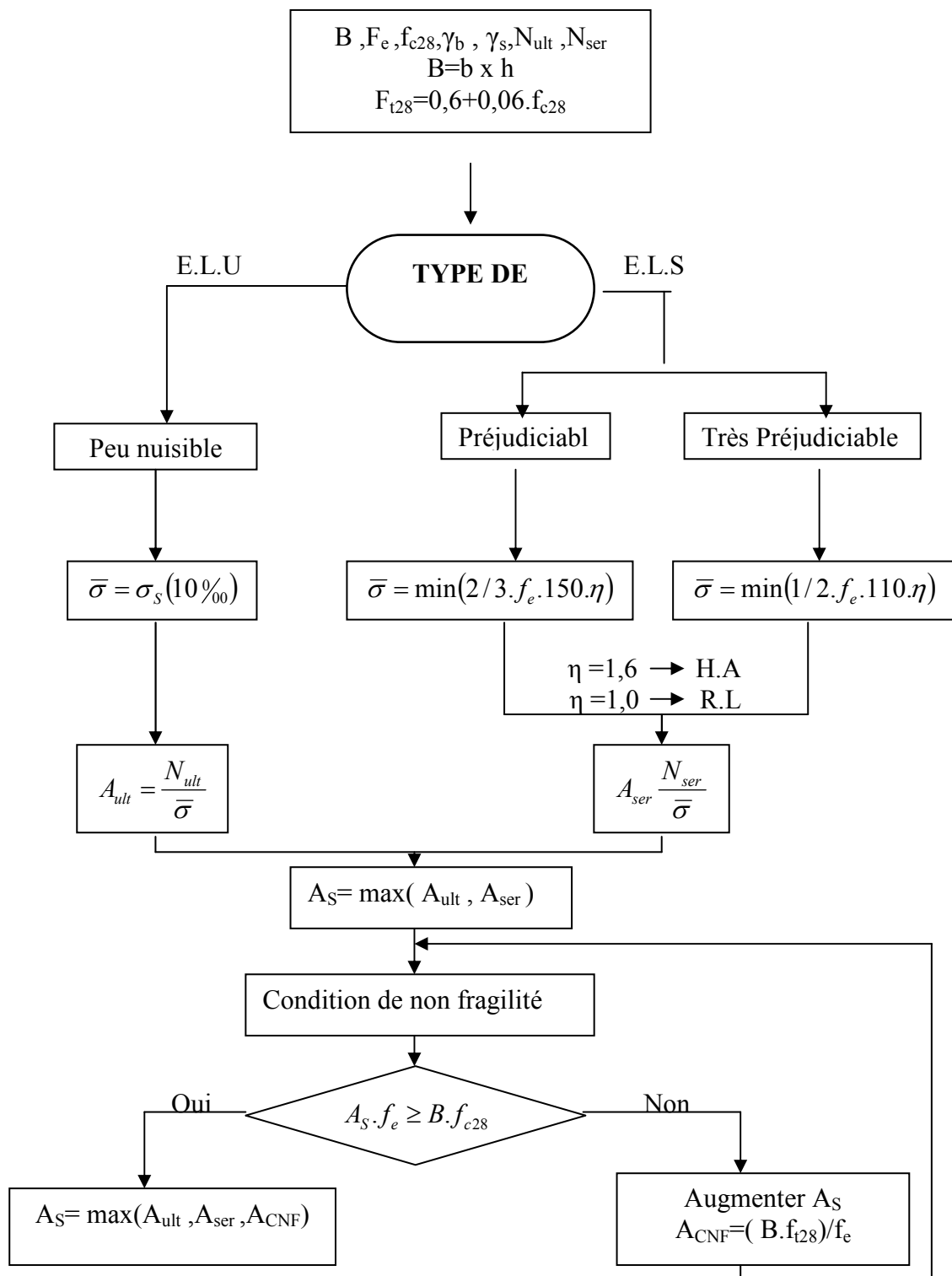
## ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



