

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE**

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

**UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA**

-جامعة البليدة -1-



**Faculté de Technologie**

كلية التكنولوجيا

**Département de Génie Civil**

دائرة الهندسة المدنية

**MÉMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL**

**Spécialité : Construction Métallique**

**ETUDE D'UN HANGAR EN CONSTRUCTION METALLIQUE**

**Un bloc administratif et Un bloc industriel avec pont roulant**

**Devant le jury composé de :**

**Soutenu par :**

Président : Mme BOULEGHBAR

BOULHARES YUCEF ALI EDDINE

Examineur : Mme BELAHOUANE

EL ORABI ISLEM

Promoteur : Ms A.ZAHAF

KOBBI ZAKARIA

CO Promoteur : Mme W.BADIS

Blida, Octobre 2020



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE**

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

**UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA**

-جامعة البليدة -1-



**Faculté de Technologie**

كلية التكنولوجيا

**Département de Génie Civil**

دائرة الهندسة المدنية

**MÉMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL**

**Spécialité : Construction Métallique**

**ETUDE D'UN HANGAR EN CONSTRUCTION METALLIQUE**

**Un bloc administratif et Un bloc industriel avec pont roulant**

**Devant le jury composé de :**

**Soutenu par :**

Président : Mme BOULEGHBAR

BOULHARES YUCEF ALI EDDINE

Examineur : Mme BELAHOUANE

EL ORABI ISLEM

Promoteur : Ms A.ZAHAF

KOBBI ZAKARIA

CO Promoteur : Mme W.BADIS

Blida, Octobre 2020

## ملخص

في إطار مشروع نهاية الدراسة. قمنا بدراسة حظيرة ( حظيرة إدارية ذات طابقين و حظيرة صناعية (ورشة) برافعة علوية ) المتواجدة بمدينة القليعة ولاية تيبازة المنطقة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية الثالثة (3) وفق القانون الجزائري للمقاومة الزلازل. حيث الحظيرة ذات الأعمدة و الروافد من مادة المعدن و لقد قمنا بدراسة تأثير الرياح و الثلج على الحظيرة كما قمنا بدراسة العناصر الثانوية و الرافعة

و في الدراسة الديناميكية ثلاثية الأبعاد (استعملنا برنامج الألي) لتحديد و لتعزيز و تسليح كل العناصر المقاومة للحظيرة المصممة طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر

**RESUME :**

Dans le cadre du projet de fin d'étude ; Nous avons étudié un hangar ( un hangar administratif de deux étages et un hangar industriel ( atelier ) avec un pont roulant ). Situé dans la ville de kolea , la wilaya de Tipaza , la région classée dans la troisième (3) Zone sismique selon la loi algérienne de résistance aux séismes.

Où le hangar a les poteaux et les solives sont en matériau métal , nous avons étudié l'effet du vent et de la neige sur un hangar . Nous avons également étudié les éléments Secondaires et un pont roulant .

Dans l'étude dynamique 3D ( nous avons utilisé un programme de ROBOT automatique) pour déterminer les dimensions et pour renforcer et armer tous les éléments de résistance de le hangar conçu selon les normes et lois en vigueur en Algérie.

**Abstract :**

As part of the end of study Project .We studied a hangar ( atwo-story administrative hangar and an industrial hangar ( Workshop ) with an overhead crane ). Located in the city of kolea la wilaya tipaza the region classified in the third (3) seismic zone according to the algérien law of resistance to earthquakes.

In our study , we relied on achieving protection and security , especially when natural disasters such as winds and for this reason we used Autodesk Robot 2016 to guarantee us correct results that are close to reality .

Sizing of resistive elements was performed according to the applicable application . regulations in force in the country such as : RPA 99 version 2003 , CCM97 , EC3 , EC4 and BAEL 91.

Complete the project in several stages :

Frist we studied the climate . this season has enabled it to determine the snow and wind loads that affect a hangar , and we studied the frictional force that affects on the hangar .

Then we indetified and studied the secondary elements and the overhead crane , how to install the composite floor and the effect on the hangar . we examined the main elements and the effect of earthquakes on the hangar and how the resist them according to the laws in force in algeria.

We reinforced , armored , coordinated and assembled all the hangar – resistant elements designed in accordance with the standards and laws in force in algeria and installed the pillars'bases.

And through our project , we noticed several things , for example the cooperation between concrete and steel in composite floors is to reduce the dimensions of the formations of beams and joists and increase their resistance in the terms of deflection.

As the metal structure consists of vertical columns and horizontal beams , natural form connected by closure .

Horizontal forces due to wind thrust , seismic forces and braking forces are transmitted horizontally across the flor to vertical arcs.

For this reason we used the structural design of a metal frame tower , with a beam bridge column and triple (X) berths to ensure rigidity and good behavior.

## RESUME

Our steel construction makes it possible to carry out very important loads from the standpoint of loading capacity, lightness in comparison with concrete strengths and speed of execution and even be used to ensure safety and guarantee a competitive cost because the prefabricated items have low production times, and are controlled the cost.

# Remerciements

*Tout d'abord nous remercions Dieu qui nous a accordé la force pour réaliser ce projet et le courage de vous le présenter.*

*Nos sincères remerciements et reconnaissances pour Mr ZAHAF.A notre encadreur et co-encadreur Mme.BADIS qui nous ont guidé durant la préparation de notre mémoire et qui nous ont accordé tout le temps et les instructions nécessaires pour accomplir ce travail.*

*Nous souhaitons également remercier les membres du jury d'avoir examiné le présent document, l'honneur d'accepter de juger notre travail et d'y porter leurs suggestions ainsi que l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil, en particulier:*

*Mr.Zahaf ;*

*Mme .Belahouane ; Mme .Badis*

*Nos remerciements vont aussi vers l'ingénieur Amrar Aziz et Aichouche Haroun pour ses précieux conseil et ses aides. Merci beaucoup.*

*Sans oublier ceux qui ont participé de pré ou de loin à la réalisation de ce travail*

## *Dédicaces*

*On remercie avant tout Dieu le tout puissant qui nous 'a donné la force et le courage nécessaires à la réalisation de ce projet de fin d'études.*

*Je dédie ce modeste travail :*

- *A nos chers parents qui nous 'ont soutenu durant toutes nos années d'études et qui ont été toujours présents pour nous ,ainsi que nos frères et sœurs.*
- *A nos cousins et nos cousines sans exception.*
- *A tous nos enseignants qui nos 'ont transmis le savoir et vivement MR.ZAHAF et Mme.BADIS et Mr.AICHOUHE*
- *A tous nos amis : Mourad ; Dadou ; Messous ;Lachi Zaki ;Mohamed ;Amine ; Riadh et toutes l'équipes.*

*Du plus profond de mon cœur, je dédie ce travail a tous ceux qui me sont chers,*

*A MES CHERS PARENTS*

*Aucune dédicace ne saurais exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour tout les sacrifices que vous avait fait pour mon bienêtre.*

*je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous porter pour moi, et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.*

RESUME.....	2
REMERCIEMENTS.....	5
DEDICACE.....	6
LISTE DES TABLEAUX.....	10
LISTE DES FIGURES.....	14
LISTE DES ABREVIATIONS ET DES SYMBOLES.....	19
INTRODUCTION.....	25
<b>1- PRESENTATION DE L'OUVRAGE</b>	
1.1- Introduction.....	27
1.2- Caractéristique géométrique.....	27
1.3- Implantation .....	31
1.4- Classification .....	31
1.5- Système constructif .....	31
1.6- Les ouvertures .....	32
1.7- Règlements utilisés .....	33
<b>2- MATERIEAUX</b>	
2.1- Introduction.....	35
2.2 L'acier .....	35
2.3 Le Béton.....	36
<b>3- ETUDE CLIMATIQUE</b>	
3.1- Introduction.....	38
3.2- Etude de l'action de la neige.....	38
3.3- Etude de l'action de vent sur la structure.....	39
<b>4- LES ELEMENTS SECONDAIRE</b>	
4.1- Calcul des pannes de toiture .....	50
4.2- Calcul et vérification des pannes .....	50
4.3- Les liernes des pannes.....	58
4.4- Les lisses de bardage.....	60
4.5- Calcul des liernes pour les lisses.....	64
4.6- Les potelets.....	65
4.7- Sablière.....	68
4.8- Escaliers.....	71

**5- PLANCHER COLLABORANT**

5.1-	Introduction.....	81
5.2-	Procède de calcul.....	81
5.3-	Pré dimensionnement de la dalle.....	82
5.4-	Ferraillage de la dalle.....	90
5.5-	Calcul des connecteurs.....	94
5.6-	Vérification de la soudure des connecteurs.....	96

**6- CHEMIN DE ROULEMENT**

6.1-	Introduction.....	99
6.2-	Présentation du pont roulant.....	100
6.3-	Réactions des galets.....	103
6.4-	Calcul de la poutre de roulement.....	103
6.5-	Etapas de calcul.....	104
6.6-	Vérification du théorème de barre .....	105

**7- STABILITE ET CONTREVENTEMENT**

7.1-	Introduction.....	113
7.2-	Poutres au vent.....	113
7.3-	Palées de stabilités.....	124

**8- ETUDE DES PORTIQUES**

8.1-	Introduction.....	132
8.2-	Procédure de calcul.....	132
8.3-	Plan d'implantation repérage.....	132
8.4-	Les portiques le plus sollicités.....	132
8.5-	Eléments constituant les portiques.....	133
8.6-	Les différentes sollicitations.....	134
8.7-	Détermination des efforts internes dans les différents éléments .....	134
8.8-	Détermination des combinaison d'action.....	142
8.9-	Les efforts dus aux effets d'imperfection.....	142
8.10-	Classification de l'ossature.....	144
8.11-	Calcul des longueurs de flambement des poteaux.....	145

8.12-	Vérification.....	147
<b>9- ETUDE SISMIQUE</b>		
9.1-	Méthodes de calcul.....	159
9.2-	Méthode statique équivalents.....	159
9.3-	Répartition des forces.....	167
<b>10- ASSEMBLAGES</b>		
10.1-	Introduction.....	178
10.2-	Assemblages soudés.....	178
10.3-	Assemblages par boulons ordinaires.....	180
10.4-	Assemblages par boulons H-R.....	193
<b>11- PIED DE POTEAU</b>		
11.1-	Introduction.....	209
11.2-	Pied de poteau articulé.....	209
11.3-	Pied de Poteau encastré .....	212
<b>12- FONDATION</b>		
12.1-	Introduction.....	222
12.2-	L'étude du sol.....	222
12.3-	Procédure de calcul.....	222
12.4-	Condition de non chevauchement des semelles.....	238
12.5-	Stabilité au renversement .....	239
<b>CONCLUSION.....</b>		241
<b>BIBLIOGRAPHIE.....</b>		242
<b>APPENDICES</b>		
A-	Stabilité et Contreventement.....	244
B-	Etude des Portiques .....	247
C-	Assemblage .....	266
D-	Fondation .....	279

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1- Valeur de $C_{pe}$ dans les parois verticales(V1,V3).....	41
Tableau 3.2- Valeurs de $C_{pe}$ dans la toiture(V1,V3).....	42
Tableau 3.3- Valeurs de $C_{pe}$ dans les parois verticales(V2,V4).....	43
Tableau 3.4- Valeurs de $C_{pe}$ dans la toiture(V2,V4).....	44
Tableau 3.5- Les charges de direction du vent V1.....	44
Tableau 3.6- Les charges de direction du vent V3.....	45
Tableau 3.7- Les charges de direction du vent V2 ( $C_{pe+}$ ).....	45
Tableau 3.8- Les charges de direction du vent V2 ( $C_{pe-}$ ).....	46
Tableau 3.9- Les charges de direction du vent V4 ( $C_{pe+}$ ).....	46
Tableau 3.10- Les charges de direction du vent V2 ( $C_{pe-}$ ).....	47
Tableau 4.1- Les valeurs de l'action de vent sur une panne.....	52
Tableau 4.2- Valeurs de M,V et la flèche.....	55
Tableau 5.1- Ferrailages sur appuis et en travées.....	93
Tableau 6.1- caractéristiques du pont roulant.....	101
Tableau 7.1- Les actions de la Poutre au vent 1 chargée par la zone D.....	116
Tableau 7.2- Les actions de la Poutre au vent 1 chargée par la zone D.....	117
Tableau 7.3- Les actions de la Poutre au vent 1 chargée par la zone A,B.....	118
Tableau 7.4- Les actions de la Poutre au vent 2 chargée par la zone A,B.....	119
Tableau 7.5- Réactions du vent sur la pignon.....	126
Tableau 7.6- Les valeurs des efforts internes sur chaque élément de la palée de stabilité(1)...	127
Tableau 7.7- Les valeurs des efforts internes sur chaque élément de la palée de stabilité(2)...	127
Tableau 8.1-Classification (administration).....	145
Tableau 8.2-Classification (industrie).....	145
Tableau 8.3- Classification des traverses et poutres maîtresses (administration).....	145
Tableau 8.4- Classification des traverses (industrie).....	146
Tableau 8.5- longueur de flambement (aile industrielle).....	146
Tableau 8.6- longueur de flambement (aile administrative).....	147
Tableau 8.7- $X_{min}$ de chaque poteau (bloc industriel).....	149
Tableau 8.8- Caractéristique de flambement.....	149
Tableau 8.9- $X_{min}$ de chaque poteau (bloc administratif).....	150
Tableau 8.10- Caractéristique de flambement ( poteau 1) .....	151

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 8.11- Caractéristique de flambement ( poteau 2) .....	152
Tableau 9.1- Coefficient d'accélération.....	160
Tableau 9.2- Détermination du facteur de qualité.....	162
Tableau 9.3- Centre de gravité ( bloc industriel).....	167
Tableau 9.4- Centre de torsion ( bloc industriel).....	167
Tableau 9.5- Excentricité de calcul ( bloc industriel).....	167
Tableau 9.6- Excentricité de théorique ( bloc industriel).....	168
Tableau 9.7- Excentricité adoptée ( bloc industriel).....	168
Tableau 9.8- Centre de gravité ( bloc administratif).....	168
Tableau 9.9- Centre de torsion ( bloc administratif).....	168
Tableau 9.10- Excentricité de calcul ( bloc administratif).....	168
Tableau 9.11- Excentricité accidentel ( bloc administratif).....	168
Tableau 9.12- Excentricité adoptée ( bloc administratif ) .....	169
Tableau 9.13- Les forces aux déformés nœuds [ portique ( bloc industriel )].....	169
Tableau 9.14- Les forces aux déformés nœuds [ palée ( bloc industriel )].....	169
Tableau 9.15- Les forces aux déformés nœuds [ portique ( bloc administratif )] .....	170
Tableau 9.16- Les forces aux déformés nœuds [ palée ( bloc administratif )].....	170
Tableau 9.17- efforts internes de la palée de stabilité dus au séisme(2).....	171
Tableau 9.18- efforts internes de la palée de stabilité dus au séisme(1).....	173
Tableau 10.1- Résistance potentielle de calcul .....	195
Tableau 10.2- Résistance de calcul adoptée.....	196
Tableau 10.3- Résistance ou droit des rangées des boulons (1).....	196
Tableau 10.4- Résistance ou droit des rangées des boulons (2).....	197
Tableau 10.5- Moment résistant de l'assemblage (1).....	197
Tableau 10.6- Résistance ou droit des rangées des boulons (3).....	201
Tableau 10.7- Moment résistant de l'assemblage (2).....	202
Tableau 10.8- Traction des tronçons en te équivalent ( Aile du poteau).....	204
Tableau 10.9- Traction des tronçons en te équivalent ( platine d'extrémité ) .....	205
Tableau 10.10- Résistance ou droit des rangées des boulons (4).....	206
Tableau 10.11- Moment résistant de l'assemblage (3).....	207
Tableau 12.1- Le diagramme de contraintes du sol.....	223
Tableau 12.2- Le diagramme des moments.....	224

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 12.3- Le diagramme des ferrailage.....	224
Tableau 12.4- efforts internes et condition de soulèvement sous potelet.....	226
Tableau 12.5- condition de soulèvement sous poteau(A/sans palée).....	228
Tableau 12.6- condition de soulèvement sous poteau(A/avec palée).....	229
Tableau 12.7- condition de soulèvement sous poteau(A/diagonales) .....	230
Tableau 12.8- condition de soulèvement sous poteau(B/sans palée).....	232
Tableau 12.9- condition de soulèvement sous poteau(B/avec palée).....	233
Tableau 12.10- condition de soulèvement sous poteau(B/diagonales).....	233
Tableau 12.11- condition de soulèvement sous poteau (semelle commune).....	235
Tableau 12.12- Ferrailage des futs des pieds poteaux.....	236
Tableau A.1- Les efforts dus au vent V1 sur les pannespoutre1 .....	244
Tableau A.2- Les efforts dus au vent V1 sur les diagonalespoutre1 .....	244
Tableau A.3- Les efforts dus au vent V3 sur les pannespoutre2.....	244
Tableau A.4- Les efforts dus au vent V3 sur les diagonalespoutre2.....	245
Tableau A.5- Les efforts dus au vent V4 sur les pannespoutre1 .....	245
Tableau A.6- Les efforts dus au vent V4 sur les diagonalespoutre1 .....	245
Tableau A.7- Les efforts dus au vent V4 sur les pannespoutre2.....	246
Tableau A.8- Les efforts dus au ventV4 sur les diagonalespoutre2.....	246
Tableau B.1-Les actions sue le portique de l'aile industriel Sous G et S.....	247
Tableau B.2-Les actions sue le portique de l'aile industriel Sous V1 et V2 .....	247
Tableau B.3-Les actions sue le portique de l'aile industriel Sous V2- et V3.....	248
Tableau B.4-Les actions sue le portique de l'aile industriel Sous V4 et V4- .....	248
Tableau B.5-Les actions sue le portique de l'aile industriel Sous Q1 et Q2 .....	248
Tableau B.6-Les actions sue le portique de l'aile industriel Sous Q3 et Q4 .....	249
Tableau B.7-Les actions sue le portique de l'aile industriel Sous Q5 .....	249
Tableau B.8-Les actions sue le portique de l'aile administratif Sous G et S.....	250
Tableau B.9-Les actions sue le portique de l'aile administratif Sous V2 et V2- .....	251
Tableau B.10-Les actions sue le portique de l'aile administratif Sous V3 et V4.....	252
Tableau B.11-Les actions sue le portique de l'aile administratif Sous V4- .....	253
Tableau B.12- Les combinaison d'action ( portique de l'aile industriel) sous $M_{\max}^+$ et $N_{\text{cor}}$ ....	254
Tableau B.13- Les combinaison d'action ( portique de l'aile industriel) sous $M_{\max}^-$ et $N_{\text{cor}}$ ....	254
Tableau B.14- Les combinaison d'action ( portique de l'aile industriel) sous $N_{\max}^+$ et $M_{\text{cor}}$ ...	255
Tableau B.15- Les combinaison d'action ( portique de l'aile industriel) sous $N_{\max}^-$ et $M_{\text{cor}}$ ....	255

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau B.16- Les combinaison d'action ( portique de l'aile industriel) sous $V_{+max}$ .....	256
Tableau B.17- Les combinaison d'action ( portique de l'aile industriel) sous $V_{-max}$ .....	256
Tableau B.18- Les combinaison d'action ( portique de l'aile administratif) sous $M_{+ma}$ et $N_{co}$ ..	257
Tableau B.19- Les combinaison d'action ( portique de l'aile administratif) sous $M_{-ma}$ et $N_{co}$ ..	258
Tableau B.20- Les combinaison d'action ( portique de l'aile administratif) sous $N_{+ma}$ et $M_{co}$ ..	259
Tableau B.21- Les combinaison d'action ( portique de l'aile administratif) sous $N_{-ma}$ et $M_{co}$ ..	260
Tableau B.22- Les combinaison d'action ( portique de l'aile administratif) sous $V_{+max}$ .....	261
Tableau B.23- Les combinaison d'action ( portique de l'aile administratif) sous $V_{-max}$ .....	262
Tableau B.24- Les efforts dus aux effets d'imperfection(portique d'aile industriel)(1).....	263
Tableau B.25- Les efforts dus aux effets d'imperfection(portique d'aile industriel)(2).....	263
Tableau B.26- Les efforts dus aux effets d'imperfection(portique d'aile administratif)(1).....	264
Tableau B.27- Les efforts dus aux effets d'imperfection(portique d'aile administratif)(2).....	264
Tableau B.28- Les efforts dus aux effets d'imperfection(portique d'aile administratif)(3).....	265
Tableau C.1- Caractéristiques des profilés .....	268
Tableau C.2- Résistance de calcul en traction des tronçons en te équivalente ( Assemblage traverse - traverse) .....	274
Tableau C.3- Résistance de calcul en traction des tronçons en te équivalente ( Assemblage poteau –traverse (Aile du poteau) ) .....	275
Tableau C.4- Résistance de calcul en traction des tronçons en te équivalente ( Assemblage poteau –traverse (Platine d'extrémité) ) .....	276
Tableau C.5- Résistance de calcul adopte (Assemblage poteau-traverse) .....	277
Tableau C.6- Résistance de calcul adopte (Assemblage poteau-poutre de plancher) .....	278
Tableau D.1- Stabilité au renversement sous $V_4$ .....	279

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1- Vue en 3D ( bloc industriel) .....	27
Figure 1.2- Vue en 3D ( bloc administratif) .....	27
Figure 1.3- Plan de PIGNON A .....	28
Figure 1.4- Plan de PIGNON B.....	28
Figure 1.5- Plan de PIGNON C.....	29
Figure 1.6- Plan de LONG PAN A.....	29
Figure 1.7- Plan de LONG PAN E .....	29
Figure 1.8- Vue de la toiture .....	30
Figure 1.9- Vue niveau plancher .....	30
Figure 1.10-Plan de fondation .....	30
Figure 1.11-Plan niveau 0.00 .....	30
Figure 1.12-Plan de les ouvertures .....	33
Figure 2.1- diagramme de Contraintes – Déformations de l'acier des armatures.....	36
Figure 3.1- Dimensions de l'ouvrage.....	39
Figure 3.2- Direction du vent agissant sur la structure.....	39
Figure 3.3- Hauteur de référence.....	40
Figure 3.4- Zones du vent sur les parois verticales(V1,V3).....	41
Figure 3.5- Zones du vent sur la toiture(V1,V3).....	42
Figure 3.6- Zones du vent sur les parois verticales(V2,V4).....	43
Figure 3.7- Zones du vent sur la toiture(V2,V4).....	43
Figure 3.8- Présentation des surfaces parallèles et perpendiculaires au vent.....	47
Figure 4.1- disposition des pannes dans la toiture.....	50
Figure 4.2- La panne la plus sollicitée suivant la direction du vent V4.....	50
Figure 4.3- Schéma de calcul des efforts internes et de la flèche pour l'axe de flexion y-y.....	54
Figure 4.4- Schéma de calcul des efforts internes et de la flèche pour l'axe de flexion z-z.....	55
Figure 4.5- Répartition des efforts dans les liernes et les bretelles des pannes.....	58
Figure 4.6- Représentation des lisses de bardage dans la structure.....	60
Figure 4.7- La zone d'influence dans la lisse la plus sollicitée.....	60
Figure 4.8- schéma statique de la lisse la plus sollicitée.....	61
Figure 4.9- Efforts dans les liernes.....	64
Figure 4.10- Représentation des Potelets dans la structure.....	65
Figure 4.11- Représentation de sablière dans la structure.....	68