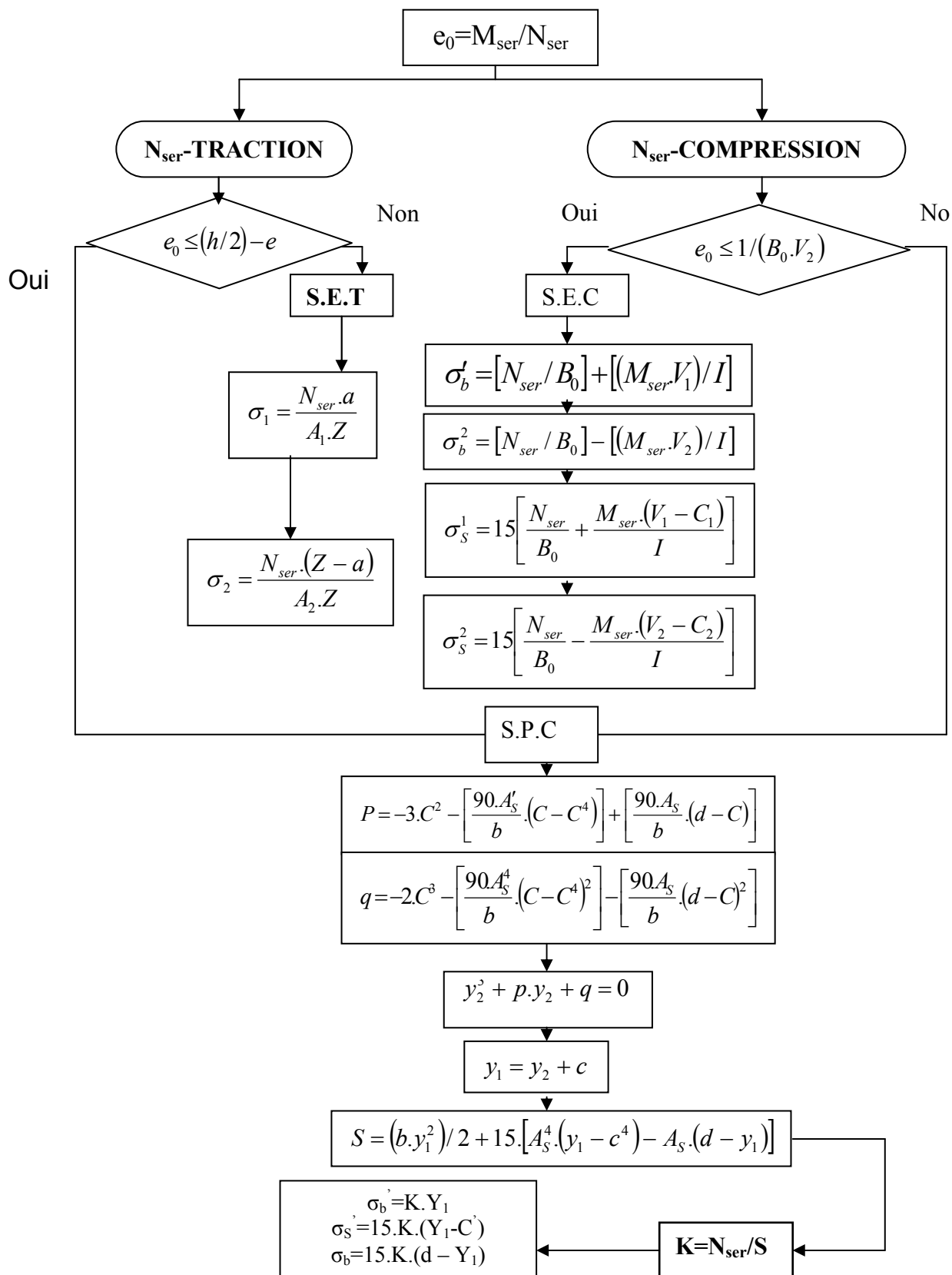
**ORGANIGRAMME -II-**  
**CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**