## LISTE DES FIGURES

Figure 4.12- Vue en perspectif de l'escalier.....	72
Figure 4.13- chargement sur les escaliers.....	73
Figure 4.14- Schéma statique a l'ELS.....	73
Figure 4.15- Schéma statique a l'ELU.....	74
Figure 4.16- Diagramme de l'effort tranchant.....	75
Figure 4.17- Diagramme de l'effort tranchant.....	75
Figure 4.18- Schéma statique de la poutre palière.....	77
Figure 4.19- Diagramme du moment fléchissant.....	78
Figure 4.20- Diagramme du moment fléchissant.....	79
Figure 4.21- Diagramme de l'effort tranchant.....	79
Figure 5.1- Schéma d'un plancher mixte.....	81
Figure 5.2- Vue en plan des solives .....	82
Figure 5.3- schéma descriptif des éléments constituant le plancher.....	84
Figure 5.4- Vue en plan de la poutre principale .....	86
Figure 5.5- Schéma de la poutre le plus sollicité.....	86
Figure 5.6- Schéma statique de la poutre.....	87
Figure 5.7- Disposition des solives dans la dalle.....	90
Figure 5.8- Diagramme de la dalle.....	91
Figure 5.9- Diagramme de moment de la poutre.....	92
Figure 5.10- position de la cornière sur la solive.....	94
Figure 5.11- Répartition des connecteurs.....	95
Figure 5.12- fixation des armatures.....	96
Figure 5.13- Présentation des soudures.....	96
Figure 6.1- Vue en élévation du pont roulant.....	99
Figure 6.2- Vue en plan du pont roulant.....	100
Figure 6.3- Axes principaux de déplacements du pont roulant.....	100
Figure 6.4- Pont bipoutre avec palan à câble type VTDB.....	101
Figure 6.5- la poutre de roulement.....	102
Figure 6.6- rail BURBACH et ses dimensions.....	102
Figure 6.7- Réactions verticales des galets.....	103
Figure 6.8- points d'application des réactions du galet.....	104
Figure 6.9- Disposition de la charge sur la poutre de roulement selon le théorème De barré.....	105

## LISTE DES FIGURES

Figure 7.1- Présentation des contreventements et stabilités.....	113
Figure 7.2-Vue en plan des poutres au vent.....	114
Figure 7.3- Clarification des forces aux imperfections.....	115
Figure 7.4- Clarification des forces au vent .....	116
Figure 7.5- Chargement de la poutre au vent 1 dans la zone D.....	116
Figure 7.6- Chargement de la poutre au vent 2 dans la zone D.....	117
Figure 7.7- Chargement de la poutre au vent 1 dans les zones A,B.....	118
Figure 7.8- Chargement de la poutre au vent 2 dans les zones A,B.....	119
Figure 7.9- Schéma statique de la poutre au vent.....	120
Figure 7.10-Types de la palée de stabilité dans les deux blocs.....	124
Figure 7.11- Modélisation via RDM6 de la palée de stabilité des deux blocs.....	126
Figure 7.12- Schéma statique de sablière.....	129
Figure 8.1- vue en plan.....	132
Figure 8.2- vue du portique de l'aile industrielle.....	133
Figure 8.3- vue du portique de l'aile administrative.....	133
Figure 8.4- chargement du portique sous G.....	135
Figure 8.5- chargement du portique sous V1.....	135
Figure 8.6- chargement du portique sous V2.....	135
Figure 8.7- chargement du portique sous V2-.....	136
Figure 8.8- chargement du portique sous V3.....	136
Figure 8.9- chargement du portique sous V4.....	136
Figure 8.10- chargement du portiquesous V4-.....	136
Figure 8.11- chargement du portique sous S .....	137
Figure 8.12- chargement du portique sous Q1.....	137
Figure 8.13- chargement du portique sous Q2.....	138
Figure 8.14- chargement du portique sous Q3.....	138
Figure 8.15- chargement du portique sous Q4.....	138
Figure 8.16- chargement du portiquesous Q5.....	139
Figure 8.17- chargement du portique sous G.....	139
Figure 8.18- chargement du portique sous Q.....	139
Figure 8.19- chargement du portique sous V1.....	140
Figure 8.20- chargement du portique sous V2.....	140
Figure 8.21- chargement du portique sous V2-.....	140

## LISTE DES FIGURES

Figure 8.22- chargement du portique sous V3.....	140
Figure 8.23- chargement du portique sous V4.....	141
Figure 8.24- chargement du portique sous V4-.....	141
Figure 8.25- Numérotation des éléments du portique de l'aile industrielle.....	141
Figure 8.26- Numérotation des éléments du portique de l'aile administrative.....	142
Figure 8.27- Schématisation de la force d'imperfection "P"(aile industrielle).....	143
Figure 8.28- Schématisation de la force d'imperfection "P1"(aile administrative).....	143
Figure 8.29- Schématisation de la force d'imperfection "P2"(aile administrative).....	143
Figure 8.30- Schématisation de la force d'imperfection "P3"(aile administrative).....	144
Figure 8.31- position des bracons.....	153
Figure 9.1- Schéma montrant le fractionnement du bâtiment en bloc.....	160
Figure 9.2- modèle brochette pour le bloc industriel.....	163
Figure 9.3- modèle brochette pour le bloc administratif.....	164
Figure 9.4- effort de séisme sur le portique.....	170
Figure 9.5- effort de séisme sur la palée de stabilité.....	171
Figure 9.6- effort de séisme sur le portique du bloc administratif.....	172
Figure 9.7- effort de séisme sur la palée de stabilité du bloc administratif.....	172
Figure 10.1- schéma de la disposition des boulons.....	181
Figure 10.2- Schéma montrant un assemblage cornière poteau pour une palée de stabilité.....	182
Figure 10.3- la disposition des boulons pour l'assemblage panne sablière-poteau.....	184
Figure 10.4- les différents paramètres géométriques relatifs au calcul.....	185
Figure 10.5- schéma montrant les dispositions de l'échantignole.....	186
Figure 10.6- Dispositions des boulons pour l'assemblage poutre maitresse-solive.....	188
Figure 10.7- Caractéristiques géométriques de l'âme des Solives(IPE180).....	189
Figure 10.8- Caractéristiques géométriques liées aux Solives(IPE180).....	190
Figure 10.9- Sollicitations sur la section grugée.....	191
Figure 10.10- Schéma montrant la position de A.N.P.....	191
Figure 10.11- Schéma montrant la position de A.N.E.....	192
Figure 10.12- Schéma qui montre le renforcement de la partie grugée.....	193
Figure 10.13- La disposition des boulons dans l'assemblage traverse-traverse.....	194
Figure 10.14- La disposition des boulons dans l'assemblage poteau-traverse.....	198
Figure 10.15- La disposition des boulons dans l'assemblage poteau-poutre de plancher.....	203
Figure 11.1-Figure montrant pied de poteau.....	209

## LISTE DES FIGURES

Figure 11.2- Schéma montrant la disposition des boulons du pied de poteau articulé.....	210
Figure 11.3- Schéma de la distance portante du pied de poteau articulé.....	211
Figure 11.4- Schéma montrant la disposition des éléments constituant le pied de poteau.....	213
Figure 11.5- Schéma montrant la disposition des boulons du pied de poteau.....	213
Figure 11.6- Schéma de la distance portante du pied de poteau encastré.....	215
Figure 11.7- Présentation des indices de calcul.....	216
Figure 11.8- Schéma montrant les mécanismes de ruine circulaire.....	216
Figure 11.9- Schéma montrant les mécanismes de ruine non-circulaire.....	217
Figure 11.10- Schéma de la tige d'ancrage courbe.....	218
Figure 11.11- Schéma montrant les dimensions de la zone comprimée.....	220
Figure 12.1- plan de repérage.....	223
Figure 12.2- ferrailage sous potelet.....	227
Figure 12.3-ferrailage sous poteau (bloc industriel/sans palée).....	229
Figure 12.4- ferrailage sous poteau (bloc industriel/avec palée).....	231
Figure 12.5- ferrailage sous poteau(bloc administratif).....	234
Figure 12.6- ferrailage de la semelle commune.....	236
Figure 12.7- ferrailage du fût sous poteau.....	237
Figure 12.8- ferrailage du fût sous potelet.....	237
Figure 12.9- ferrailage de longrine.....	238

## ❖ CONSTRUCTION METALLIQUE :

A	Section brute d'une pièce.
$A_{net}$	Section nette d'une pièce.
$A_w$	Section de l'âme.
$A_p$	Surface portante.
$A_s$	Aire de la Section résistante à la traction du boulon.
E	Module d'élasticité longitudinale.
F	Force en générale.
$F_p$	Force de calcul précontraint.
$F_s$	Résistance d'un boulon au glissement.
$F_{trd}$	Résistance d'un boulon en traction.
$F_{brd}$	Résistance a la pression diamétrale.
G	Charge permanent.
I	Moment d'inertie.
$k_c$	Coefficient de Rigidité poteaux.
$k_{ij}$	Coefficients de Rigidités des poutres.
$K_y$	Coefficient de flambement- flexion.
L	Langueur.
$M_{sd}$	Moment fléchissant.
$M_{Rd}$	Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
$M_{pl}$	Moment plastique.
$M_{cr}$	Moment critique.
$N_{sd}$	Effort normal.
$N_{tsd}$	Effort normal de traction.

## LISTE DES ABREVIATIONS ET DES SYMBOLES

$N_{csd}$	Effort normal de compression.
$N_{pl}$	Effort normal plastique.
$N_u$	Effort normal ultime.
$N_j$	Force d'adhérence avec le béton.
$Q$	Charge d'exploitation.
$W_{pl}$	Module de résistance plastique.
$W_{el}$	Module de résistance élastique.
$b$	Largeur de l'âme.
$b_{eff}$	Largeur efficace.
$d$	Entraxe, diamètre du boulons.
$d_0$	Diamètre de perçage des trous de boulon.
$f$	Flèche d'une poutre.
$f_y$	Limite d'élasticité d'un acier.
$f_{yb}$	Limite d'élasticité d'un boulon.
$f_u$	Contrainte de rupture d'une pièce.
$f_{ub}$	Contrainte de rupture d'un boulon.
$f_{ck}$	Résistance caractéristique en compression sur cylindre du béton.
$F_j$	Résistance de contact de la liaison.
$h$	Hauteur.
$i$	Rayon de giration.
$K$	Facteur de longueur.
$K_s$	Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.
$K_j$	Facteur de concentration.
$n$	Nombre de boulon.
$\eta$	Nombre de plants de cisaillement.

## LISTE DES ABREVIATIONS ET DES SYMBOLES

$r_c$	Rayon de raccordement âme /semelle du poteau.
$t_w$	Épaisseur de l'âme.
$t_f$	Épaisseur de la semelle.
$t_{wc}$	Épaisseur âme poteau.
$t_{fc}$	Épaisseur âme semelle.
$t_p$	Épaisseur platine.
$\chi$	Coefficient de réduction de flambement.
$\beta_w$	Facteur de corrélation.
$\beta_M$	Facteur de moment uniforme équivalent.
$\beta_j$	Coefficient relatif a la liaison.
$\gamma_c$	Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton.
$\gamma_M$	Coefficient de sécurité.
$\gamma_{Mb}$	Coefficient de sécurité de boulon.
$\gamma_{Ms}$	Coefficient partiel de sécurité.
$\lambda$	Elancement.
$\alpha$	Facteur d'imperfection.
$\mu$	Coefficient de frottement.
$\tau_s$	Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
$\varepsilon$	Coefficient de réduction élastique de l'acier $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} \eta$ Facteurs de distribution.
$\Psi$	Rapport de contraintes.
$\delta$	Flèche.
$\varphi_0$	La rotation initiale dans les poutres continues
$\delta_0$	La flèche initiale dans les poutres continues
<b>❖ BETON ARME</b>	
A	Coefficient d'accélération de zone, aire d'une section.

## LISTE DES ABREVIATIONS ET DES SYMBOLES

$A_n$	Coefficient de minoration.
B	Facteur de comportement de la structure ; aire d'une section de béton.
BAEL	Béton armé à l'état limite.
$B_r$	Section réduite du béton.
$D_i$	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).
$E_{ij}$	Module de déformation instantanée du béton.
$E_{vj}$	Module de déformation différée du béton.
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier.
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
e	Epaisseur, excentricité.
FP	Fissuration préjudiciable.
FPN	Fissuration peu nuisible.
FTP	Fissuration très préjudiciables.
G	Charge permanente, module d'élasticité transversale.
I	Moment d'inertie.
K	Rigidité.
$K_s$	Coefficient du site.
L	Portée.
M	Moment, masse.
$M_0$	Moment en travée isostatique.
$M_t$	Moment en travée de la poutre considérée.
$M_{ap}$	Moment sur appuis.
$M_u$	Moment ultime.
$N_G$	Effort normal développé par les charges permanentes.
$N_Q$	Effort normal développé par les charges d'exploitation.
$N_u$	Effort normal ultime.
P, W	Poids
Q	Charge d'exploitation, facteur de qualité.
R	Réaction.
RPA	Règlement parasismique Algérien.
$S_t$	Espacement entre armatures.
T	Effort tranchant, période.
V	Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base.
Z	Bras de levier entre les aciers et le béton.
$d'$	Distance du barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée.

## LISTE DES ABREVIATIONS ET DES SYMBOLES

$d$	Distance du barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.
$a$	Côte du poteau carré.
$b$	Largeur de la poutre.
$f$	Flèche.
$f_{bu}$	Contrainte admissible de flambement.
$f_{ej}$	Résistance à la compression.
$f_{tj}$	Résistance à la traction.
$f_e$	limite élastique de l'acier.
$\gamma$	Poids volumique,
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité à prendre pour le béton.
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité à prendre pour l'acier.
$\delta$	Coefficient de dimension, déplacement.
$\varepsilon$	Déformation relative du béton comprimé.
$\varepsilon_b$	Déformation relative de l'acier tendu.
$\sigma$	Contrainte normale.
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression de béton.
$\sigma_{bc}$	Contrainte limite de service du béton.
$\sigma_s$	Contrainte dans l'acier.
$\sigma_s$	Contrainte limite de service de l'acier.
$\sigma_{s10}$	Contrainte dans l'acier correspondant à un allongement relatif de 10%.
$\tau$	Contrainte de cisaillement.
$\nu$	Coefficient de poisson.
$\Phi_l$	Diamètre des armatures longitudinales.
$\Phi_t$	Diamètre des armatures transversales.

# **INTRODUCTION**

---

Pour n'importe quel projet de construction, différents procédés de conception et de calculs sont utilisés, selon des normes et des codes qui doivent être respectés.

Le développement que le monde est entrain de vivre, nous pousse à innover et aller plus vite dans tous les secteurs et surtout dans le domaine du bâtiment « chercher à aller plus haut, plus rapidement et plus léger ».

L'Algérie de sa part essaye de s'accommoder avec ce développement en introduisant la charpente métallique dans ses constructions vue les bonnes caractéristiques et les multiples avantages qu'elle présente dont on peut citer :

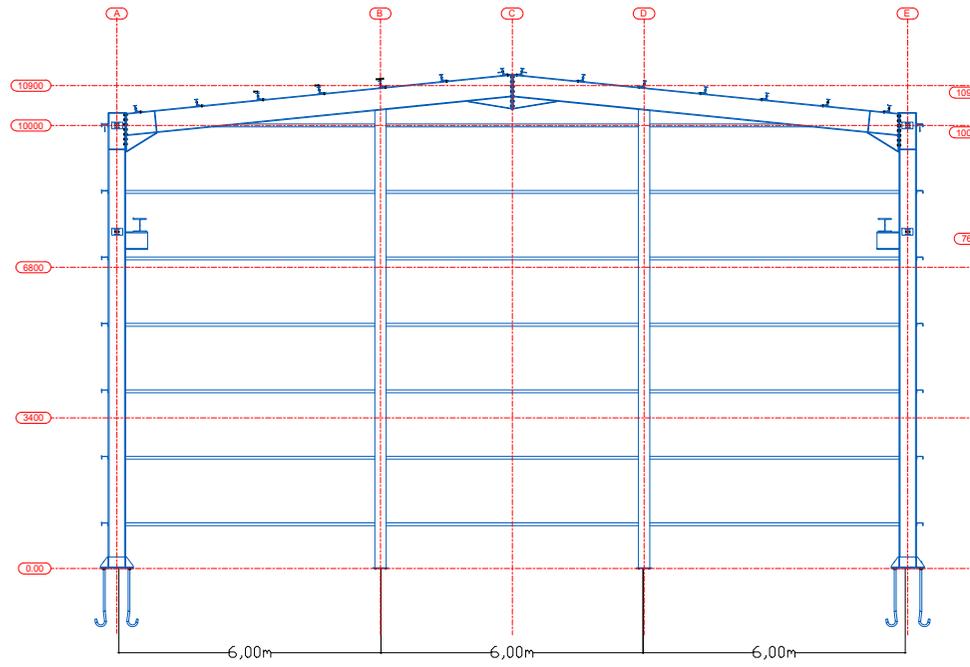
La bonne tenue au séisme grâce à sa bonne ductilité.

L'acier est un produit recyclable, et les structures en acier sont facilement démontables et les différents éléments peuvent être réutilisés.

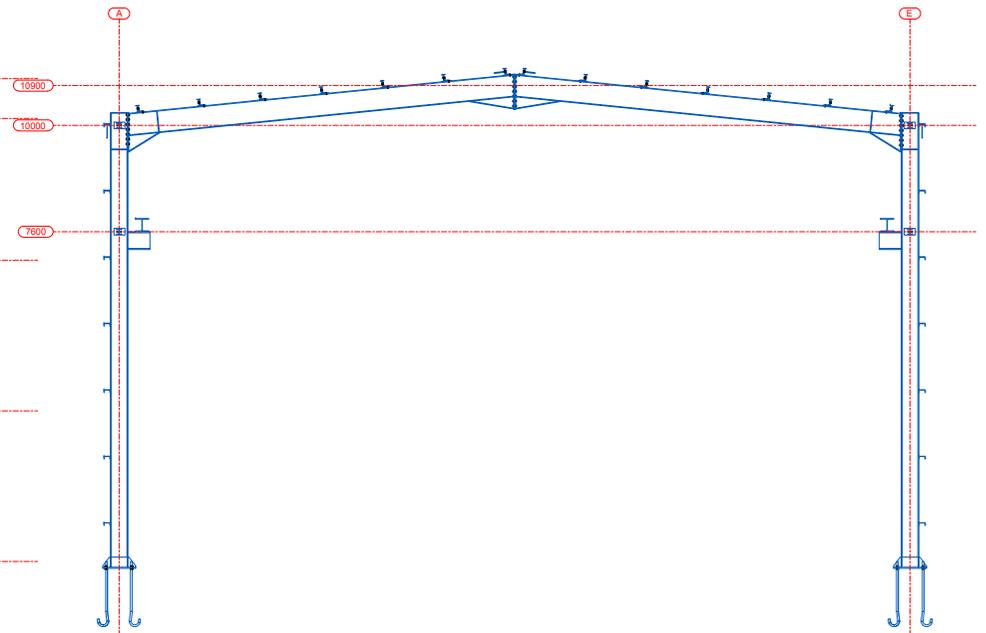
Possibilités architecturales plus étendues que le béton.

Par contre sa corrodabilité et sa fragilité vis à vis de l'eau présente un inconvénient considérable qui doit être traité de façon particulière pour éviter tout type de risque d'effondrement à cause de ces raisons.

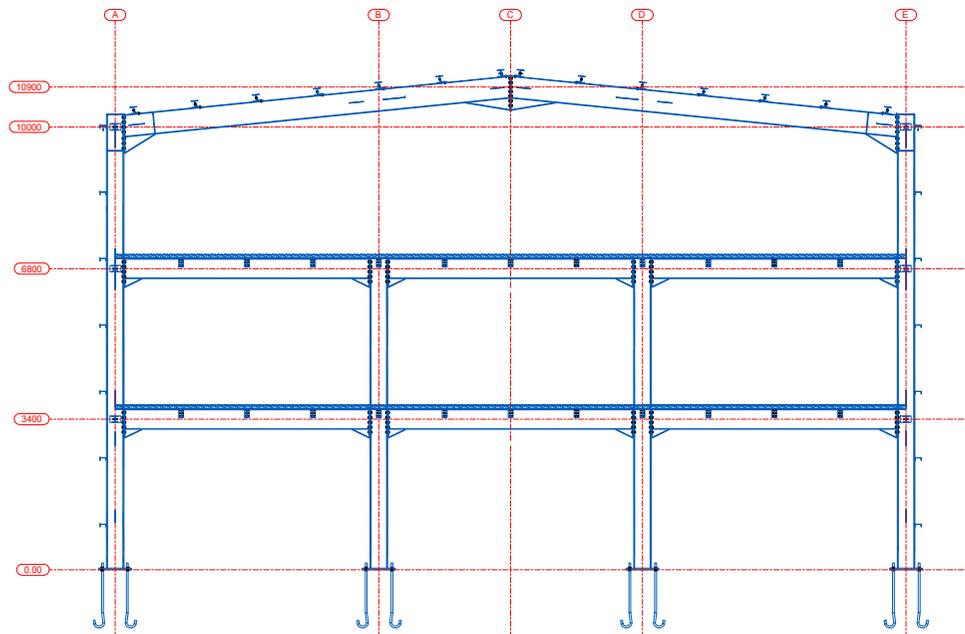
Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus à USDB sur un projet réel. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans notre option ( charpente métallique ), ensuite viendra le second but qui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



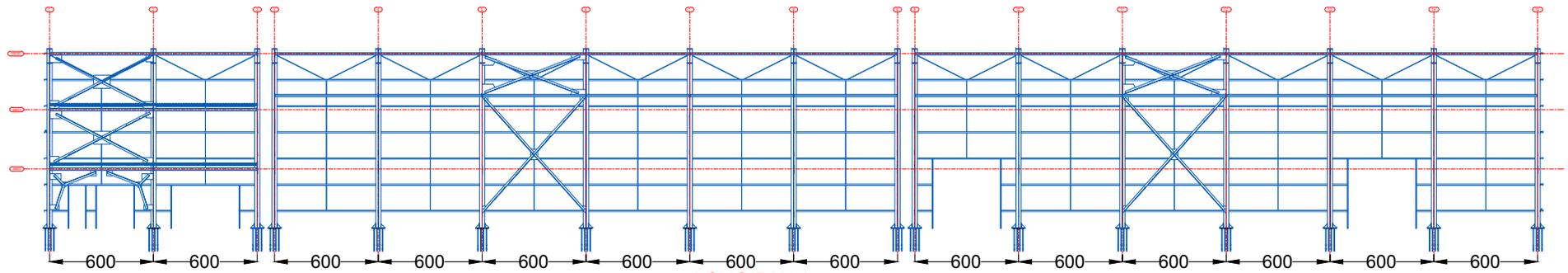
PIGNON A



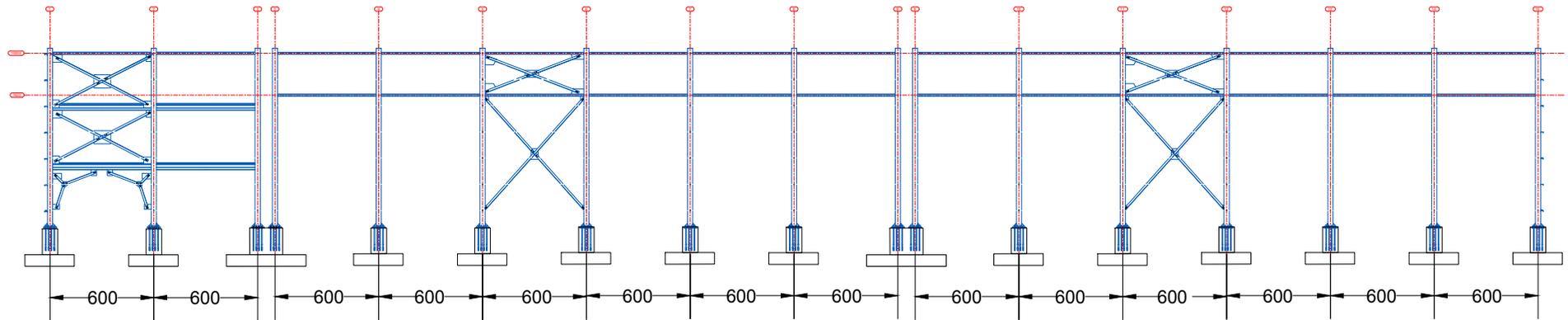
PIGNON C



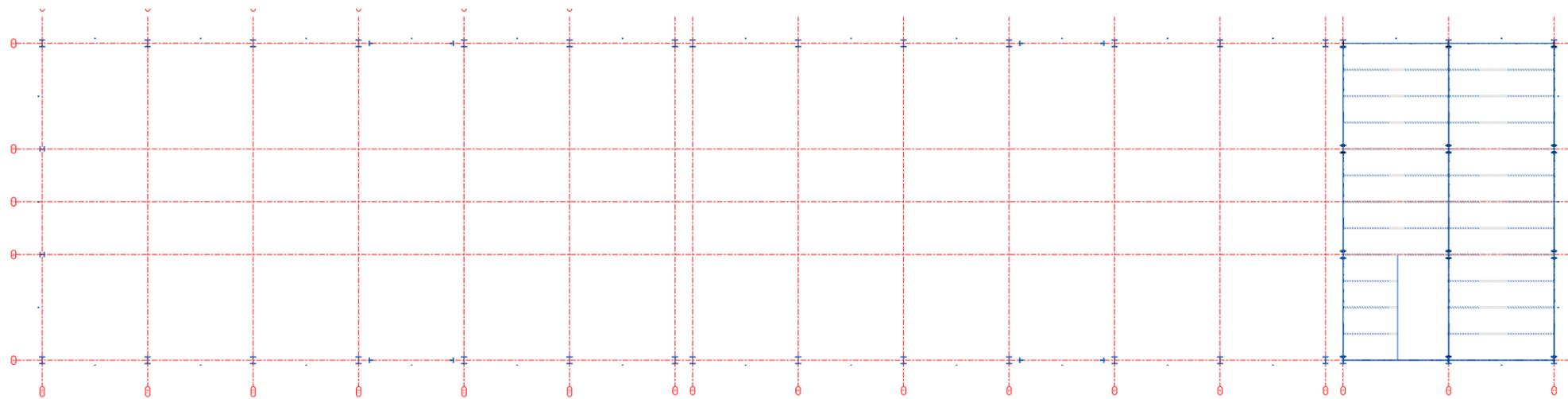
PIGNON B



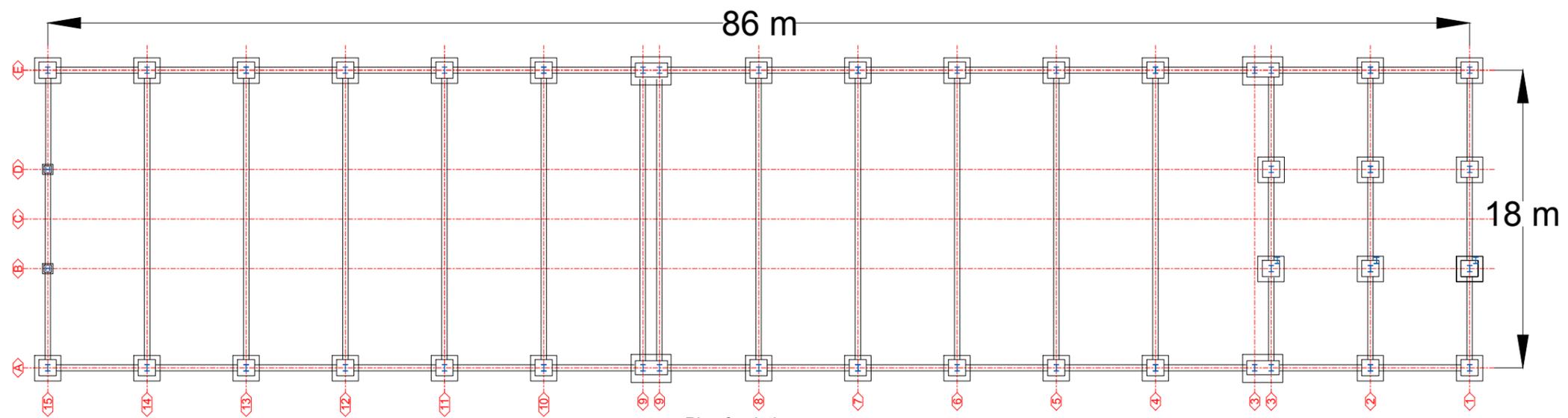
LONG PAN A  
1:50



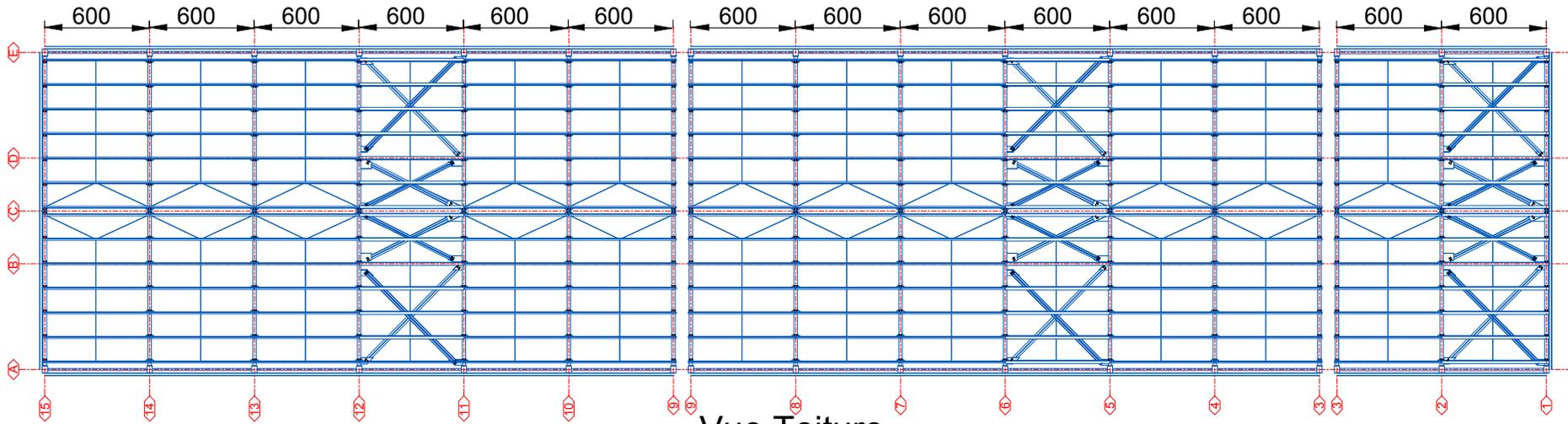
LONG PAN E  
1:50



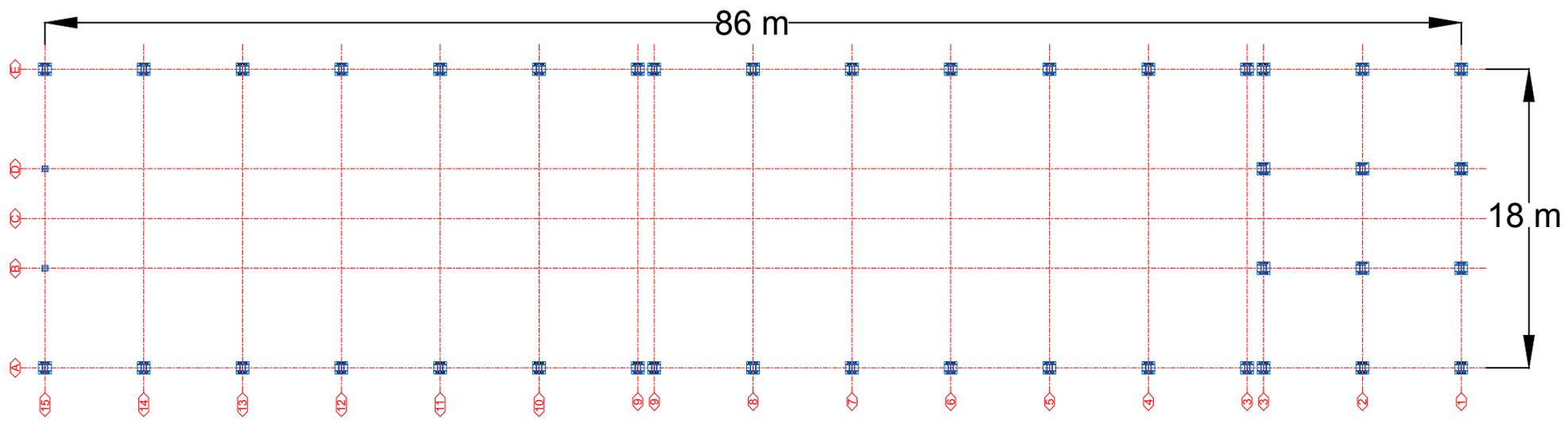
Vue niveau plancher



Plan fondation



Vue Toiture



Plan 0.00

# **CHAPITRE 1**

## **PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

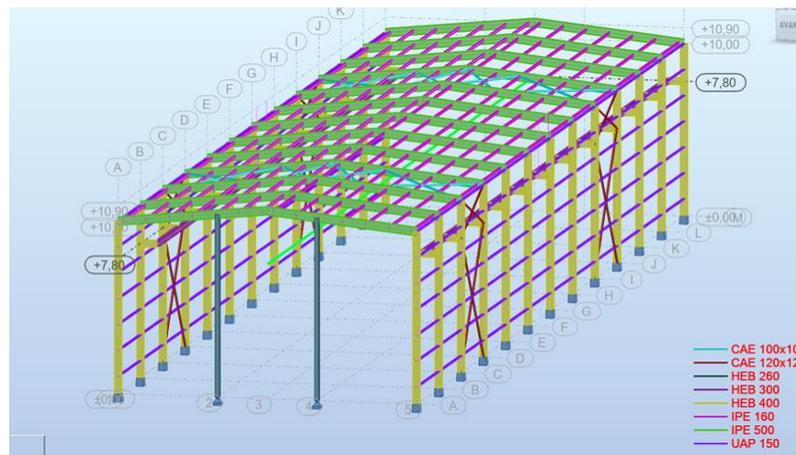
---

### 1.1- INTRODUCTION :

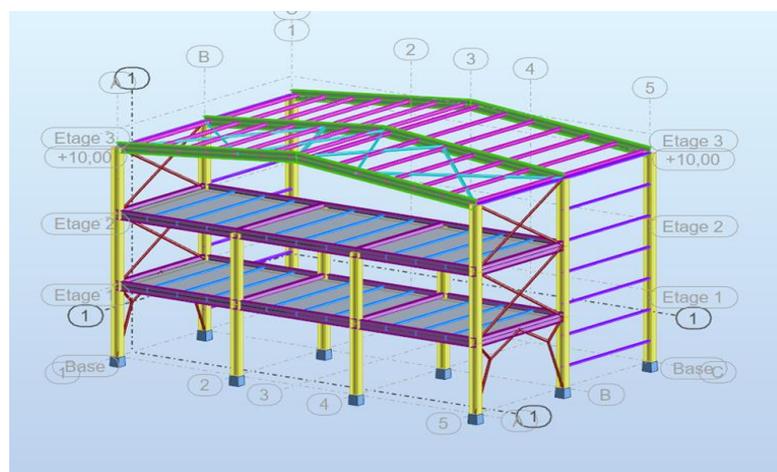
Notre projet de fin d'études consiste à calculer un bâtiment industriel qui possède un bloc administrative (R+2) séparé avec un joint sismique ou dilatation, équipé d'un pont roulant. Dans ce chapitre on va présenter les éléments constituant l'ouvrage étudié ainsi que les matériaux utilisés, et les règlements suivis.

### 1.2- CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE :

- La longueur est de 86 m suivant le long pan.
- Pour le bloc administratif 12 m.
- Pour l'atelier 72 m.
- La largeur suivant le pignon est de 18 m.
- La hauteur totale jusqu'au faîtage est de 10.9 m.
- La hauteur des poteaux 10 m.
- Ecartement des portiques est de 6 m.
- Niveau du pont roulant 7,6 m
- Niveau de planchers :
  - 1ère étage 3,4 m
  - 2ème étage 6,8 m



**Figure 1.1** - vue en 3D ( Bloc Industriel)



**Figure 1.2** - vue en 3D ( Bloc Administratif)

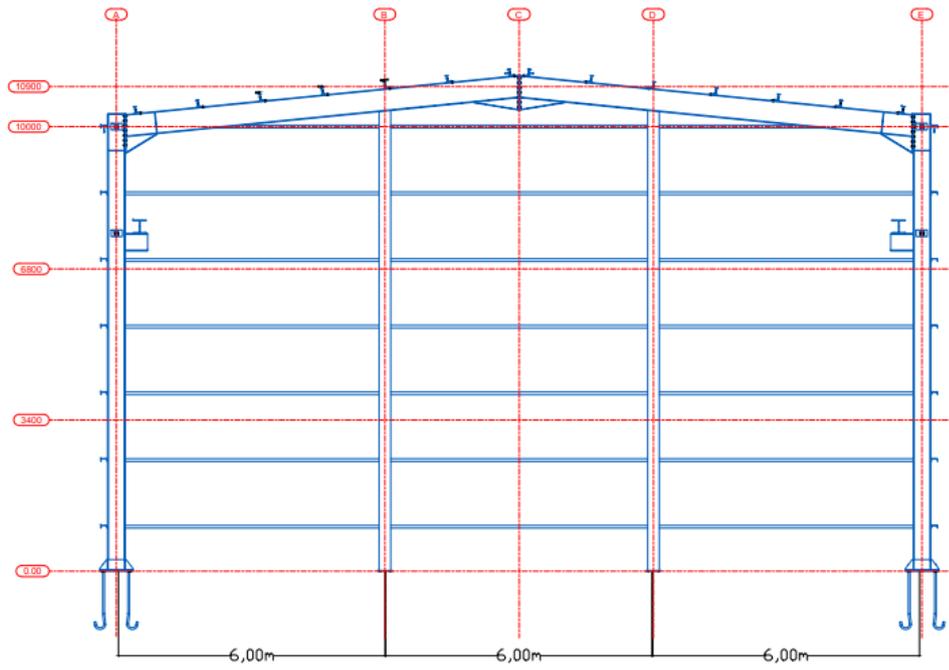


Figure 1.3-Plan de PIGNON A.

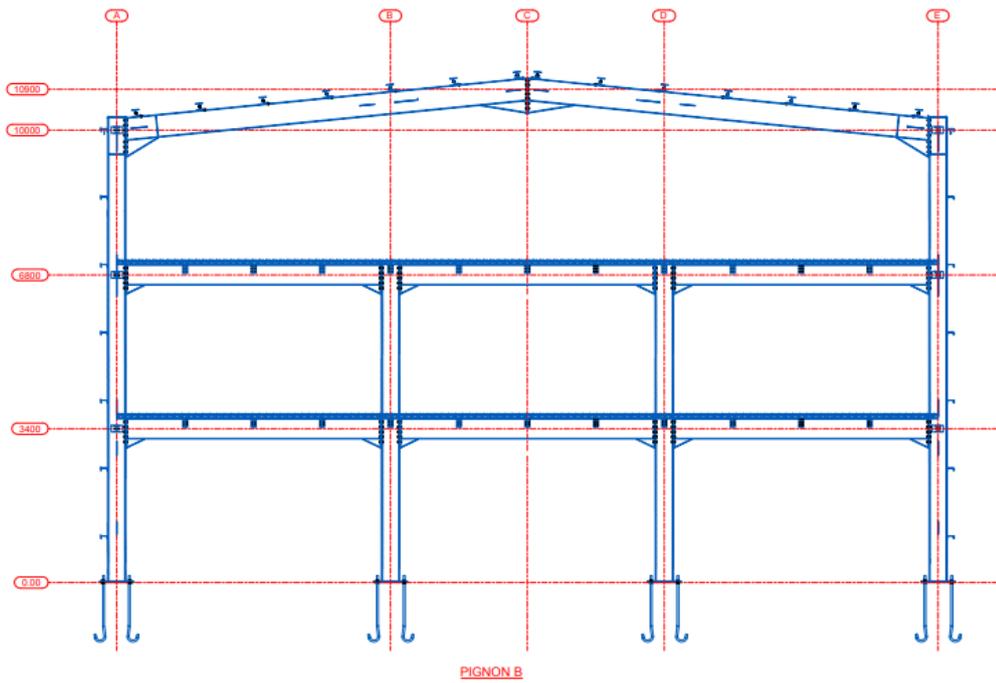


Figure 1.4-Plan de PIGNON B.

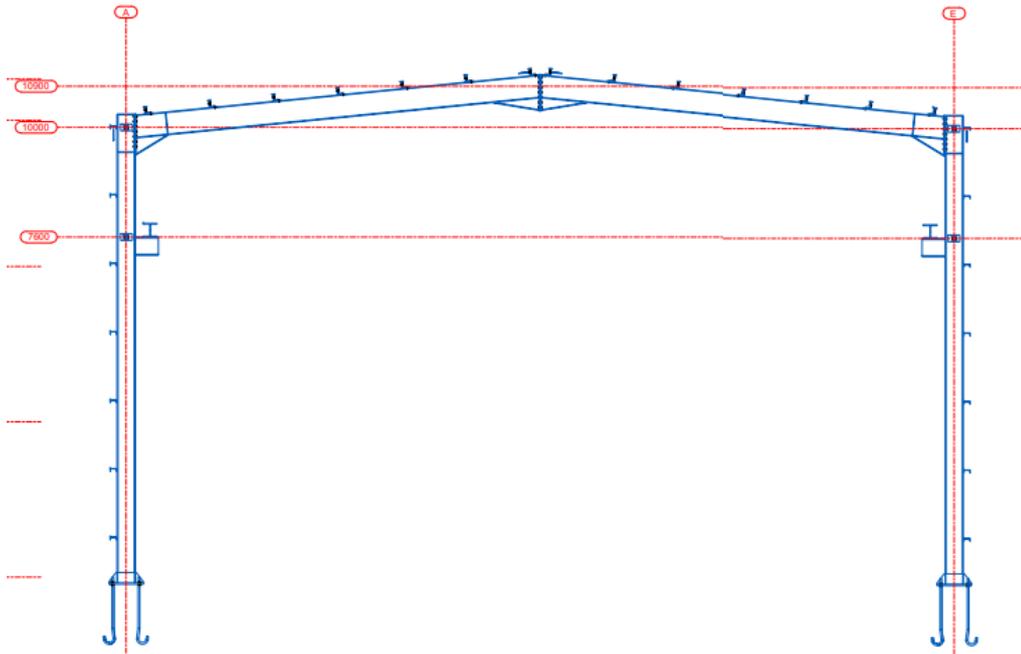


Figure 1.5-Plan de PIGNON C.