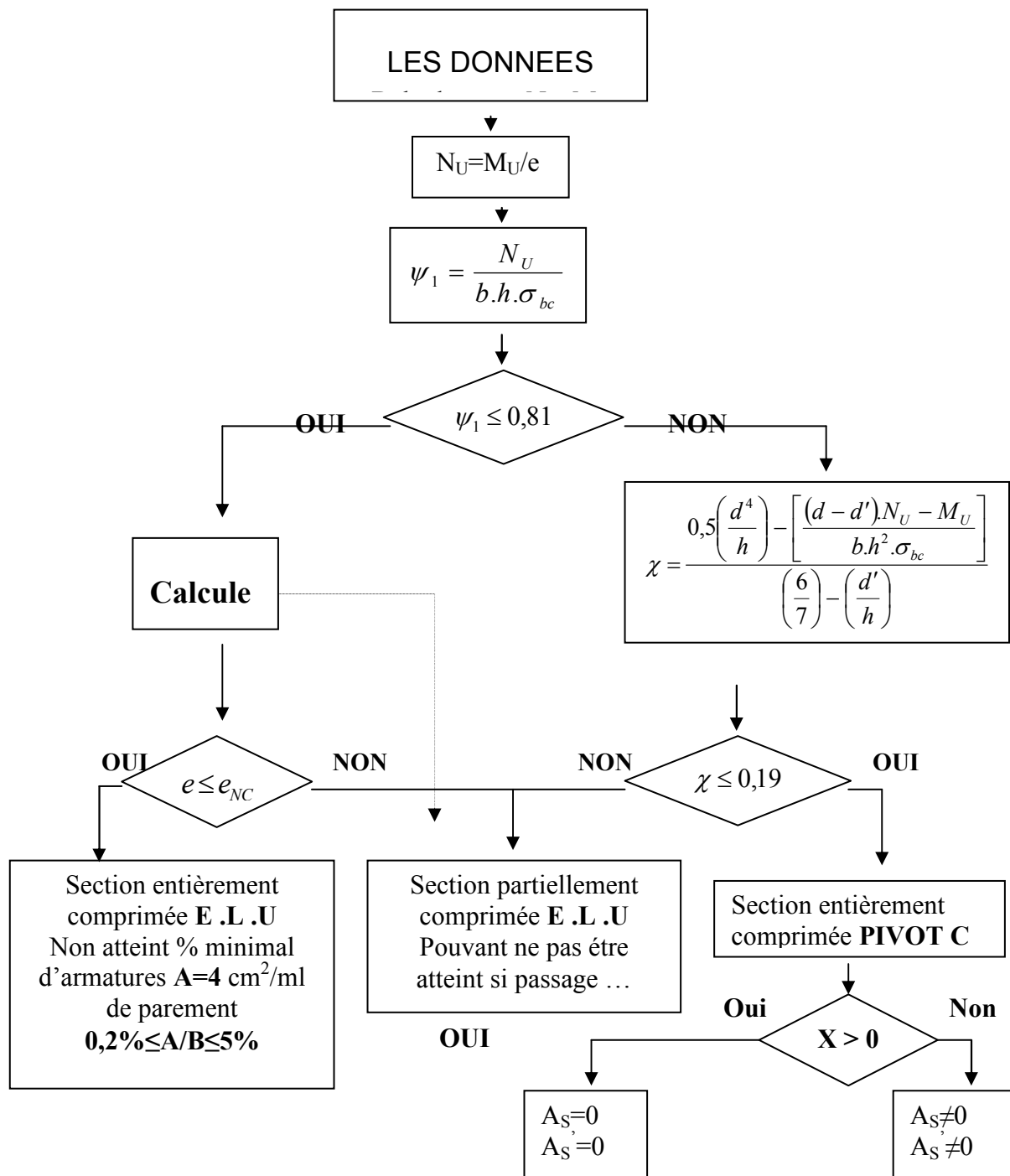
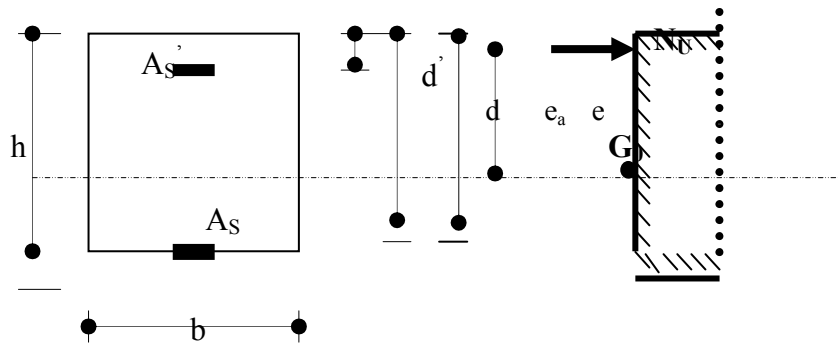
### ORGANIGRAMME -III- TRACTION SIMPLE