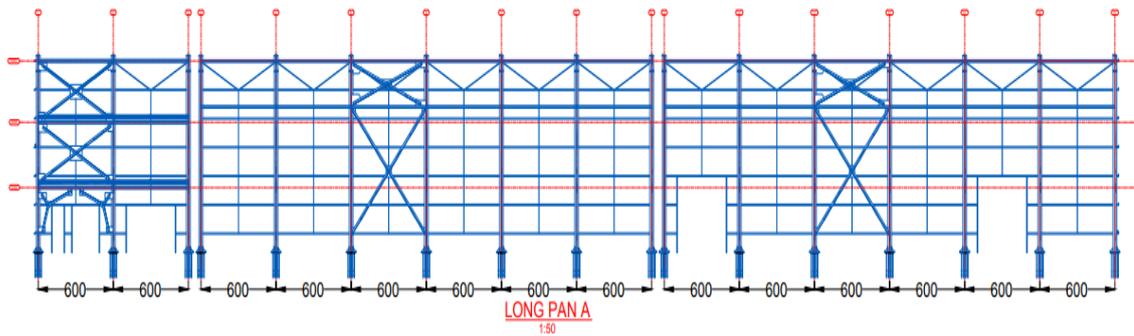


Figure 1.6-Plan de LONG PAN A

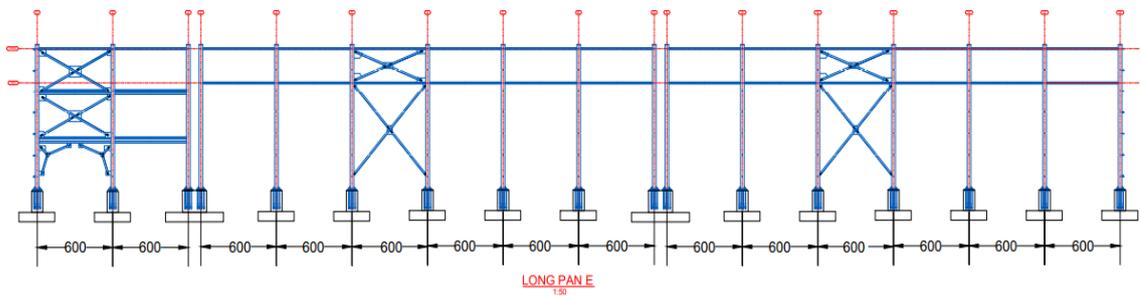


Figure 1.7-Plan de LONG PAN E

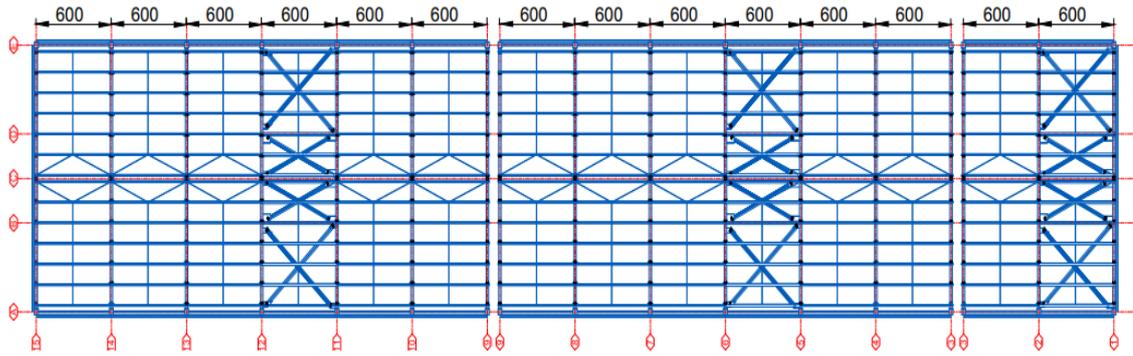


Figure 1.8- Vue de la Toiture.

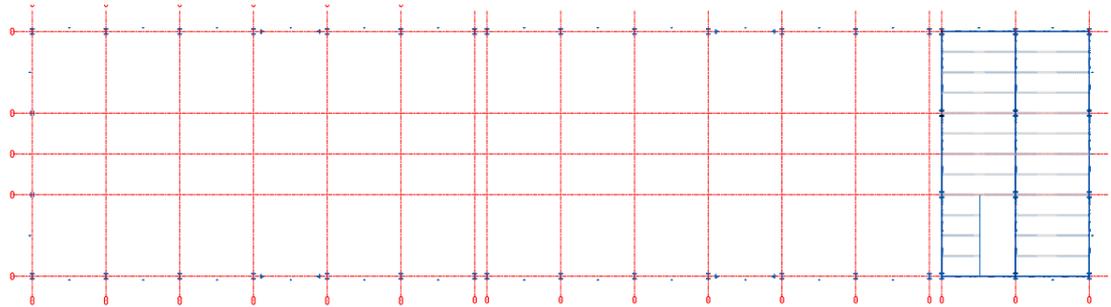


Figure 1.9- Vue Niveau Plancher.

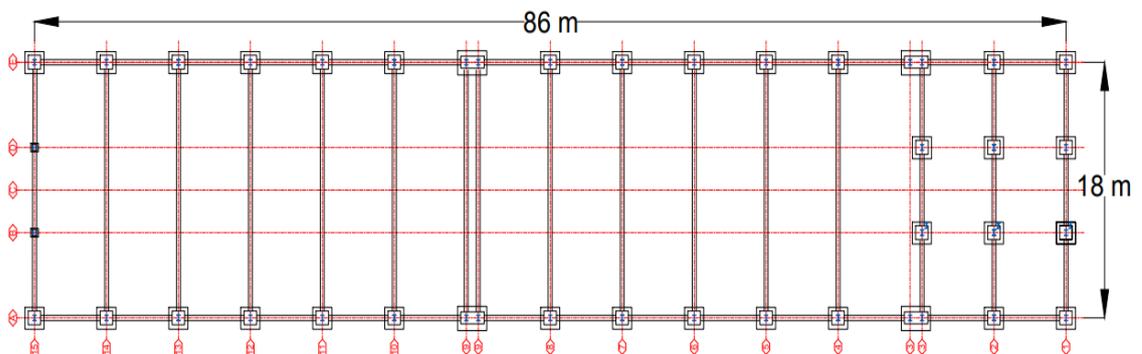


Figure 1.10- Plan de fondation.

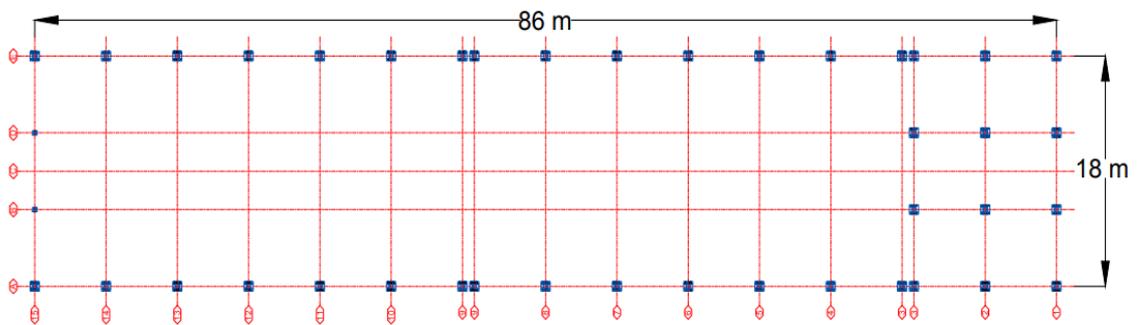


Figure 1.11- Plan Niveau 0.00.

### 1.3 –IMPLANTATION :

L'ouvrage sera implanté à la commune de kolea la wilaya d'Tipaza, situé à (230m) d'altitude par rapport au niveau de la mer.

### 1.4- CLASSIFICATION :

Selon le RPA ver 2003 :

- ❖ la région est classé en zone de sismicité III

Selon RNV 2013 :

- ❖ Zone du vent **I**
- ❖ Zone de neige **B**
- ❖ Zone de sable **0**

### 1.5- SYSTEME CONSTRUCTIF :

- ❖ La structure faisant l'objet de notre étude est composée principalement de poteaux et de traverses (portiques en charpente métallique).
- ❖ La charge verticale dans sa majorité sera reprise par les portiques. En revanche les charges horizontales seront reprises par les palées de stabilités (de forme (V) et (X) suivant les deux sens).

#### 1.5.2 - ASSEMBLAGES :

Pour la totalité des assemblages prévus dans notre bâtiment, on adopte pour des assemblages soudés et boulonnés (Boulons HR et ordinaires) .

#### 1.5.3- SYSTEME DE CONTREVENTEMENT :

##### A- bloc administratif :

Le bloc administratif est contreventée par trois portiques autos tables dans le sens transversal, et par deux palées de stabilité en forme de X et V dans le sens longitudinal, placées dans la première travée du bloc, et une poutre au vent isostatique au dessus de lui

##### B- atelier :

L'atelier est diviser en deux Bloc identique de **36 m** séparer par un joint de dilatation, Chaque bloc est contreventée par sept portiques autos tables dans le sens transversal, et par deux palées de stabilité en forme de X dans le sens longitudinal, placées dans la travée N°3, et une poutre au vent isostatique au dessus de lui

#### 1.5.4- PLANCHER :

La structure comporte deux planchers mixte (acier-béton) connu sous le nom de plancher collaborant, Ils sont constitués de :

Une dalle en béton armé coulée sur place.

Poutrelles métalliques reposant sur des poutres principales.

Tôle TN40 servant au coffrage perdu.

La liaison entre le béton et les poutrelles métalliques « solives » est assurée par des connecteurs en cornières.

### **1.5.5- ESCALIER :**

Notre bloc administratif comporte des escaliers métalliques droits constitués d'un palier de repos et de deux volées, les marches en tôle revêtues avec du béton et carrelage

### **1.5.6- LE PONT ROULANT :**

Notre atelier possède un pont roulant de 5 tonnes, Le pont roulant est à **7.6 m** du niveau de sol avec une portée de **17 m**, sur des poutres de roulements s'appuient sur des corbeaux fixés aux poteaux intérieurs.

### **1.5.7- TYPE DE REMPLISSAGE DES FACADES :**

Les façades sont réalisées par des panneaux type (**LL35M**) fixés sur des lisses en U, et ces profils seront fixées sur les potelets du côté du pignon et sur les poteaux du côté du long pan . La partie inférieure des façades sera remplie par un seul mur en briques creuses jusqu'à **1m**.

### **1.5.8 -TYPE DE TOITURE :**

La couverture de l'ouvrage étudié, composée de panneaux sandwichs (**TL75M**) fixés sur des pannes liées entre elles par des liernes, et fixées à leur tour sur les traverses avec des échantignoles. L'inclinaison de cette toiture est de  $5.71^\circ$ .

### **1.5.9- IFRASTRUCTURE :**

La superstructure en charpente métallique sera posée sur des fondations en béton armé avec des semelles isolées. Le passage des efforts de la structure métallique à ses fondations en béton armé se fera par le biais des pieds de poteau qui seront calculés en conséquence.

## **1.6.- LES OUVERTURES :**

### **1.6.1- PORTAIL A DOUBLES RAILS :**

Deux portails de ( $4m \times 4m$ ) permettant le passage de véhicules apportant des cargaisons importantes, situés dans la façade principal de l'aile industriel.

### **1.6.2- FENETRES :**

- 7 fenêtres de ( $1m \times 1,5m$ ) permettant la libre circulation de l'air lorsque celles-ci sont ouverts, situés dans la façade principal de l'aile industriel.
- 6 fenêtres de ( $1m \times 0,8m$ ) → (pignon droite - aile administrative), permettant l'aération
- 12 fenêtres de ( $1,5m \times 0,8m$ ) → (pignon droite - aile administrative), permettant l'aération
- 12 fenêtres de ( $1,5m \times 0,8m$ ) → (pignon droite - aile administrative).
- fenêtres de ( $0,6m \times 0,6m$ ) permettant l'aération dans les sanitaires :
  - \* 2 fenêtres → (façade principal - aile administrative).
  - \* 10 fenêtres → (façade postérieur - aile administrative).
  - \* une fenêtres → (pignon droite - aile administrative).

**1.6.3- PORTES :**

- une porte à enroulement rapide de  $(2,25m \times 2,5m)$  → (façade principal - aile administrative).
- une porte à enroulement rapide de  $(4m \times 2,5m)$  → (façade principal- aile administrative).
- une porte à simple battant de  $(1m \times 2,5m)$  → (façade principal - aile administrative).
- 2 portes à double battant de  $(1,4m \times 2,5m)$  → (façade principal - aile industriel)



**Figure 1.12-** Plan de les ouvertures.

**1.7- REGLEMENTS UTILISES :**

- Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
- Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/ VERSION 2003 ».
- Règlement Neige et Vent « RNV2013 »
- Règles de conception et de calcul des structures en Béton armé « CBA93».
- Calcul des Structures en béton armé « B.A.E.L.91 ».

**CHAPITRE 2**  
**MATERIAUX**

---

## 2.1-INTRODUCTION :

Le but de ce chapitre est de définir les caractéristiques et de montrer le comportement des matériaux qu'on a utilisé pour réaliser notre structure.

## 2.2-L'ACIER :

### 2.2.1-L'ACIER DE CONSTRUCTION :

Pour la réalisation de notre structure on a choisi d'utiliser des aciers de construction laminés a chaud.

L'acier utilisé pour le calcul de cet ouvrage est : **Fe 360**. (  $F_y = 235$  Mpa ;  $F_e = 360$  Mpa)

#### a) Valeurs de calcul de coefficients usuels :

- Module d'élasticité :  $E = 2,1 \times 10^6$  daN/cm<sup>2</sup>
- Coefficient de poisson :  $\mu = 0,3$ .
- Module de cisaillement :  $G = 8,1 \times 10^5$  daN/cm<sup>2</sup>
- Masse volumique de l'acier :  $\rho = 7850$  Kg / m<sup>3</sup>
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 12 \times 10^{-6}$  /C° II

### 2.2.2-L'ACIER DES ARMATURES :

#### a) Contraintes de traction :

Contraintes de traction : Les contraintes de traction sont données par le B.A.E.L91.

#### ❖ ELU :

$$\triangleright \delta_{s10} = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

1. Situation durable ou transitoire :  $\gamma_s = 1.15$   $\delta_{s10} = 348$  MPa
2. Situation accidentelle :  $\gamma_s = 1$   $\delta_{s10} = 400$  MPa

#### ❖ ELS :

$$\triangleright \text{Fissuration peu nuisible : } \sigma^- = \min \left\{ \begin{array}{l} (2/3)f_e \\ -110 \eta f_{t28} \end{array} \right. ; \delta_s = 201.63 \text{ MPa}$$

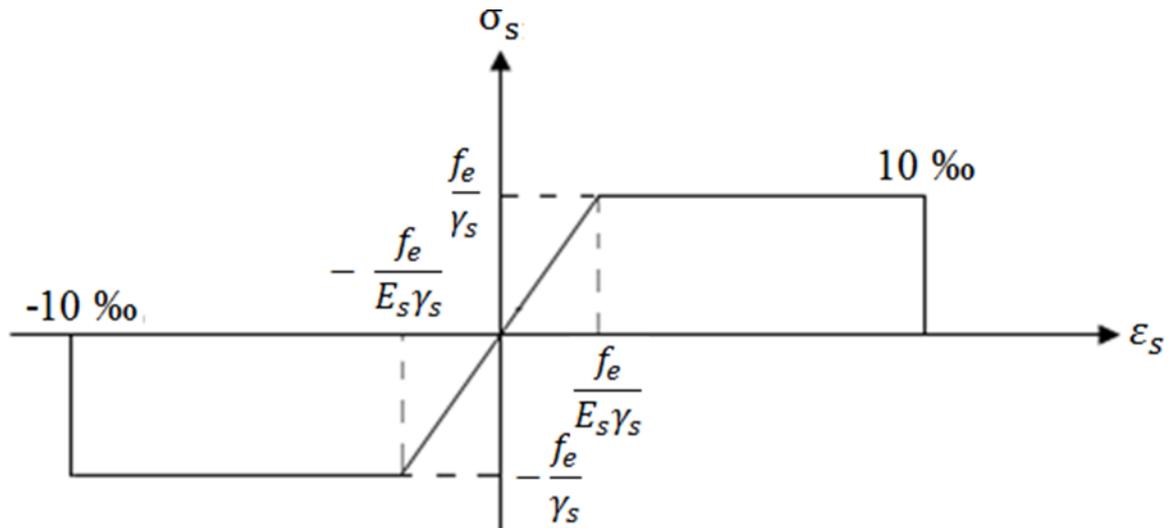
$$\triangleright \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable: } \sigma^- = \min \left\{ \begin{array}{l} (1/2)f_e \\ 90 \eta f_{t28} \end{array} \right. ; \delta_s^- = 164.97 \text{ MPa}$$

Pour l'acier H.A, Le coefficient de frottement  $\eta = 1.6$

### 2.2.3-LOI DE COMPORTEMENT :

Le diagramme de Contraintes – Déformations est symétrique

Le module d'élasticité  $E_s = 2,1.10^5$  MPa



**Figure 2.1 :** diagramme de Contraintes – Déformations de l'acier des armatures.

**2.3- BETON :**

Le béton est une pierre artificielle obtenue par durcissement du mélange [ granulats + liants + eau ], la partie active est le système ( liants + eau) et la partie inerte est celle des granulats.

- ❖ La résistance a la compression a 28 jours :  $F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- ❖ La résistance a la traction a 28 jours est déduite de celle de compression par la relation

$$F_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

- ❖ Module d'élasticité instantanée :  $E_j = 32164,2 \text{ Mpa}$
- ❖ Module d'élasticité différée :  $E_{vj} = 10721,4 \text{ Mpa}$
- ❖ Coefficient de poisson : selon le BEAL , les valeurs sont les suivantes :

$\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations (béton supposé non fissurer )

$\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations (béton supposé fissurer )

- ❖ La contrainte admissible de compression a l' état limite ultime ( ELU) est donnée par :

$$F_{bc} = \frac{0,85 \times F_{cj}}{\gamma_b}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité tient compte d'éventuels localisés

$\gamma_b = 1,5$  ( Situation durable on transitoire)

$\gamma_b = 1,15$  ( Situation accidentelle )

Etat limite de service :

La contrainte de compression limite de service et donnée par :  $\bar{\sigma} = 0,6 \times F_{c28}$

Contrainte limite de service :

Fissuration peu nuisible :  $\tau_u = \min ( 0,13 ; F_C 28,4 \text{ Mpa} ) = 3,25 \text{ Mpa}$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable:  $\tau_u = \min ( 0,10 ; F_C 28,3 \text{ Mpa} ) = 2,5 \text{ Mpa}$

**CHAPITRE 3**  
**ETUDE CLIMATIQUE**

---

### 3.1-INTRODUCTION :

L'étude climatique est basée sur le **règlement Neige et Vent RNV 2013 (DTR2-47)**, elle a pour objet de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties.

### 3.2-ETUDE DE L'ACTION DE LA NEIGE :

- **Introduction :**

Le RNV 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Tipaza situées à une altitude inférieure ou égale à 2000 m au niveau de la mer.

Notre construction se situe à 230 m d'altitude, donc on applique le RNV 2013 pour calculer cette action.

- **Calcul des charges de neige :**

La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$S_k$ : C'est la charge de la neige sur le sol en  $\text{kN/m}^2$  (§4.C2-47)

$\mu$ : C'est le coefficient d'ajustement des charges, sa valeur est obtenue du **paragraphe 6 RNV2013**

- **Charge de la neige sur le sol:**

La charge caractéristique de la neige sur le sol  $S_k$  par unité de surface est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

Notre structure est un hangar à deux versants dont la pente est de **5,71°** situé à **kolea Wilaya Tipaza** à une altitude de **230 m**, selon le **RNV 2013** tableau **A1.1** cette région est classée dans la **zone B**.

$S_k$  est donnée par la formule : 
$$S_k = \frac{0,04H + 10}{100} \text{ Avec } H=230\text{m}$$

$H$  : L'altitude par rapport au niveau de la mer [m]

$$S_k = \frac{0,04 \times 230 + 10}{100} = 0,192 \text{ kN/m}^2$$

- **Coefficient de forme des toitures :**

Notre construction est équipée d'une toiture à deux versants, chaque versant possède un angle d'inclinaison  $\alpha = 5,71^\circ$ .

### 3.3- ETUDE DE L'ACTION DU VENT SUR LA STRUCTURE :

#### Note de calcul :

- Kolea (TIPAZA) se situe dans la zone de vent I, La pression de référence du

vent est  $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$

- site plat :  $C_t(z)=1$
- Catégories du terrain III :  $K_t=0,215$  ;  $Z_0=0,3$  ;  $Z_{min}=5 \text{ m}$  ;  $\epsilon = 0,6$

- **Présentation de l'ouvrage :**

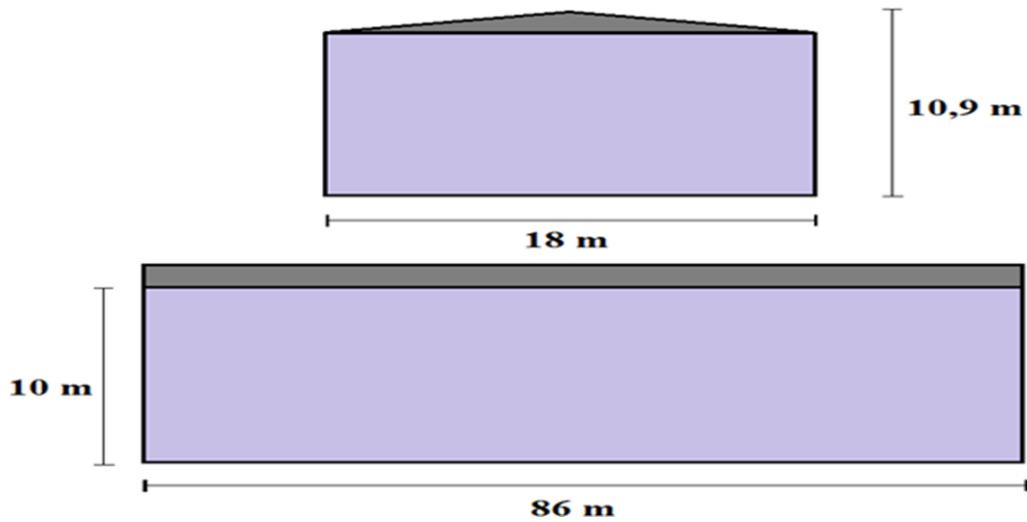


Figure 3.1 : Dimensions de l'ouvrage.

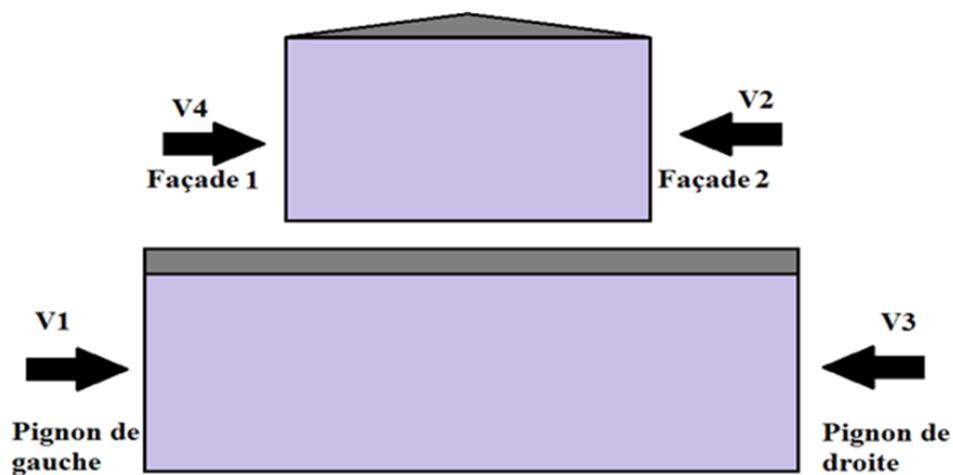


Figure 3.2 : Direction du vent agissant sur la structure.

- **Détermination des paramètres du calcul :**

- 1)- Détermination de la hauteur de référence :

Pour les deux directions du vent et d'après le « RNV 2013 », le  $Z_{eq}$  est déterminé d'après la figure ci-dessous :

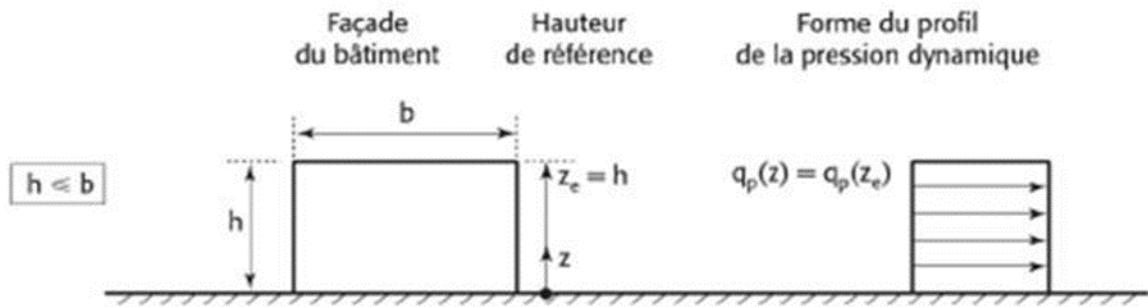


Figure 3.3: Hauteur de référence.

$$h = 10,9 \text{ m} < b = 18 \text{ m}$$

$$Z_e = h = 10,9 \text{ m}$$

On prendra la hauteur de référence  $Z_e = 10,9\text{m}$  pour les quatre directions du vent.

2) Détermination du coefficient dynamique  $C_d$

D'après la §.3.2, la valeur conservatrice de  $C_d = 1$  peut être prise dans notre cas (le cas étudié est un bâtiment dont la hauteur est inférieure à 15m.)

Donc pour les quatre directions du vent  $C_d = 1$

3) Coefficient de rugosité  $C_r$

$$Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m}$$

$$(z) = Kt \times \ln (Z/ z_0)$$

$$0,215 \times \ln (10,9 / 0.3) = 0,772$$

4) Détermination de l'intensité de turbulence  $I_v (z)$

$$Z > Z_{\min}$$

$$I_v ( Z ) = \frac{1}{ct(Z) \times Ln} = 0,278$$

5) Détermination du coefficient d'exposition :

$$C_e (Z) = Ct^2 (z) \times Cr^2(z) \times [1+7 IV (z)]$$

$$C_e (z) = 1^2 \times 0,772^2 \times [1+7 \times 0.278] = 1,756$$

6) Détermination de la pression dynamique de pointe  $q_{\text{dyn}}$  :

$$q_p = C_e \times q_{\text{ref}}$$

Etant donné que la valeur de  $C_e$  est la même pour les deux directions du vent aussi bien pour les parois verticales que pour la toiture, donc on a la même pression dynamique de pointe.

$$q_p (z_e) = 375 \times 1,756 = 658,5 \text{ N/m}^2$$

7) Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe :

a. La direction du vent est parallèle a la génératrice

**Parois verticales :**

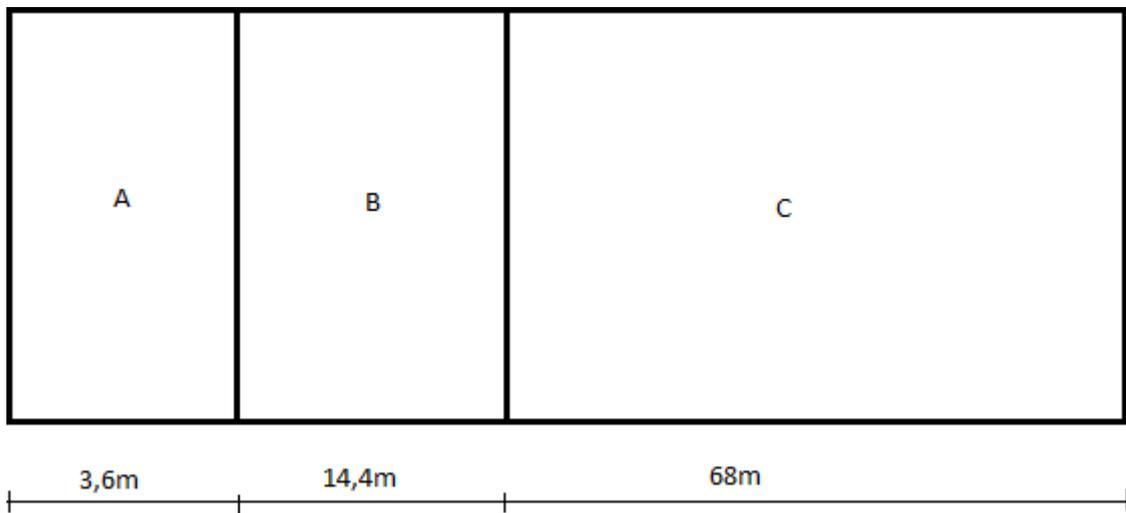
$$e = \min ( b; 2h ) = \min ( 18; 20 ) = 18 \text{ m}$$

$$A = \frac{e}{5} = 3,6 \text{ m}$$

$$B = 18 \text{ m}$$

$$C = L - e = 68 \text{ m}$$

$$\frac{4e}{5} = \frac{4 \times 18}{5} = 14,4 \text{ m}$$



**Figure 3.4 :** Zones du vent sur les parois verticales (V1,V3).

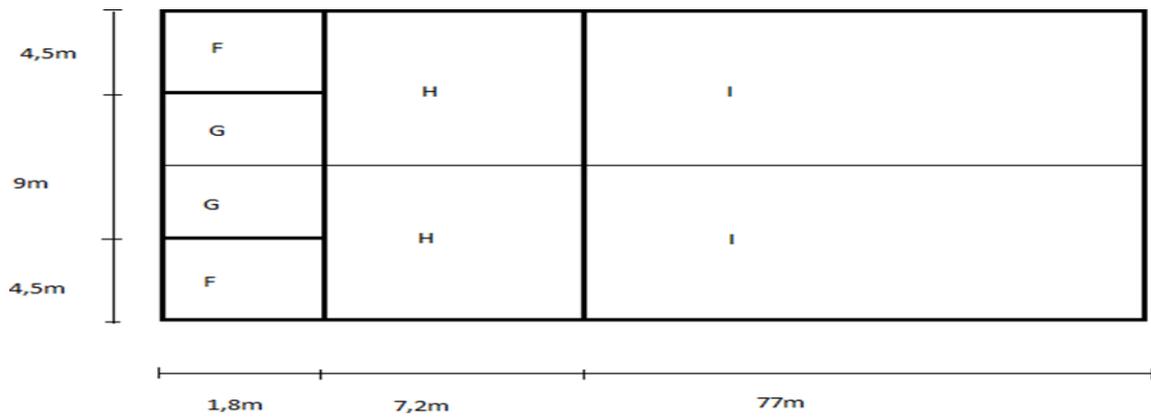
Toutes les surfaces sont supérieures à 10 m<sup>2</sup> → Cpe = Cpe<sub>10</sub>

On obtient les valeurs suivantes :

**Tableau 3.1 :** Valeur de Cpe dans les parois verticales (V1,V3).

	Parois Verticales			Parois au vent	Parois sous le vent
zone	A	B	C	D	E
Cpe <sub>10</sub>	-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

• **Toiture :**



**Figure 3.5:** Zones du vent sur la toiture (V1,V3).

❖ **Le calcul des surfaces :**

$$S_F = 1,8 \times 4,5 = 8,1 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

$$S_G = 1,8 \times 9 = 16,2 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_H = 18 \times 7,2 = 129,2 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_I = 77 \times 19 = 1386 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

On obtient les valeurs suivantes :

**Tableau 3.2 :** Valeurs de Cpe dans la toiture (V1,V3).

	F	G	H	I
Cpe10	-1.6343	-1,17	-0.6929	0.5142

b. La direction du vent est perpendiculaire a la génératrice

• **Parois verticales :**

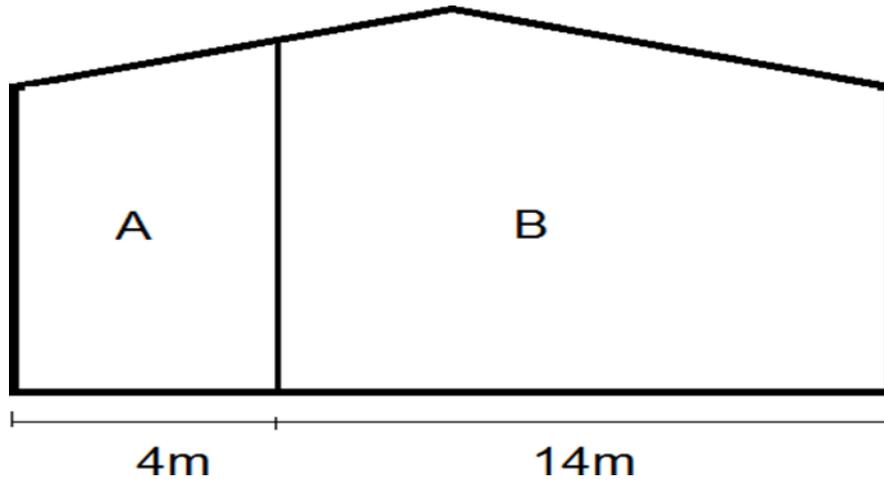
$$b = 86 \text{ m}$$

$$d = 18 \text{ m}$$

$$h = 10 \text{ m}$$

$$e = \min ( b; 2h ) = \min ( 86; 20 ) = 20 \text{ m}$$

$$e > d$$



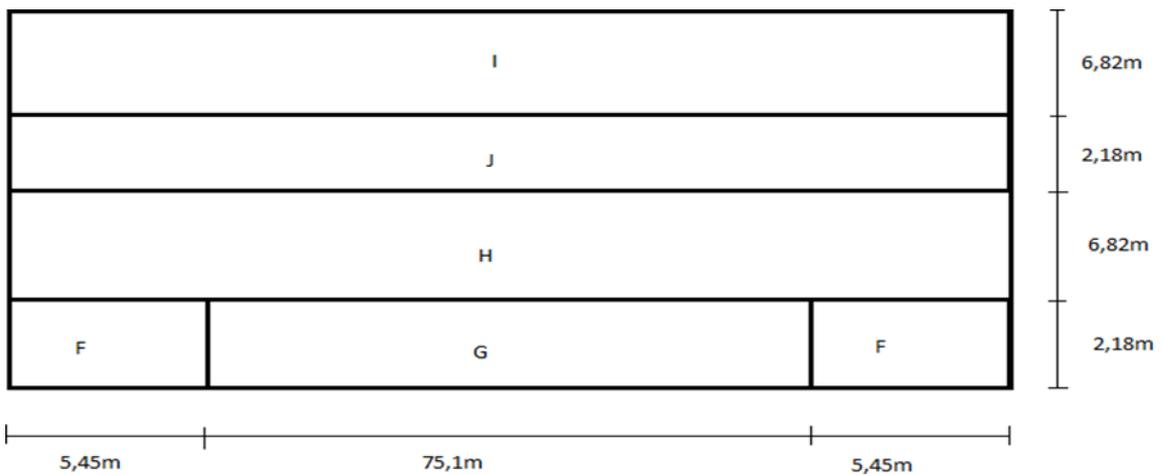
**Figure 3.6-** Zones du vent sur les parois verticales (V2,V4)

Toutes les surfaces sont supérieures à 10 m<sup>2</sup> → C<sub>pe</sub> = C<sub>pe10</sub>  
 On obtient les valeurs suivantes :

**Tableau 3.3 :** Valeurs de C<sub>pe</sub> dans les parois verticales (V2,V4).

	Parois Verticales		Parois au vent	Parois sous le vent
zone	A	B	D	E
C <sub>pe10</sub>	-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

• **Toiture :**



**Figure 3.7 :** Zones du vent sur la toiture (V2,V4).

les valeurs de C<sub>pe</sub> sont déterminées par une interpolation entre les deux valeurs de même signe  
 $\alpha = 5^\circ$  et  $\alpha = 15^\circ$

**Tableau 3.4** : Valeurs de Cpe dans la toiture (V2,V4)

	F	G	H	I	J
Cpe+↑	0.0142	0.0142	0.0142	0	0.1858
Cpe-↓	-1.6432	-1,1716	-0.5787	-0.5858	-0.6284

8) Détermination des coefficients de pression intérieure Cpi :

- Vérification de la condition pour que le bâtiment possède une Face dominante

❖ **Surface des ouvertures :**

$$S_{\text{longpan1}} = 99,845 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{long pan2}} = 3,6 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{pignon1}} = 24,06 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{pignon2}} = 0 \text{ m}^2$$

$$S1 + S2 = 24,06 + 3,6 = 27,66 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{longpan1}} > 3 \times (S1 + S2 + S3)$$

Donc la face du long pan 1 est une face dominante.

On prend  $C_{pi} = 0,9 C_{pe}$

Où :  $C_{pe}$  est la valeur du coefficient de pression extérieure au niveau des ouvertures de la face dominante.

Détermination des pressions aérodynamique due au vent :

- Suivant V1:  $C_{pi} = -0,518$

**Tableau 3.5** : Les charges de direction du vent V1.

		$\Theta=90^\circ$ (direction du vent V1)						
		ZONE	Cd	qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Wj(N/m <sup>2</sup> )
PAROIS VERTICALES	A	1	658,5	-1	-0,518	-0,482	-317,397	
	B	1	658,5	-0,8	-0,518	-0,282	-185,697	
	C	1	658,5	-0,5	-0,518	0,018	11,853	
	D	1	658,5	0,8	-0,518	1,318	867,903	
	E	1	658,5	-0,3	-0,518	0,218	143,553	
	F	1	658,5	-1,6343	-0,518	-1,116	-734,886	

TOITURE	G	1	658,5	-1,17	-0,518	-0,652	-429,342
	H	1	658,5	-0,6929	-0,518	-0,175	-115,237
	I	1	658,5	-0,5142	-0,518	0,0038	2,502

- Suivant V3:  $C_{pi} = - 0,5373$

**Tableau 3.6 :** Les charges de direction du vent V3.

		$\Theta=90^\circ$ (direction du vent V3)						
		ZONE	Cd	qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Wj(N/m <sup>2</sup> )
PAROIS VERTICALES	A	1	658,5	-1	-0,5373	-0,4627	-304,688	
	B	1	658,5	-0,8	-0,5373	-0,2627	-172,988	
	C	1	658,5	-0,5	-0,5373	0,0373	24,562	
	D	1	658,5	0,8	-0,5373	1,3373	880,612	
	E	1	658,5	-0,3	-0,5373	0,2373	156,262	
TOITURE	F	1	658,5	-1,6343	-0,5373	-1,097	-722,374	
	G	1	658,5	-1,17	-0,5373	-0,6327	-416,633	
	H	1	658,5	-0,6929	-0,5373	-0,1556	-102,463	
	I	1	658,5	-0,5142	-0,5373	0,0231	15,211	

- Suivant V2:  $C_{pi} = - 0,27$  (  $C_{pe} +$  )

**Tableau 3.7 :** Les charges de direction du vent V2 (  $C_{pe} +$  ).

		$\Theta=0^\circ$ (direction du vent V2) $C_{pe} +$						
		ZONE	Cd	qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Wj(N/m <sup>2</sup> )
PAROIS VERTICALES	A	1	658,5	-1	-0,27	-0,73	-480,71	
	B	1	658,5	-0,8	-0,27	-0,53	-349,01	
	D	1	658,5	0,8	-0,27	1,07	704,60	
	E	1	658,5	-0,3	-0,27	-0,03	-19,76	
	F	1	658,5	0,0142	-0,27	0,284	187,01	
	G	1	658,5	0,0142	-0,27	0,284	187,01	

TOITURE	H	1	658,5	0,0142	-0,27	0,284	187,01
	I	1	658,5	0	-0,27	0,27	177,80
	J	1	658,5	0,1858	-0,27	0,4558	300,14

- Suivant V2:  $C_{pi} = -0,27$  (  $C_{pe} -$  )

**Tableau 3.8 :** Les charges de direction du vent V2 (  $C_{pe} -$  ).

		$\Theta=0^\circ$ (direction du vent V2) $C_{pe} -$						
		ZONE	$C_d$	$q_{dyn}(N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$
PAROIS VERTICALES	A	1	658,5	-1	-0,27	-0,73	-480,71	
	B	1	658,5	-0,8	-0,27	-0,53	-349,01	
	D	1	658,5	0,8	-0,27	1,07	704,60	
	E	1	658,5	-0,3	-0,27	-0,03	-19,76	
TOITURE	F	1	658,5	-1,643	-0,27	-1,373	-904,25	
	G	1	658,5	-1,17	-0,27	-0,902	-593,70	
	H	1	658,5	-0,579	-0,27	-0,309	-203,28	
	I	1	658,5	-0,5858	-0,27	-0,3158	-207,95	
	J	1	658,5	-0,6284	-0,27	-0,3584	-236,01	

- Suivant V4:  $C_{pi} = 0,72$  (  $C_{pe} +$  )

**Tableau 3.9 :** Les charges de direction du vent V4 (  $C_{pe} +$  ).

		$\Theta=0^\circ$ (direction du vent V4) $C_{pe} +$						
		ZONE	$C_d$	$q_{dyn}(N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$
PAROIS VERTICALES	A	1	658,5	-1	0,72	-1,72	-1132,62	
	B	1	658,5	-0,8	0,72	-1,52	-1000,92	
	D	1	658,5	0,8	0,72	0,08	52,68	
	E	1	658,5	-0,3	0,72	-1,02	-671,67	
TOITURE	F	1	658,5	0,0142	0,72	-0,706	-464,90	
	G	1	658,5	0,0142	0,72	-0,706	-464,90	
	H	1	658,5	0,0142	0,72	-0,706	-464,90	

	I	1	658,5	0	0,72	-0,72	-474,12
	J	1	658,5	0,1858	0,72	-0,534	-351,64

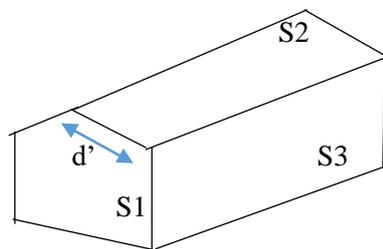
- Suivant V4:  $C_{pi} = 0.72$  ( Cpe - )

**Tableau 3.10** : Les charges de direction du vent V4 ( Cpe - ).

		$\Theta=0^\circ$ (direction du vent V4) Cpe -						
		ZONE	Cd	qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Wj(N/m <sup>2</sup> )
PAROIS VERTICALES	A	1	658,5	-1	0,72	-1,72	-1132,62	
	B	1	658,5	-0,8	0,72	-1,52	-1000,92	
	D	1	658,5	0,8	0,72	0,08	52,68	
	E	1	658,5	-0,3	0,72	-1,02	-671,67	
TOITURE	F	1	658,5	-1,643	0,72	-2,363	-1556,03	
	G	1	658,5	-1,17	0,72	-1,892	-1245,88	
	H	1	658,5	-0,579	0,72	-1,299	-855,39	
	I	1	658,5	-0,5858	0,72	-1,306	-860,00	
	J	1	658,5	-0,6284	0,72	-1,348	-887,66	

9) Calcul de l'effet du frottement :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés, lorsque l'aire totale de toute les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent



S1 et S2 ‘surfaces parallèles au vent’  
 S3 ‘surfaces perpendiculaires au vent’  
 S1Frottements négligeables si :  $S_2+S_1 \leq 4S_3$

**Figure 3.8:** Présentation des surfaces parallèles et perpendiculaires au vent.

a) Vent parallèle a la génératrice

$$S_{//} = 2(S_1+S_2) = 2[(86 * 10)+ (86*\sqrt{(9^2+0.9^2)})] = 2(86*10+ 86*9.045) = 3275,74 \text{ m}^2$$

$$S_{\perp} = 2S_3 = 10 \times 18 + 2(0,9 \times 9/2) = 376,2 \text{ m}^2$$

$$4 S_{\perp} = 4 \times 376,2 = 1504,8 \text{ m}^2 < S_{//} = 3275,74 \text{ m}^2 \rightarrow 4 \times S_{\perp} < S_{//}$$

Donc le frottement n'est pas négligée pour cette direction du vent

b) Vent perpendiculaire a la génératrice

$$S_{//} = 2S_3 = 376.2 \text{ m}^2$$

$$S_{\perp} = 2 (S_1 + S_2) = 3275.74 \text{ m}^2$$

$$4 \times S_{\perp} = 4 \times 3275.74 > S_{//} = 376.2 \text{ m}^2 \rightarrow 4 \times S_{\perp} > S_{//}$$

Donc le frottement est négligé pour cette direction du vent.

$$\mathbf{Ffr} = \mathbf{Cfr} \times \mathbf{qp(Ze)} \times \mathbf{Afr}$$

$$Cfr = 0,01 \quad qp(Ze) = 658.5 \text{ N/m}^2$$

Parois verticales :

$$Afr = d \times h = 860 \text{ m}^2$$

$$Ffr = Cfr * qp(Ze) * Afr = 0.01 * 658.5 * 860 = 5663.1 \text{ N}$$

Toiture :

$$Afr = d' \times d = 9.045 * 86 = 1555,74 \text{ m}^2$$

$$Ffr = Cfr * qp(Ze) * Afr = 0.01 * 777.87 * 658.5 = 5122.27 \text{ N}$$

### Conclusion :

L'étude climatique nous a permis de déterminer l'effet du vent sur toutes les directions de notre bâtiment, ainsi que celui de la neige, afin de pouvoir les prendre en considération dans les dimensionnements des différentes éléments de la structure avec le cas le plus défavorable pour être plus en sécurité

**CHAPITRE 4**  
**ELEMENTS SECONDAIRES**

---

**4.1- CALCUL DES PANNES DE TOITURE :**

Les pannes sont des éléments qui ont pour rôle de supporter la couverture, elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage dans le plan des versants à l'aide des pièces en équerre appelées échantignoles.