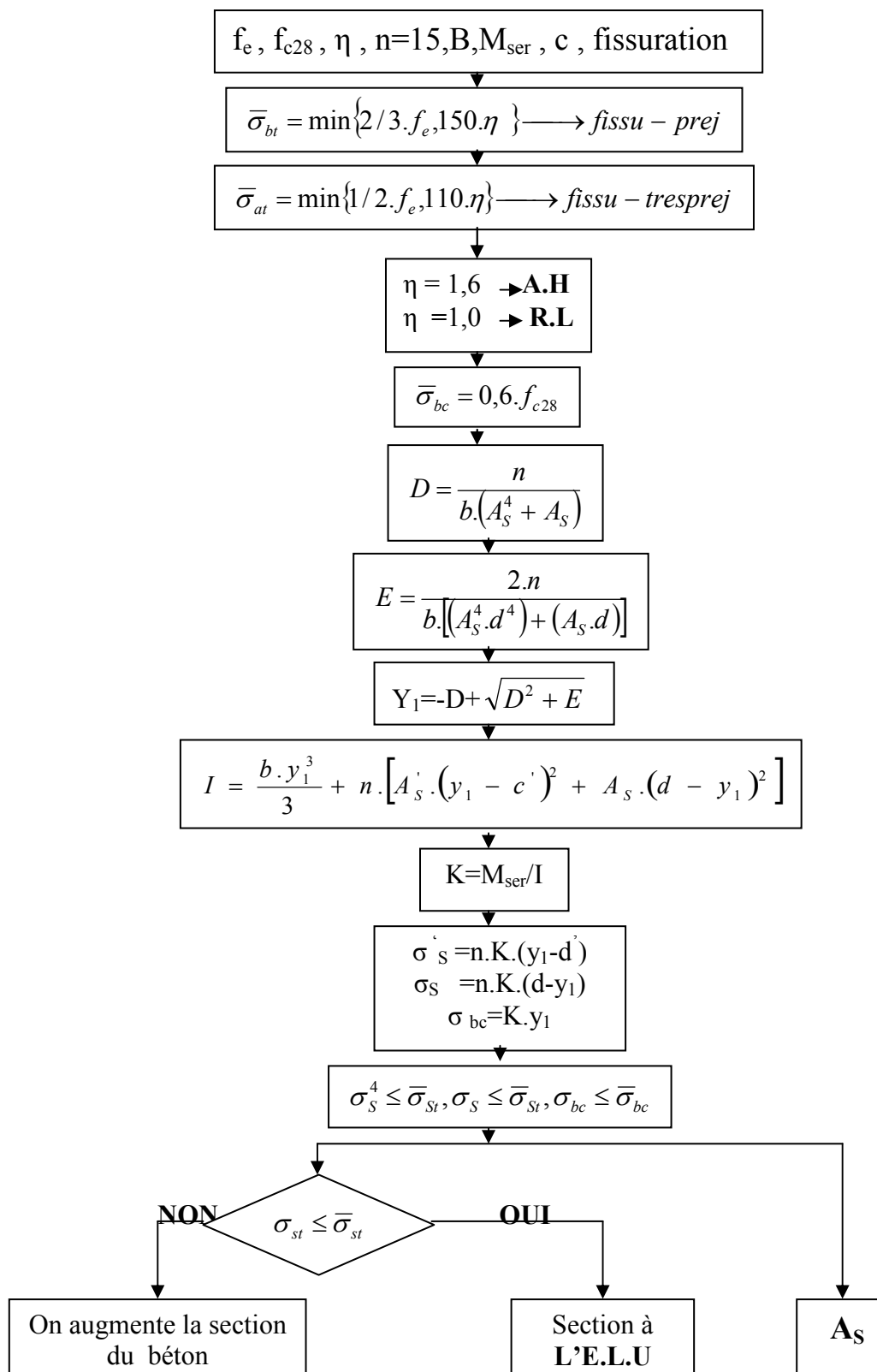
**ORGANIGRAMME-VI-**  
**FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



**ORGANIGRAMME -V-  
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE  
A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE**