Elles sont calculées pour pouvoir résister au poids propre de la couverture ainsi que leurs poids propre et aux surcharges variables (neige, vent, surcharge d'entretien) et les transmettent aux éléments structuraux qui les transmettent à leurs tours aux fondations.

**4.2- CALCUL ET VERIFICATION DES PANNES :**

La disposition des pannes de toiture est schématisée sur la figure ci- dessous :

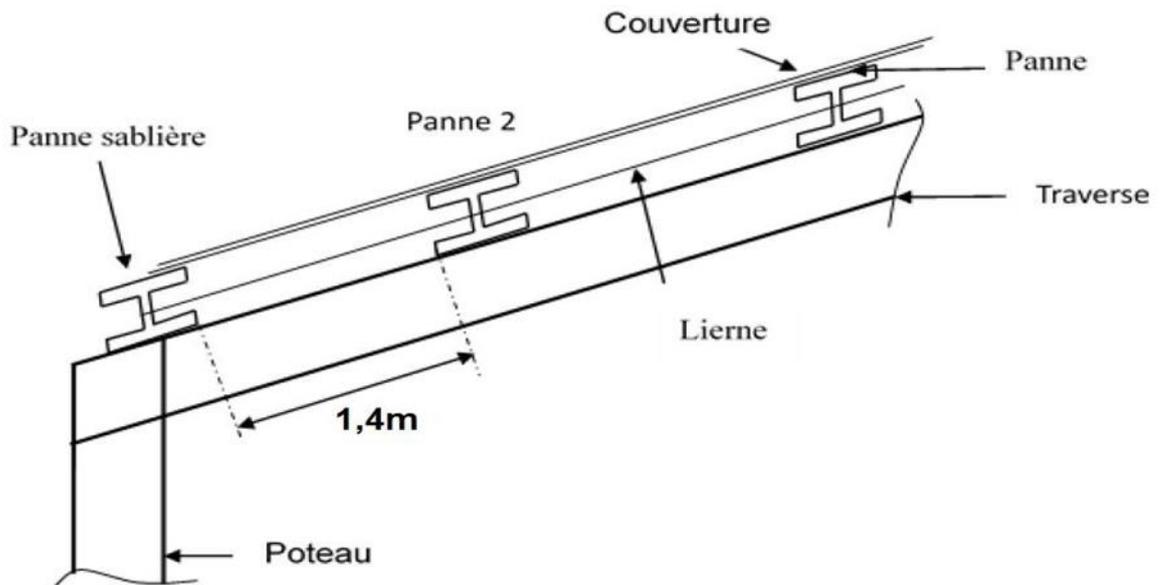


Figure 4.1 : disposition des pannes dans la toiture.

**4.2.1-PRE DIMENSIONNEMENT :**

Suivant la panne la plus sollicitée, on détermine le profilé correspondant qui sera utilisé par la suite pour toute la toiture.

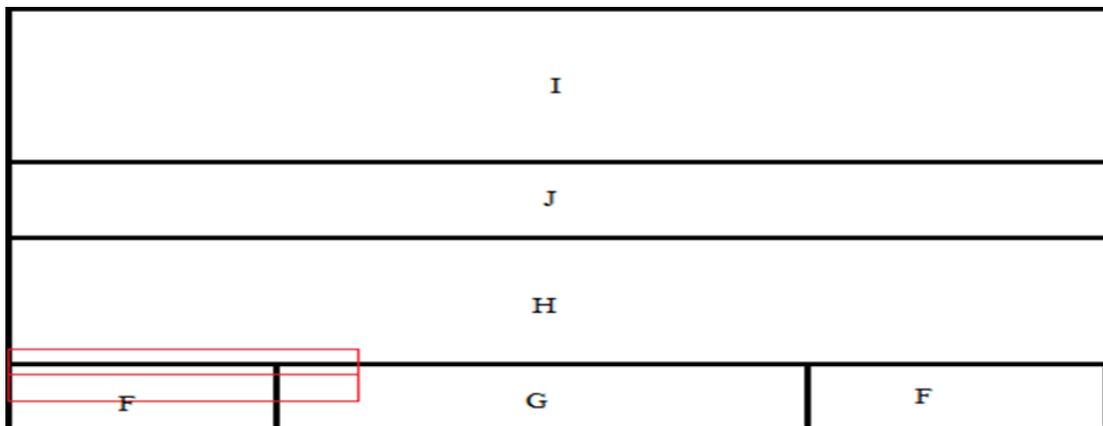
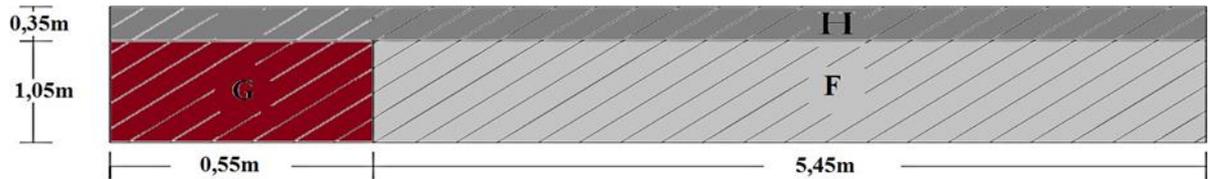


Figure 4.2 : La panne la plus sollicitée suivant la direction du vent V4.



Calcul de l'action du vent sur une panne :

$$q = C_d \times q_{dyn} \times C_{pe} - C_{pi} \times b$$

b : largeur chargée revenant à une panne.

La panne la plus sollicitée est chargée de F,G et H, pour un vent de direction V4.

La surface offerte à la panne est :

$$S = L * d = 6 * 1,4 = 8,4 \text{ m}^2$$

Avec : **Cd=1** (élément secondaire).

**Zone F :**

$$S_f = L_f * d_f = 5,45 * 1,05 = 5,7225 \text{ m}^2$$

$$1 \text{ m}^2 < S_f = 5,7225 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } C_{pe} = C_{pe_1} + (C_{pe_{10}} - C_{pe_1}) * \log_{10}(S)$$

$$C_{pe_{10}} = -1,6432 \quad C_{pe_1} = -2,4645$$

$$C_{pe} = -2,4645 + (-1,6432 + 2,4645) * \log_{10}(5,7225) = -1,84$$

$$C_{pi} = +0,72$$

$$q_f = -1688,45 \text{ N/m}^2$$

**Zone g :**

$$S_g = L_g * d_g = 0,55 * 1,05 = 0,5775 \text{ m}^2$$

$$S_g = 0,5775 \text{ m}^2 < 1 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } C_{pe} = C_{pe_1}$$

$$C_{pe_1} = -1,964$$

$$C_{pe} = -1,964$$

$$C_{pi} = +0,72$$

$$q_g = -1770,23 \text{ N/m}^2$$

**Zone H :**

$$S_H = L_H * d_H = 6 * 0,35 = 2,1 \text{ m}^2$$

$$1 \text{ m}^2 < S_H = 2,1 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } C_{pe} = C_{pe_1} + (C_{pe_{10}} - C_{pe_1}) * \log_{10}(S)$$

$C_{pe_{10}} = -0.579$        $C_{pe_1} = -1.136$   
 $C_{pe} = -1.136 + (-0.579 + 1.136) * \log_{10}(2.1) = 0.956$   
 $C_{pi} = +0.72$

$q_h = -1103.65 \text{ N/m}^2$

On prendra la moyenne de F,G et H sur toute la longueur:

$$q = \frac{qF \times Sf + qG \times SG + qH \times SH}{L}$$

$$q = \frac{-1688.45 \times 5.7225 - 1770.23 \times 0.5775 - 1103.65 \times 2.1}{6} = -2167.02 \text{ N/ml} = -216.702 \text{ dan/ml}$$

**Tableau 4.1-** Valeurs de l’action de vent sur une panne.

zones	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	q (N/m²)
F	-1,84	0,72	-2,56	-1688,45
G	-1,964	0,72	-2,684	-1770,23
H	-0,956	0,72	-1,676	-1103,65

**4.2.2-DETERMINATION DU PROFILE :**

La détermination du profilé est basée sur la condition de limitation de la flèche :

$$\delta_2 \leq \frac{L}{250}$$

$$\delta_2 \leq \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$\delta_2 \leq 24 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 5 * q * L^4 / 384 * E * I_y \leq 24 \text{ mm}$$

$$24 \text{ mm} \geq 5 * q * L^4 / 384 * E * I_y$$

$$I_y \geq 5 * 2.16702 * 6000^4 / 384 * 2.1 * 10^5$$

$$I_y \geq 725.56 * 10^4 \text{ mm}^4 = 725.56 \text{ cm}^4$$

Au choix : **IPE 160**

**Caractéristiques de l’IPE160 :**

Profilée	Poids	Section											
IPE	G	A	h	b	tw	tf	r	Iy	Wply	Wplz	Iz	iy	iz
	Kg/m	Cm²	mm	mm	mm	mm	mm	cm⁴	Cm³	Cm³	Cm⁴	cm	cm
160	15,8	20,1	160	82	5	7,4	9	869,3	123,9	26,1	68,3	6,58	1,84

**4.2.3. - VERIFICATION :**

**4.2.3.1- DETERMINATION DES CHARGES :**

Les différentes charges appliquées sont:

- **Charge permanente :**

$g_1$  : poids propre de l'IPE160=15,8 daN/ml

$g_2$  : poids de la couverture TL75 (15,2 daN/m<sup>2</sup>)

=15,2×1,4=21,28daN/ml

$G=g_1+g_2=15.8 + 21.28 =37,08$  daN/ml

$G_y = G * \sin 5,711^\circ = 37.08 * \sin 5.711^\circ = 3,$  daN/m

$G_z = G * \cos 5,711^\circ = 37.08 * \cos 5.711^\circ = 36,$  daN/ml

- **Charge d'exploitation: IPE160**

(d'après l'article 7.3.1 du DTR BC 2.2)

$Q=100$  daNα =5.711°

$Q_y = Q * \sin 5,711^\circ = 100 * \sin 5.711^\circ = 9,95$  daN

$Q_z = Q * \cos 5,711^\circ = 100 * \cos 5.711^\circ = 99,5$  daN

- **Charges climatiques :**

**1- La neige :**

$S=0.192 * 1,4=0.269$  Kn/m = **26.9 dan/m**

$S_y = S * \sin 5.711^\circ = 26,9 * \sin 5.711^\circ = 2,68$  dan /m

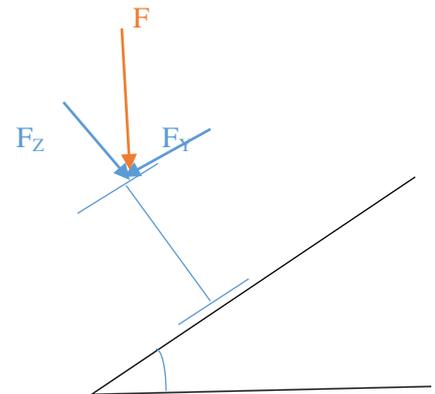
$S_z = S * \cos 5.711^\circ = 26,9 * \cos 5.711^\circ = 26,77$  dan/m

**2- Le vent :**

$W_- = -216.702$  dan/ml       $w_+ = 0$  dan/ml

$W_{-y} = 0$  dan /m       $W_{+y}=0$  dan/m

$W_{-z} = -216.702$  dan /m       $W_{+z} = 0$  dan/m

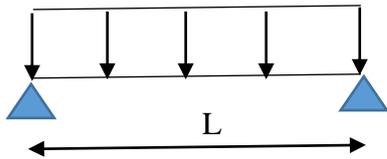


**4.2.3.2- CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT , MOMENT MAX ET LA FLECHE :**

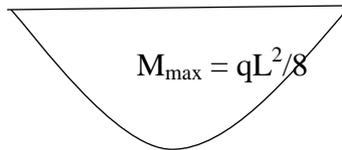
- Flexion suivant y :

charge réparties :

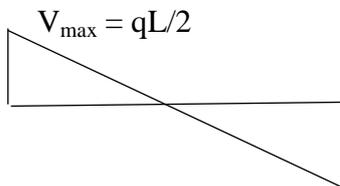
q



Moment : M

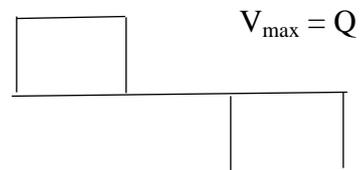
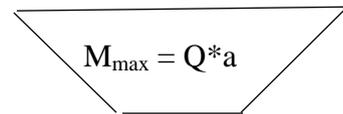
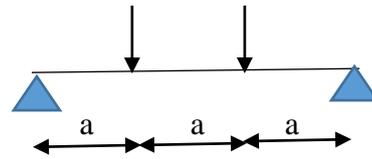


Effort tranchant : V



charge concentrées :

Q Q

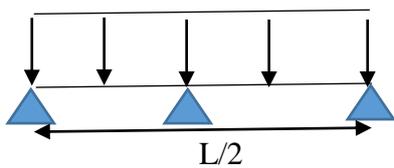


Figurer 4.3- Schéma de calcul des efforts internes et de la flèche pour l'axe de flexion y-y.

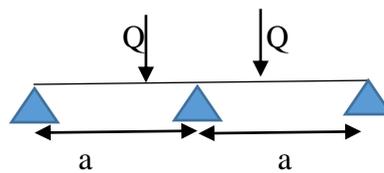
- Flexion suivant z :

charge réparties :

q



charge concentrées :



**Moment : M**



**Effort tranchant : V**



**Figure 4.4-** Schéma de calcul des efforts internes et de la flèche pour l’axe de flexion z-z

**La fléché**

$$\delta_{\max} = 5 \cdot q \cdot L^4 / 384 \cdot E \cdot I_y$$

$$\delta_{\max} = Q \cdot a \cdot (3L^2 - 4a^2) / 24 \cdot E \cdot I$$

**On obtient alors les résultats donnés dans le tableau suivant :**

- Les charges parallèles à y-y donnent une flexion suivant z. (Mz, Vz et  $\delta z$ )
- Les charges parallèles à z-z donnent une flexion suivant y. (My, Vy et  $\delta y$ )

**Tableau 4.2-** Valeurs de M,V et la flèche.

AXE	NATURE	VALEUR	M (daN.m)	V (daN)	$\delta$ (cm)
Z-Z	Gz	36,89	166,01	110,67	0,341
	Sz	26,77	120,47	80,31	0,25
	Wz-	-216,702	-975,42	-650,11	-2,003
	Wz+	0	0	0	0
	Qz	99,5	199	99,5	0,92
Y-Y	Gy	3,69	16,61	11,07	0
	Sy	2,68	12,06	8,04	0
	Wy-	0	0	0	0
	Wy+	0	0	0	0
	Qy	9,95	-19,9	9,95	0

**4.2.3.3- VERIFICATION DE LA FLECHE :**

$$\delta_{max} \leq \frac{L}{200} = \frac{6000}{200} = 3\text{cm}$$

$$\text{Avec : } \delta_{max} = \sqrt{(\delta y^2 + \delta z^2)}$$

**G+S :**

$$\delta y = 0.341 + 0.192 = 0,533 \text{ cm}$$

$$\delta z = 0 \text{ (PRESENCE DE LIERNES)}$$

$$\delta_{max} = \sqrt{(\delta y^2 + \delta z^2)} = \sqrt{(0.533^2 + 0^2)} = 0.533 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

**G+Q :**

$$\delta y = 0.341 + 0.92 = 1,261 \text{ cm}$$

$$\delta z = 0 \text{ (PRESENCE DE LIERNES)}$$

$$\delta_{max} = \sqrt{(\delta y^2 + \delta z^2)} = \sqrt{(1.261^2 + 0^2)} = 1.261 \text{ cm} < 3\text{cm}$$

**G+W - :**

$$\delta y = 0.341 - 2.003 = -1.662\text{cm}$$

$$\delta z = 0 \text{ (PRESENCE DE LIERNES)}$$

$$\delta_{max} = \sqrt{(\delta y^2 + \delta z^2)} = \sqrt{((-1.662)^2 + 0^2)} = 1.662 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

**4.2.3.4- VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :****Suivant y :**

$$A_{vy} = A - 2 b * t_f + (t_w + 2r) * t_f = 2010 - 2 * 82 * 7.4 + 7.4(5 + 2(9)) = 966.6 \text{ mm}^2 = 9,666 \text{ cm}^2$$

$$V_{plyRd} = \frac{A_{vy} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{966.6 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 11922.33 \text{ dan}$$

$$V_{ysd} = V_{Gy} + 1,5V_{wy-}$$

$$= 110.7 + 1.5(-650.28) = -864.72 \text{ dan} < V_{plyRd} / 2 = 11922.33 / 2 = 5961.17 \text{ dan}$$

→effort tranchant est vérifiée

**Suivant z :**

$$A_{vz} = 2 b t_f = 2 * 82 * 7.4 = 1213.6 \text{ mm}^2 = 12,136 \text{ cm}^2$$

$$V_{plzRd} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{1213.6 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 14968.91 \text{ dan}$$

$$V_{Zsd} = V_{Gz} + 1,5V_{wz-} = 11.07 + 0 = 11.07 \text{ dan} < V_{plzRd} / 2 = 14968.91 / 2 = 7484.46 \text{ dan}$$

→effort tranchant est vérifiée

L'effort tranchant est vérifié et n'a pas d'influence sur la résistance au moment fléchissant.

**4.2.3.5- VERIFICATION DU MOMENT FLECHISSANT :**

L'IPE160 est de classe I en flexion, On doit vérifier :

$$\frac{M_{ySD}}{W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_{m0}}} + \frac{M_{zSD}}{W_{plz} \times \frac{F_y}{\gamma_{m0}}} \leq 1$$

$$M_{ySD} = MG + 1,5 MW = 166.01 + 1.5 (-975.42) = -1297.12 \text{ dan}\cdot\text{m}$$

$$M_{zSD} = MG + 1,5 MW = 16.61 + 1.5(0) = 16.61 \text{ dan}\cdot\text{m}$$

→ **La pièce est vérifiée au moment fléchissant.**

**4.2.3.6- STABILITE AU DEVERSEMENT :**

Il faut que :

$$\frac{M_{ySD}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_{m0}}} + \frac{M_{zSD}}{W_{plz} \times \frac{F_y}{\gamma_{m0}}} \leq 1$$

$$\lambda_{LT} = K \cdot L \left( \frac{W_{ply}^2}{I_z \cdot I_w} \right)^{0.25} / \sqrt{C_1 \{ [K^2 + (K \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t / \pi^2 \cdot E \cdot I_w] + (C_2 \cdot Z_g)^2 \cdot I_z / I_w \}^{0.5} - C_2 \cdot Z_g [I_z / I_w]^{0.5} }^{0.5}$$

Avec :

$$Z_g = -h/2 = -160/2 = -80 \text{ mm} = -8 \text{ cm} ; L_{fy} = 600 \text{ cm} ; K = 0,5 ; C_1 = 0,972 ;$$

$$C_2 = 0,30 ;$$

$$I_z = 68,3 \text{ cm}^4 ; I_t = 3,53 \text{ cm}^4 ; W_{ply} = 123,9 \text{ cm}^3 ; W_{plz} = 26,1 \text{ cm}^3 ; I_w = 3,96 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$$

$$\lambda_{LT} = K \cdot L \left( \frac{W_{ply}^2}{I_z \cdot I_w} \right)^{0.25} / \sqrt{C_1 \{ [K^2 + (K \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t / \pi^2 \cdot E \cdot I_w] + (C_2 \cdot Z_g)^2 \cdot I_z / I_w \}^{0.5} - C_2 \cdot Z_g [I_z / I_w]^{0.5} }^{0.5}$$

$$\lambda_{LT} = 100,43$$

$$\text{Avec : } F_y = 235 \text{ Mpa} \rightarrow \varepsilon = \sqrt{(235 / F_y)} = \sqrt{(235 / 235)} = 1$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\varepsilon} \cdot \sqrt{\beta_w}$$

$$\text{Avec : } \beta_w = 1$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{100,43}{93,9 \times 1} \times \sqrt{1} = 1,07$$

Profilée Laminée

$$\text{Donc : } \alpha = 0,21$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 [1 + 0,21 (1,07 - 0,2) + 1,07^2] = 1,17$$

$$X_{LT} = 1 / (\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}) = 1 / (1,17 + \sqrt{(1,17^2 - 1,07^2)}) = 0,61$$

$$M_{ySD} = 1297,12 \text{ dan}\cdot\text{m}$$

$$M_{zSD} = 16,61 \text{ dan}\cdot\text{m}$$

$$\frac{1297.12 \times 10^4}{0.61 \times 123.9 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{16.61 \times 10^4}{26.1 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} = 0.833 \leq 1$$

La pièce est stable vis-à-vis du déversement

On adoptera l’IPE160 comme profilé pour les pannes

**4.3- LES LIERNES DES PANNES :**

**4.3.1- INTRODUCTION :**

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières.

A son chargement, la panne est soumise à des forces perpendiculaires à son âme qui lui sont particulièrement préjudiciables et conduisent à des profilés de panne importants.

Pour parer à ce cas, la solution consiste à réduire la portée transversale des pannes en les reliant entre elles par des liernes situées à mi- portée ou aux tiers de la portée, donc en phase d’exploitation du bâtiment, les liernes apportent aux pannes un maintien latéral compte tenu de la faible inertie transversale des profils de pannes.

**4.3.2- PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT :**

Le calcul des liernes est basé sur la condition de résistance de l’effort de traction tel que :

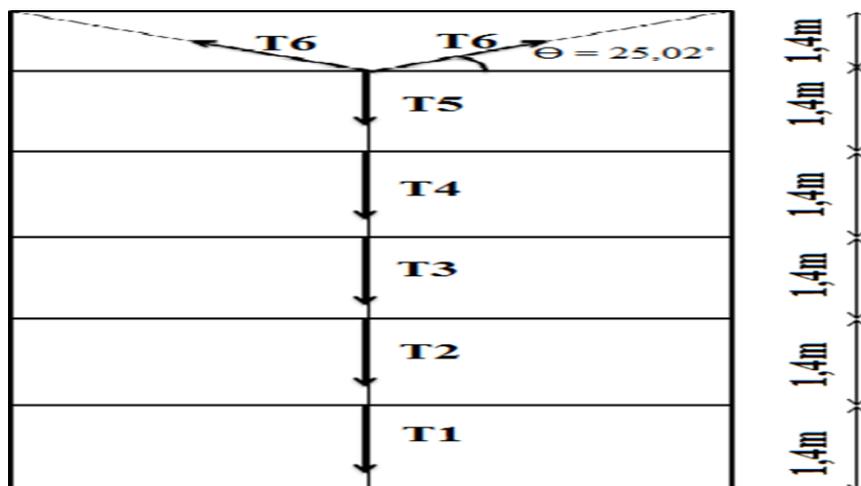
$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \frac{A_s \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

As : La section de la partie filetée du lierne. → As=0,75A

A : La section du lierne. → A =π \*D<sup>2</sup> / 4

D : Diamètre du lierne.

N<sub>tsd</sub> : Effort de traction appliqué sur le lierne la plus sollicité, On le détermine par l’accumulation des efforts qui sont les reactions à mi-travée de chaque panne



**Figure 4.5 :** Répartition des efforts dans les liernes et les bretelles des pannes

**4.3.3- DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :**

Les pannes appliquent aux liernes un effort normal du aux projections des charges permanentes, d'exploitation et des surcharges climatiques de la neige.

Distance entre les pannes = **1,4m**

$$G = g_1 + g_2$$

$g_1$ : poids propre de l' IPE 160;  $g_1 = 15,8$  daN/ml

$g_2 = 15,2 \times 1,4 = 21,28$  daN/ml ; Avec  $g_2$  : la charge de couverture  $15,2$  daN/m<sup>2</sup>

$$G = g_1 + g_2 = 15,8 + 21,28 = 37,08 \text{ daN/m}$$

$$G_y = G \cdot \sin \alpha = 37,08 \cdot \sin 5,711^\circ = 3,69 \text{ daN / m}$$

$$S = 19,2 \cdot 1,4 = 26,88 \text{ daN/m}$$

$$S_y = S \cdot \sin \alpha = 26,88 \cdot \sin 5,711^\circ = 2,67 \text{ daN / m}$$

$$Q_{SD} = 1,35 Q_{GY} + 1,5 Q_{SY} = 1,35(3,69) + 1,5 ( 2,67) = 8,99 \text{ daN/m}$$

$$R = 1,25 \cdot Q_{SD} \cdot L / 2 = 1,25 \cdot 8,99 \cdot 3 = 33,71 \text{ daN}$$

$$T_5 = 5R = 5 \cdot 33,71 = 168,55 \text{ daN}$$

$$N_{tsd} = \frac{R_{tot}}{2 \sin \theta} = \frac{168,55}{2 \sin 25,02^\circ} = 199,26 \text{ daN}$$

$$N_{tsd} \leq \frac{F_y \times A_s}{\gamma m_0} = \frac{F_y \times 0,75 \times \pi \times d^2}{4 \times \gamma m_0}$$

$$D^2 \geq \frac{4 \times N_{tsd} \times \gamma m_0}{0,75 \times F_y \times \pi} = \frac{4 \times 199,26 \times 1,1}{0,75 \times 235 \times 3,14} = 15,83 \text{ mm}^2$$

$$D \geq 3,98 \text{ mm}$$

On prend  $D = 10 \text{ mm}$

Les liernes et les bretelles sont de 10 mm de diamètre.

**4.4- LES LISSES DE BARDAGE :**

Les lisses sont des profilés en I ou U disposés horizontalement le long du long pan et du pignon. Elles sont destinées à la fixation du bardage et au support de la maçonnerie. Les lisses reposent sur les potelets en leurs transmettent ainsi les efforts auxquels elles sont soumises.

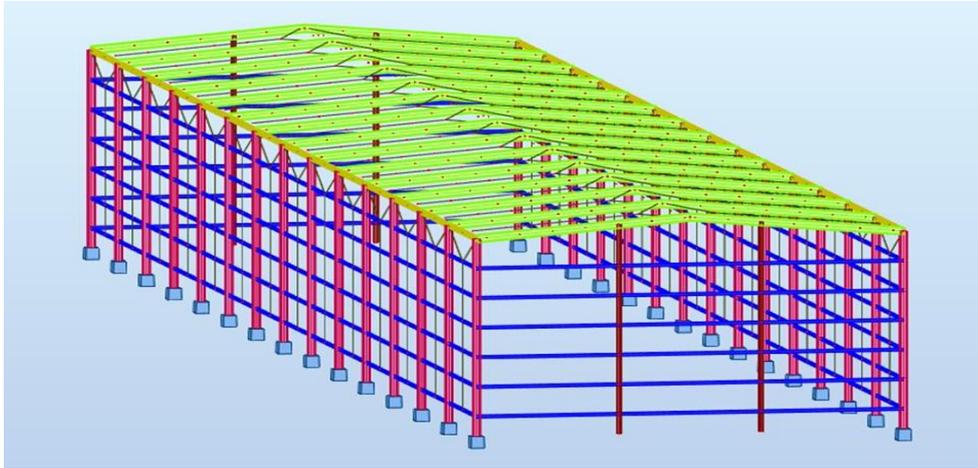


Figure 4.6 : Représentation des lisses de bardage dans la structure.

**4.4.1- PRE DIMENSIONNEMENT :**

Le dimensionnement des lisses sera basé sur la condition de limitation de la flèche  $\delta_2$

$$\delta_2 = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{250}$$

Avec : **q**: Charge reprise par à la lisse la plus sollicitée.

pour les lisses, des u ap seront choisis.

**4.4.2-CALCUL ET VERIFICATION :**

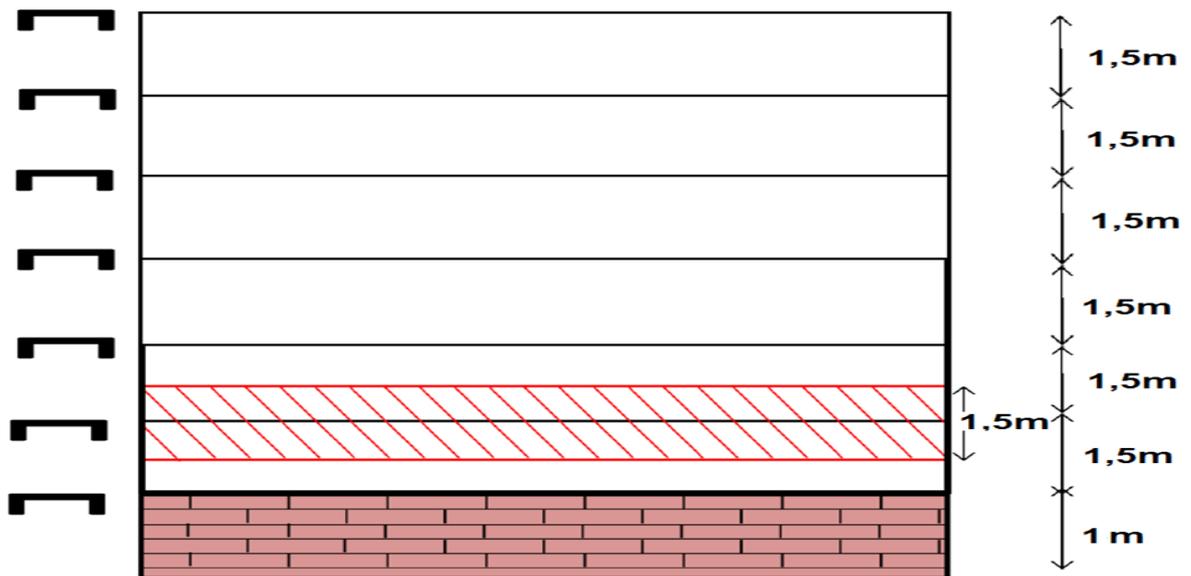


Figure 4.7- La zone d'influence dans la lisse la plus sollicitée

L'action du vent la plus défavorable sur les lisses, est donnée par la direction de vent V4 et pour une lisse située sur le pignon dans les zones de vent A et B.

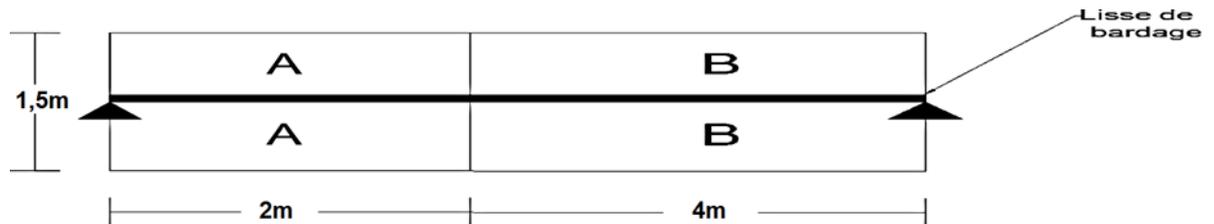
Calcul de l'action du vent sur une lisse :

$$q = C_d * q_{dyn} * (C_{pe} - C_{pi}) * b$$

$b$  = largeur chargée revenant à une lisse.

$$S = 6 \cdot 1,5 = 9 \text{ m}^2$$

Avec :  $C_d = 1$  (élément secondaire)



**Zone A :**

$$S_A = d_A * L_A = 1,5 * 2 = 3 \text{ m}^2 \quad \text{donc } 1 \text{ m}^2 < S_A = 3 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) * \text{Log}_{10}(S)$$

$$C_{pe1} = -1,3 ; C_{pe10} = -1$$

$$C_{pe} = -1,3 + (-1 + 1,3) \cdot \log_{10}(3) = -1,16$$

$$\text{Pour : } C_{pi} = 0,72 \text{ et } b = 1,5 \text{ m} \rightarrow q_A = C_d * q_{dyn} * (C_{pe} - C_{pi}) * b$$

$$q = 1 * 658,5 * (-1,16 - 0,72) * 1,5 = -1856,97 \text{ N/m}$$

**Zone B :**

$$S_B = d_B * L_B = 1,5 * 4 = 6 \text{ m}^2 \quad \text{donc } 1 \text{ m}^2 < S_B = 6 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

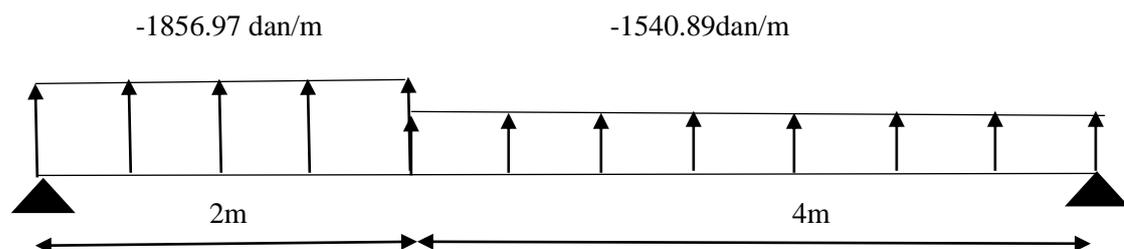
$$\text{Donc : } C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) * \text{Log}_{10}(S)$$

$$C_{pe1} = -1 ; C_{pe10} = -0,8$$

$$C_{pe} = -1 + (-0,8 + 1) * \log_{10}(6) = -0,84$$

$$\text{Pour : } C_{pi} = 0,72 \text{ et } b = 1,5 \text{ m} \rightarrow q_B = C_d * q_{dyn} * (C_{pe} - C_{pi}) * b$$

$$q = 1 * 658,5 * (-0,84 - 0,72) * 1,5 = -1540,89 \text{ N/m}$$



**Figure 4.8 :** schéma statique de la lisse la plus sollicitée.

On prendra la moyenne de (A+B) sur toute la longueur:

$$q = \frac{qA \times LA + qB \times LB}{L} = \frac{-1856.97 \times 2 - 1540.89 \times 4}{6} = -1646.25 \text{ N/m} = -1.646 \text{ N/mm}$$

**4.4.3.1-DETERMINATION DU PROFILE :**

La détermination du profilé est basée sur la condition de limitation de la flèche :

$$\delta_2 \leq \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq 24 \text{ mm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times L^4}{24 \times 384 \times E} = \frac{5 \times 1.646 \times 6000^4}{24 \times 384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I_y \geq 5511.99 * 10^4 \text{ mm}^4 = 551.2 \text{ cm}^4$$

On prend : **UPN 160**

**4.4.3.2-VERIFICATION :**

**Caractéristiques de l'UPN 160 :**

Profilée	Poids	Section							
UPN	G Kg/m	A Cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	Iy Cm <sup>4</sup>	Iz Cm <sup>4</sup>
160	18,8	24	160	65	7,5	10,5	10,5	925	85,3

$$q_w = q = -1646.25 \text{ N/m} = -1.646 \text{ N/mm} = 1.646 \text{ N/mm}$$

$$g_1 : \text{ poids propre de l'UPN 160 : } g = 18,8 \text{ daN/ml} = 0.188 \text{ N/mm}$$

$$g_2 : \text{ poids de la couverture LL35 (13,09 daN/m}^2) = 13,09 \times 10^{-4} * 1.5 = 0.196 \text{ N/mm}^2$$

$$G = g_1 + g_2 = 0.188 + 0.196 = 0.384 \text{ daN/ml}$$

**4.4.3.2.1-VERIFICATION DE LA FLECHE :**

$$\delta_{\text{max}} \leq \frac{L}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$$

Avec :

$$\delta_{\text{max}} = \sqrt{\delta_y^2 + \delta_z^2}$$

$$\delta_{y_{q_w}} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.646 \times 6000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 925 \times 10^4} = 14,3 \text{ mm} = 14,3 \text{ cm}$$

$$\delta_{zG} = 0 \text{ (présence des liernes )}$$

$$\delta_{\text{max}} = \sqrt{\delta_y^2 + \delta_z^2} = \sqrt{1.66^2 + 0^2} = 1.66 \text{ cm} \leq 3 \text{ cm}$$

la flèche est vérifiée

**4.4.3.2.2- VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :****SUIVANT Y :**

$$V_{ysd \max} = 1,5 V_{qw} = 1,5 \left( \frac{qw \cdot L}{2} \right) = 1,5 \left( \frac{1,646 \times 6}{2} \right) = 7407 \text{ N}$$

$$A_{vy} = A - 2 b \cdot tf + (tw + r) \cdot tf = 2400 - 2 (65 \cdot 10,5) + (7,5 + 10,5) \cdot 10,5 = 1224 \text{ mm}^2$$

$$V_{plyRd} = \frac{A_{vy} \cdot F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{1224 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 150971,85 \text{ N}$$

$$V_{ysd \max} = 7407 \text{ N} \leq \frac{V_{plyRd}}{2} = 75485,93 \text{ N}$$

**SUIVANT Z :**

$$V_{zsd \max} = 1,5 V_G = 1,5 \left( \frac{G \cdot L}{2} \right) = 1,5 \left( \frac{0,384 \times 6}{2} \right) = 1728 \text{ N}$$

$$A_{vy} = 2 b \cdot tf = 2 (65 \cdot 10,5) = 1332,5 \text{ mm}^2$$

$$V_{plyRd} = \frac{A_{vy} \cdot F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{1332,5 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 1365000 \text{ N}$$

$$V_{zsd \max} = 1728 \text{ N} \leq \frac{V_{plyRd}}{2} = 682500 \text{ N}$$

L'effort tranchant est vérifié et n'a pas d'influence sur la résistance au moment fléchissant.

**4.4.3.2.3- VERIFICATION DU MOMENT FLECHISSANT :**

$$M_{ysd} = 1,5 M_{qw} = 1,5 \left( \frac{qw \cdot L^2}{2} \right) = 1,5 \left( \frac{1,646 \times 6000 \cdot 2}{2} \right) = 11110500 \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$M_{zsd} = 1,35 M_G = 1,5 \left( \frac{G \cdot L^2}{2} \right) = 1,5 \left( \frac{0,384 \times 6000 \cdot 2}{2} \right) = 10368000 \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\frac{11110500}{138 \cdot 10^3 \cdot \frac{235}{1,1}} + \frac{10368000}{35,2 \cdot 10^3 \cdot \frac{235}{1,1}} = 0,689 \leq 1$$

→ La pièce est vérifiée vis-à-vis du moment fléchissant.

**Conclusion :**

On adoptera l'**UPN160** comme profilé pour les lisses de bardage

#### 4.5- CALCUL DES LIERNES POUR LES LISSES :

Les liernes des lisses de bardage sont des tirants disposés à mi- portée des lisses de bardage afin que celles-ci ne subissent pas de déformation, elles sont considérées comme des appuis élastiques.

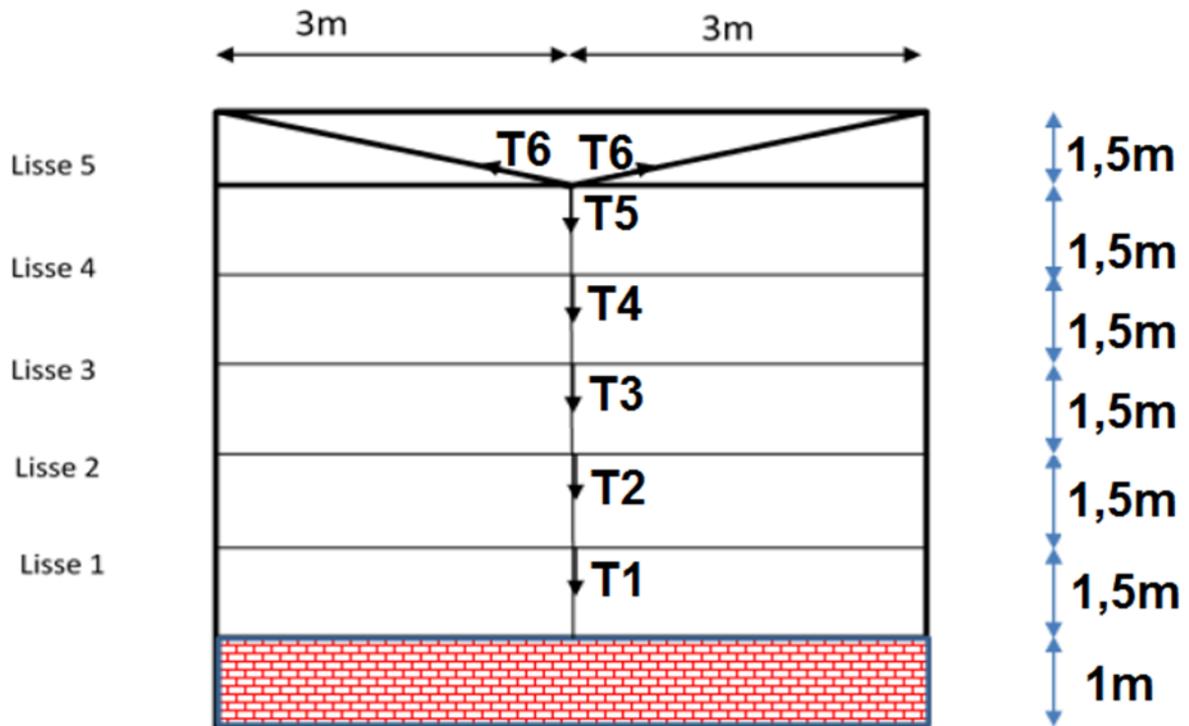


Figure 4.9- Efforts dans les liernes.

$g_1$  : poids propre de l'UPN160 = 18,8 daN/ml = 0.188 N/mm

$g_2$  : poids de la couverture LL35 (13,09 daN/m<sup>2</sup>) = 13,09 x 10<sup>-4</sup> \* 1.5 = 0.196 N/mm<sup>2</sup>

$G = g_1 + g_2 = 0.188 + 0.196 = 0.384$  N/ml

$Q_{SD} = 1.35 G = 1.35(0.384) = 0.518$  N

$R = 1.25 * G * L / 2 = 1.25 * 0.518 * 3000 = 1942,5$  N

$T_5 = 5R = 5 * 1942,5 = 9712,5$  N

$N_{tsd} = \frac{R_{tot}}{2 \sin \theta} = \frac{9712,5}{2 \sin 26.57^\circ} = 10857,03$  N

$N_{tsd} \leq \frac{F_y \times A_s}{\gamma m_0} = \frac{F_y \times 0.75 \times A}{4 \times \gamma m_0} = \frac{F_y \times 0.75 \times \pi \times d \lambda^2}{4 \times \gamma m_0}$

$D^2 \geq \frac{4 \times N_{tsd} \times \gamma m_0}{0.75 \times F_y \times \pi} = \frac{4 \times 10857,03 \times 1.1}{0.75 \times 235 \times 3.14} = 86,32$  mm<sup>2</sup>

$D \geq 9.29$  mm

On prend  $D = 10$  mm

Les liernes et les bretelles sont de 10 mm de diamètre.

#### 4.6-LES POTELETS :

Les potelets sont des éléments en H disposés verticalement sur le pignon et qui ont pour rôle de transmettre les actions du vent à la poutre au vent qui les transmet aux palées de stabilité.