**ORGANIGRAMME -IV-**  
**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E .L .U-**



**ORGANIGRAMME -VII-  
CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE  
A L'EFFORT TRANCHANT**

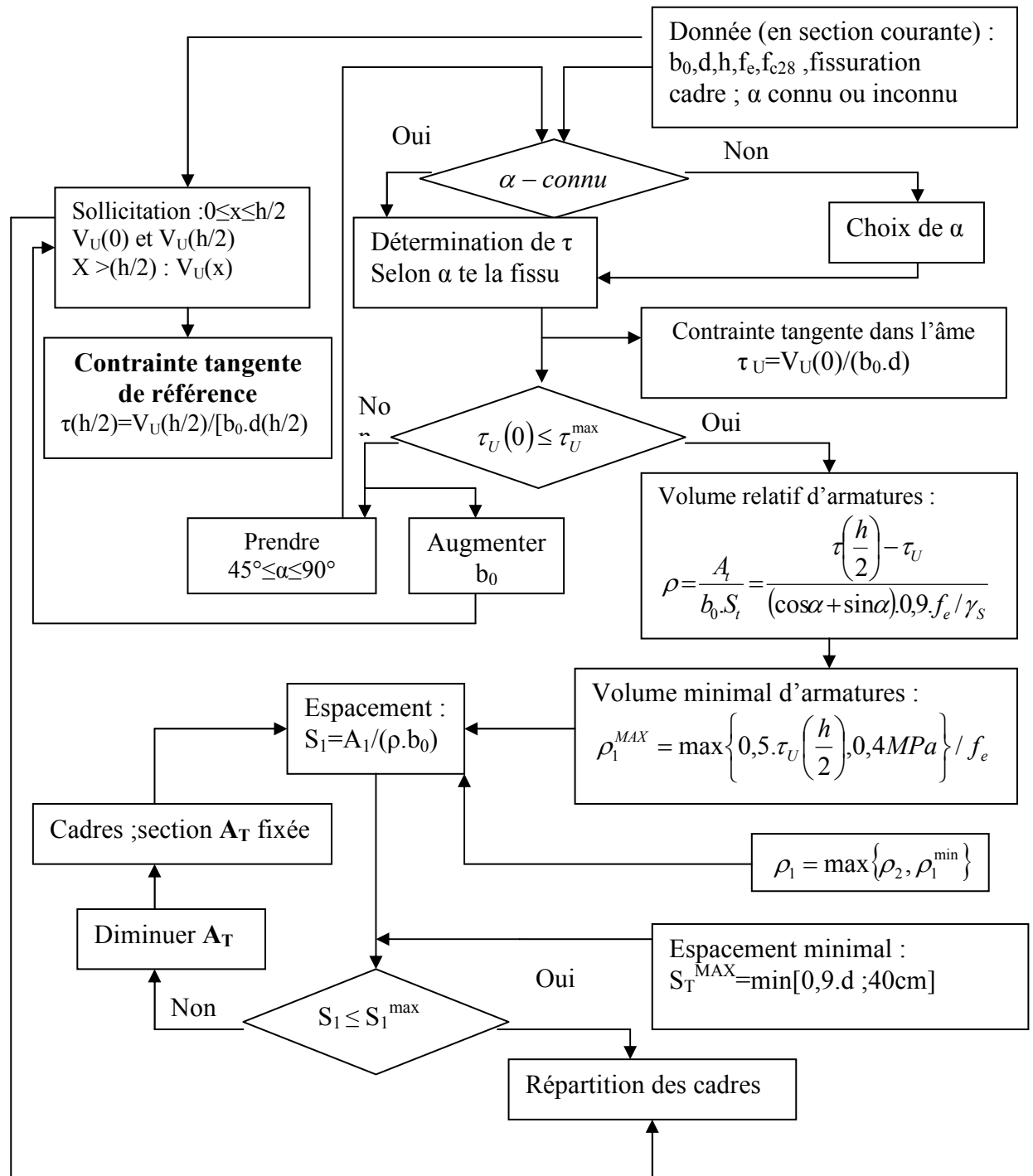


Tableau 2 – Aires des sections lisses et des sections filetées des boulons ordinaires

Diamètre nominal $d$ ..... (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diamètre du trou $d_0$ ..... (mm)	9	11	13	16	18	20	22	24	26	30	33
$\varnothing$ rondelle ..... (mm)	16	20	24	27	30	34	37	40	44	50	55
Épaisseur rondelle ..... (mm)	2,5	2,5	3	3	3	4	4	4	4	5	5
Hauteur d'écrou ..... (mm)	6,8	8,4	10,8	12,8	14,8	15,8	18	19,4	21,5	23,8	25,6
Hauteur de tête ..... (mm)	5,3	6,4	7,5	8,8	10	11,5	12,5	14	15	17,5	19
Section nominale $A$ ..... (mm <sup>2</sup> )	50,2	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
Section résistante $A_s$ ..... (mm <sup>2</sup> )	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

Tableau 1 – Valeurs nominales de la limite d'élasticité  $f_{yb}$  et de la résistance ultime à la traction  $f_{ub}$  des boulons ordinaires

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ ..... (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ ..... (MPa)	400	400	500	500	600	800	1 000

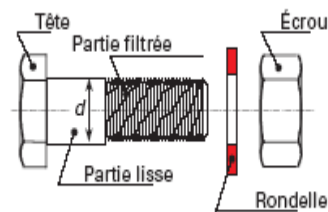
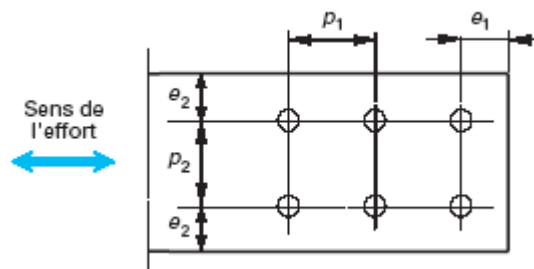


Tableau 3 – Caractéristiques dimensionnelles des boulons HR

Diamètre nominal $d$ ..... (mm)	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diamètre du trou $d_0$ ..... (mm)	13	16	18	20	22	24	26	30	33
$\varnothing$ rondelle ..... (mm)	24	27	30	34	37	40	44	50	55
Épaisseur rondelle ..... (mm)	3	3	3	4	4	4	4	5	5
Hauteur d'écrou ..... (mm)	11	13	15	16	18	20	22	24	27
Hauteur de tête ..... (mm)	8	9	10	12	13	14	15	17	19
Dimension des clés (1) ..... (mm)	19/22	22/24	24/27	27/30	30/32	32/36	36/41	41/46	46/50
Section nominale $A$ ..... (mm <sup>2</sup> )	113	154	201	254	314	380	452	573	707
Section résistante $A_s$ ..... (mm <sup>2</sup> )	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

(1) les deux nombres  $a/b$  sont tels que  $a$  correspond aux boulons HR 8.8 et  $b$  aux boulons HR 10.9.





■ Dans le cas d'un **chargement statique prédominant** (prEN 1993-1-8), ces conditions sont les suivantes.

Entraxes :

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq \text{Min} (14 t \text{ ou } 200 \text{ mm})$$

$$2,4 d_0 \leq p_2 \leq \text{Min} (14 t \text{ ou } 200 \text{ mm})$$

$$p_{1,0} \leq \text{Min} (14 t \text{ ou } 200 \text{ mm})$$

$$p_{1,i} \leq \text{Min} (28 t \text{ ou } 400 \text{ mm})$$

Pour les rangées de fixations en quinconce, un espacement minimal entre rangées  $p_2 = 1,2 d_0$  peut être utilisé, à condition que la distance minimale  $L$  entre deux fixations quelconques (figure 2) soit telle que  $L \geq 2,4 d_0$ .

Pinces pour des pièces non exposées aux intempéries :

$$1,2 d_0 \leq (e_1 \text{ ou } e_2)$$

**Tableau 4 – Diamètres des assembleurs en fonction de l'épaisseur des pièces à assembler (cotes en mm)**

Diamètre $d$ des assembleurs	Cornières à ailes égales		Assemblage des semelles de profilés		
	Désignation	Trusquinage $t$ (cf. figure 6)	IPE	HE	UAP
8	40 × 40 × 4 45 × 45 × 4,5	22 25	140 et 160		80
10	50 × 50 × 5	28	180 et 200	100	100 et 130
12	60 × 60 × 6	36 à 40,5	220 et 240	120	
16	70 × 70 × 7 80 × 80 × 8	37 à 43 38 à 53	270 à 330	140	150 à 220
20				160	
22			360 et 400		250
24	90 × 90 × 9	49 à 51 50 et 80 (1)	450 à 550	180	
27	100 × 100 × 10 120 × 120 × 12 150 × 150 × 15 180 × 180 × 18 200 × 200 × 20 250 × 250 × 25	50 à 53 52 à 72 (1) 57 à 102 (1) 63 à 131 (1) 65 à 151 (1) 45 à 246 (1)	600 et 750	220 à 1 000	300

(1) Pour les cornières à partir de 120 × 120 × 12, les deux cotes indiquent qu'il est possible de placer les boulons en quinconce sur deux files.

**Tableau 5 – Diamètre  $d_0$  des trous de perçage pour boulons**

$d$ .....(mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	36
$d_0$ .....(mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33	39