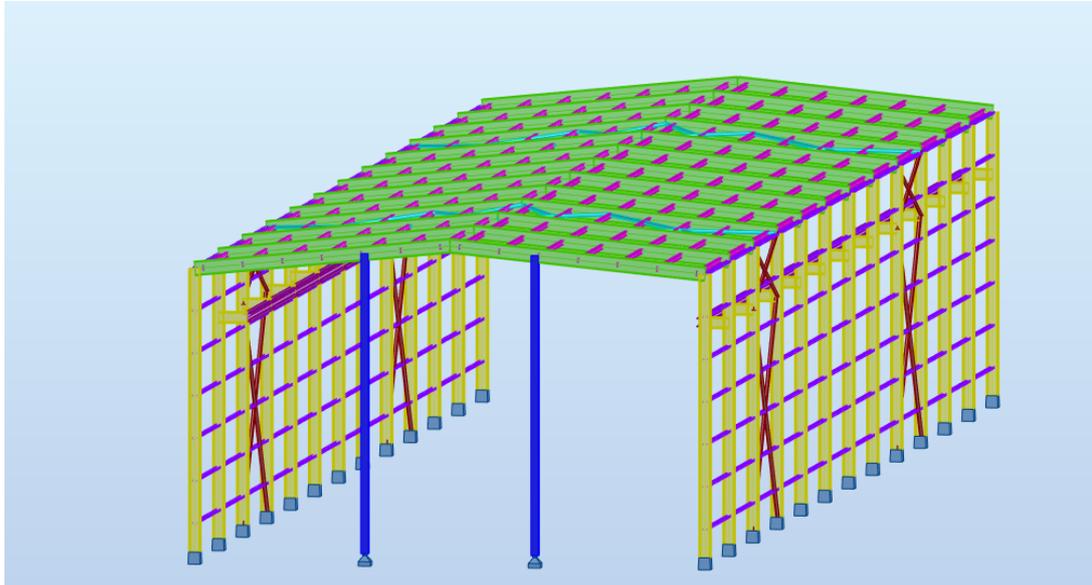


Figure 4.10 : Représentation des Potelets dans la structure

##### 4.6.1 :CALCUL LES CHARGES :

**Direction du vent v4 :**

**Potelet1 :**

$$S_1 = 6 \left( 10.3 + \left( \frac{10.9-10.3}{2} \right) \right) = 63,6 \text{ m}^2$$

Le potelet1 se trouve dans la zone **A+B**

$$S_A = 1 \left( 10.3 + \left( \frac{10.4-10.3}{2} \right) \right) = 10.35 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe_{10}} = -1,0$$

$$S_B = 5 \left( 10.4 + \left( \frac{10.9-10.4}{2} \right) \right) = 53.25 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe_{10}} = -0,8$$

$$q_i = c_d * q_{dyn} * (C_{pe} - C_{pi}) * b \text{ avec : } b = 6\text{m} ; c_d = 1$$

$$C_{pi} = 0,72$$

$$q_A = 1 * 658.5 * (-1,0 - 0,72) * 6 = -6795.72 \text{ N/ml}$$

$$q_B = 1 * 658.5 * (-0,8 - 0,72) * 6 = -6005.52 \text{ N/ml}$$

$$Q_{w-} = \frac{q_A \times S_A + q_B \times S_B}{St} = \frac{-6795.72 \times 10.35 - 6005.52 \times 53.25}{63.6} = -6134.11 \text{ N/ml}$$

**Potelet 2 :**

$$S_1 = 6 \left( 10.3 + \left( \frac{10.9-10.3}{2} \right) \right) = 63,6 \text{ m}^2$$

Le potelet 2 se trouve dans la zone **B**

$$S_B = 5 \left( 10.3 + \left( \frac{10.9-10.3}{2} \right) \right) = 63.6 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe_{10}} = -0,8$$

$$q_i = cd * q_{dyn} * (C_{pe} - C_{pi}) * b \quad \text{avec : } b = 6m ; cd = 1$$

$$C_{pi} = 0,72$$

$$q_B = 1 * 658,5 * (-0,8 - 0,72) * 6 = -6005,52 \text{ N/ml}$$

$$Q_{w-} = \frac{q_A * x_{SA} + q_B * x_{SB}}{St} = \frac{0 * 0 - 6005,52 * 63,6}{63,6} = -6005,52 \text{ N/ml}$$

Donc le potelet 1 est le plus sollicité avec :  $q_{w-} = -6134,11 \text{ N/m} = -613,411 \text{ dan/m}$

#### 4.6.2- PRE DIMENSIONNEMENT :

$$\delta_2 = \frac{5 * q_{w-} * L^4}{384 * E * I_y} \leq \frac{L}{250} = \frac{10600}{250} = 42,4 \text{ mm}$$

$$I_y \geq \frac{5 * q_{w-} * L^4}{384 * E * 42,4} = \frac{5 * 6,13411 * 10600^4}{384 * 2,1 * 10^8 * 42,4} = 11324,75 * 10^4 \text{ mm}^4$$

On choisit un **HEB260** ( $I_y = 14920 \text{ cm}^4$ )

#### 4.6.3- VERIFICATION :

##### Caractéristiques du HEB260 :

Profilée	Poids	Section											
HEB	G	A	h	b	tw	tf	r	Iy	Wply	Wplz	Iz	iy	iz
	Kg/m	Cm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	Cm <sup>3</sup>	Cm <sup>3</sup>	Cm <sup>4</sup>	cm	cm
260	93	118,4	260	260	10	17,5	24	14920	1283	602,2	5135	11,2	6,58

##### Potelet 1:

##### Charges intervenantes :

- **Charges permanentes :**

**g1:** Poids propre du potelet (**93 daN/ml = 930 N/ml**)

$$g_1 = 930 * L = 930 * 10,6 = 9858 \text{ N}$$

**g2:** Poids du Bardage :  $13,09 \text{ daN/m}^2 = 130,9 \text{ N/m}^2$

$$g_2 = q_B * L_B * h_B = 130,9 * 9,6 * 6 = 7539,84 \text{ daN}$$

**g3:** Poids des lisses (6 lisses avec UAP150)

$$g_3 = N_{bre} * q_L * L_{lis} = 179 * 6 * 6 = 6444 \text{ N}$$

$$N = 23841,84 \text{ N}$$

- **Charges climatiques :**

$$q_{w-} = -6115,37 \text{ N/ml}$$

##### 4.6.3.1- VERIFICATION DE LA FLECHE MAX :

$$\delta_z = 0$$

$$\delta_{max} = \delta_y = \delta_2 = \frac{5 * q_{w-} * L^4}{384 * E * I_y} = \frac{5 * 6,13411 * 10600^4}{384 * 2,1 * 10^8 * 14920 * 10^4} = 32,18 \text{ mm} \leq \frac{L}{200} = \frac{10600}{200} = 53 \text{ mm}$$

→ La flèche est vérifiée

**4.6.3.2- VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :**

$$V_{\text{ysd max}} = 1,5 * V_{w-} = 1,5 \left( \frac{q_{w-} * L}{2} \right) = 1,5 \left( \frac{6134,11 * 10600}{2} \right) = 48766,17 \text{ N}$$

$$V_{\text{zsd max}} = 0$$

$$A_v = A - 2 b * t_f + (t_w + 2r) t_f = 11840 - 2 * 260 * 17,5 + (10 + 2 * 24) * 17,5 = 3755 \text{ mm}^2$$

$$V_{\text{PIRD}} = \frac{A_v * F_y}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}} = \frac{3755 * 235}{\sqrt{3} * 1,1} = 463153,01 \text{ N}$$

$$V_{\text{ysd max}} = 48766,17 \text{ N} < \frac{V_{\text{plrd}}}{2} = 231576,51 \text{ N}$$

L'effort tranchant est vérifié

**4.6.3.3-VERIFICATION A LA COMPRESSION ET AU MOMENT FLECHISSANT AVEC RISQUE DE DEVERSEMENT :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z * A * \frac{F_y}{\gamma_{m0}}} + \frac{K_{lt} * M_{ysd}}{\chi_{lt} * W_{ply} * \frac{F_y}{\gamma_{m0}}} \leq 1$$

$\chi_z$ :

$$\text{Fe360} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\text{Classe 1} \rightarrow \beta_A = 1$$

$$L_{fz} = L = 10600 \text{ mm (barre sur 2 appuis)}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{10600}{65,8} = 161,09$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 * \varepsilon} * \sqrt{\beta_A} = \frac{161,09}{93,9 * 1} * \sqrt{1} = 1,716$$

Profilé laminé

$$t_f = 17,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} ;$$

$$h / b = 260 / 260 = 1 \leq 1,2$$

$$\rightarrow \text{Axe de flambement z-z} \rightarrow \text{Courbe c} \quad \alpha = 0,49$$

$$\phi_z = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 [1 + 0,21 (1,716 - 0,2) + 1,716^2] = 2,34$$

$$\chi_{LT} = 1 / (\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}) = 1 / (2,34 + \sqrt{2,34^2 - 1,716^2}) = 0,254$$

$$K_{Lt} = 1 - (\mu_{Lt} * N_{sd} / \chi_z * A * f_y) \leq 1$$

$$\mu_{Lt} = 0,15 * \lambda_z * \beta_{MLt} - 0,15 < 0,9$$

$$\beta_{MLt} = \beta_{My} = 1,3 \text{ (charge uniformément répartie)}$$

$$\mu_{Lt} = 0,15 * 1,716 * 1,3 - 0,15 = 0,185 < 0,9$$

$$N_{sd} = 1,35 N = 1,35 * 23841,84 = 32186,48 \text{ N}$$

$$K_{Lt} = 1 - (0,185 * 32186,48 / 0,254 * 11840 * 235) = 0,99 \leq 1$$

$\chi_{Lt}$

Avec :  $Z_G = -h / 2 = -130 \text{ mm}$  ;  $L_{fy} = 10600 \text{ mm}$  ;  $K = 1$  ;  $C1 = 1,132$  ;  $C2 = 0,459$  ;  $I_z = 5135 \text{ cm}^4$  ;

$I_t = 125 \text{ cm}^4$  ;  $W_{ply} = 1283 \text{ cm}^3$  ;  $I_w = 754925.23 \text{ cm}^6$

$$\lambda_{LT} = K \cdot L \cdot \left( \frac{W_{ply}^2}{I_z \cdot I_w} \right)^{0.25} / \sqrt{C_1 \{ [K^2 + [(K \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t / \pi^2 \cdot E \cdot I_w] + (C_2 \cdot Z_g)^2 \cdot I_z / I_w]^{0.5} - C_2 \cdot Z_g [I_z / I_w]^{0.5} \}^{0.5}}$$

$$\lambda_{LT} = 77.48$$

Avec :  $\beta_w = 1$  (Classe 1)

$$\overline{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{93.9 \cdot \varepsilon} \cdot \sqrt{\beta_w} = \frac{77.48}{93.9 \cdot 1} \cdot \sqrt{1} = 0.83$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2] = 0.5 [1 + 0.49 (0.83 - 0.2) + 0.83^2] = 0.999$$

$$\chi_{LT} = 1 / (\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2)}) = 1 / (0.999 + \sqrt{0.999^2 - 0.83^2}) = 0.643$$

$$M_{ysd} = 1,5 M_w = 1.5 \left( \frac{q_w \cdot L^2}{8} \right) = 1.5 \left( \frac{6.13411 \times 10600^2}{8} \right) = 129.23 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\frac{32186.48}{0.254 \times 11840 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.99 \times 129.23 \times 10^6}{0.643 \times 1283 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} = 0.78 \leq 1$$

**Conclusion :**

On adoptera l’**HEB260** comme profilé pour les potelet

**4.7- SABLIERE :**

**4.7.1- INTRODUCTION :**

La sablière est la poutre horizontale appuyée sur les murs qui sépare les étages entre eux et reprend les charges du plancher en plus des charges verticales transmises avec les décharges (des poteaux dans le mur ; poids des murs et planchers supérieurs plus toiture)

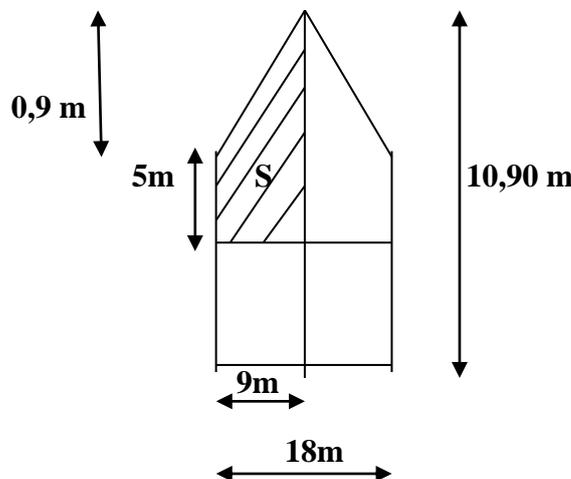


Figure 4.11 : Représentation de sablière dans la structure

**4.7.2- PRE DIMENSIONNEMENT :**

**Calcul la surface :**

$$S_{\text{ablière}} = (5 \times 9) + \left(\frac{9 \times 0,9}{2}\right) = 49,05\text{m}^2$$

$$F = S \times W = 49,05 \times 2,167 = 106,29\text{Kn}$$

**- la flèche :**

$$\delta \leq \delta_{\text{adm}}$$

$$\delta = \frac{F \times L^3}{48 \times E \times I_y} \leq \delta_{\text{adm}} = \frac{L}{200}$$

$$I_y \geq \frac{F \times 200 \times L^2}{48 \times E} = \frac{106290 \times 200 \times 4500^2}{48 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I_y \geq 4270,58 \text{ cm}^4$$

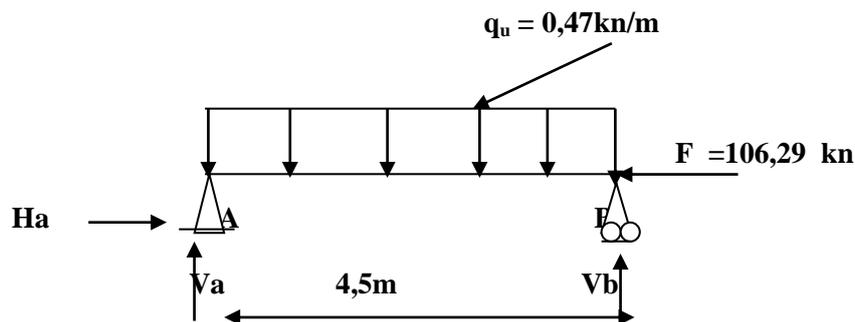
On choisit : **HEA180**

**Caractéristiques du HEA 180 :**

Profilée	Poids	Section											
HEA	G	A	h	b	tw	tf	r	Iy	Wply	Wplz	Iz	iy	iz
	Kg/m	Cm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	Cm <sup>3</sup>	Cm <sup>3</sup>	Cm <sup>4</sup>	cm	cm
180	35,5	45,3	171	180	6	9,5	15	2510	324,9	293,8	924,6	7,45	4,52

$$G = 35,5 \text{ kg/m} = 0,355 \text{ kn/m}$$

$$q_u = 1,35(0,355) = 0,47 \text{ kn/m}$$



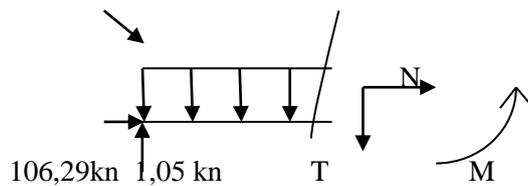
$$\sum f/x = H_a = 106,29 \text{ kn}$$

$$\sum f/y = V_a + V_b = 2,10 \text{ kn}$$

$$\sum M/a = 0 \Rightarrow V_b * 4,5 - q_u \times \frac{4,5^2}{2} = 0 \quad V_b = 1,05 \text{ kn} \quad V_a = 1,05 \text{ kn}$$

Traçons AB :  $0 < x < 4,5\text{m}$

$$q_u = 0,47 \text{ kn/m}$$



$$N = - 106,29 \text{ kn}$$

$$T - 1,05 + 0,47 (x) = 0 \quad T = - 0,47x + 1,05 \quad T(0) = 1,05 \text{ kn} \quad T(4,5) = -1,05 \text{ kn}$$

$$M + \left(\frac{0,47}{2}\right) \times x^2 - 1,05x = 0 \quad M = - 0,235x^2 + 1,05 x \quad M(0) = 0 \quad M(4,5) = - 0,034 \text{ kn.m}$$

$$N_{sd} = 106,29 \text{ kn} = 10629 \text{ dan}$$

$$V_{sd} = 105 \text{ dan}$$

$$M_{sd} = 3,4 \text{ dan.m}$$

**Classification :**

$$F_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{(171 - 2(9,5) - 2(15))}{6} = 20,33 < 72\varepsilon = 72 \times 1 = 72 \quad \text{âme est de classe 1}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{72}{9,5} = 7,58 < 10 \quad \text{la semelle est de classe 1}$$

Le profilée est de classe 1

**4.7.3- VERIFICATION :**

**4.7.3.1-LA FLECHE :**

$$\delta \leq \delta_{adm}$$

$$q_{ser} = 0,355 \text{ kn/m}$$

$$\delta = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 0,355 \times 4500^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 25100000} = 0,36 \text{ mm} \leq \delta_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{4500}{200} = 22,5 \text{ mm}$$

**vérifiée**

**4.7.3.2-VERIFICATION DE DEVERSEMENT :**

$$M_{Prd} = \frac{X_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times F_y}{\gamma M_1}$$

Avec :  $\beta_w = 1$  classe1  $W_{ply} = 324,9 \times 10^3 \text{ mm}^3$

$\alpha_{LT} = 0,21$  pour les profilée lamines

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 924,6 \times 10^4}{(1 \times 4500)^2} \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{60,21 \times 10^9}{924,6 \times 10^4} + \frac{(1 \times 4500)^2 \times 57,69 \times 10^3 \times 14,8 \times 10^4}{2,1 \times 10^5 \times \pi^2 \times 924,6 \times 10^4} + (0,459 \times 66,5)^2 \right]^{0,5} - 0,459 \times 66,5 = 104,76 \text{ kn.m}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\beta_w \times W_{ply} \times \frac{F_y}{M_{cr}}} = \sqrt{1 \times 324,9 \times 10^3 \times \frac{235}{104760000}} = 0,85$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2]$$

$$\phi_{LT} = 0,5 (1 + 0,21 (0,85 - 0,2) + 0,85^2) = 0,93$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2}} = \frac{1}{0,93 + \sqrt{0,93^2 - 0,85^2}} = 0,76$$

$$M_{Prd} = \frac{0,76 \times 1 \times 324900 \times 235}{1,1} = 52,75 \text{ kn.m} = 5275 \text{ dan.m}$$

$$M_{Prd} = 5275 \text{ dan.m} > M_{sd} = 3,4 \text{ dan.m}$$

**Vérifiée**

**Conclusion :**

On adoptera l'**HEA 180** comme profilé pour les potelet

## 4.8-LES ESCALIERS :

### 4.8.1-DEFINITION :

Un escalier est un élément d'ouvrage qui permettent de passer d'un niveau à un autre il est compose d'une succession régulière de plans horizontaux :

**Un palier** : espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marches, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.

**Une volée** : est une partie droite ou courbée d'escalier, comprise entre deux paliers successifs.

**Un limon** : élément incliné supportant les marches. Pour les limons, on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profilé en UPN sur l'âme verticale.

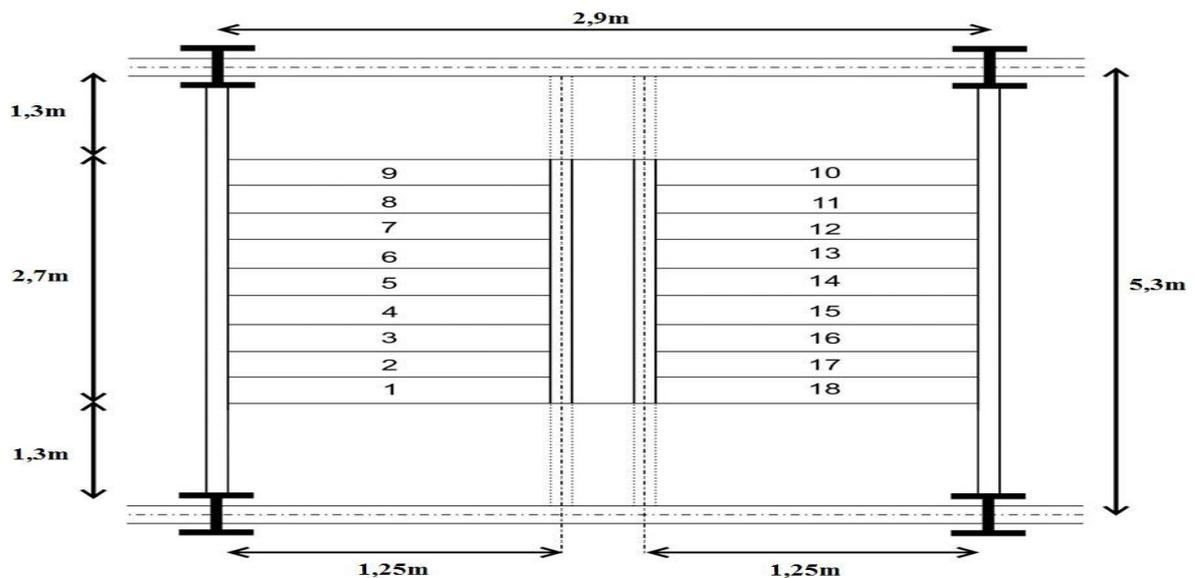


Figure 4.12 : Vue en perspectif de l'escalier.

#### 4.8.2-CHOIX DES DIMENSIONS :

Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

- la hauteur de l'étage :  $h = 3.4m$ .
- les conditions que doit satisfaire les marches et les contre marches sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} - H : \text{hauteur de la marche, } 16.5 \leq H \leq 18.5 \text{ cm ; } H=17\text{cm} \\ - G : \text{largeur de la marche (giron), } 27 \leq G \leq 30 \text{ cm ; } g=30\text{cm} \\ - 60 \leq 2H+G \leq 64\text{cm. (Formule de BLONDEL). } 60 \leq 2(17) + 30 \leq 64 \text{ Vérifier} \end{array} \right.$$

- **Nombres de marches et contre marche :**

$$N \text{ marches} = \frac{270}{30} = 9 \text{ marche de } 30 \text{ cm.}$$

$$Hc. \text{ marche} = \frac{170}{17} = 10 \text{ contre marche de } 17 \text{ cm.}$$

#### 4.8.3-EVALUATION DES CHARGES :

$$\text{Tôle striée : } 0,008 \times 7850 = 62.8 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Béton : } 0.07 \times 2500 = 175 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Chappe : } 40 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carrelage : } 2200 \times 0,02 = 44 \text{ kg/m}^2$$

$$G = 321.8 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Garde corps} = 100 \text{ daN/ml} \quad Q_{esc} = 250 \text{ daN/m}^2$$

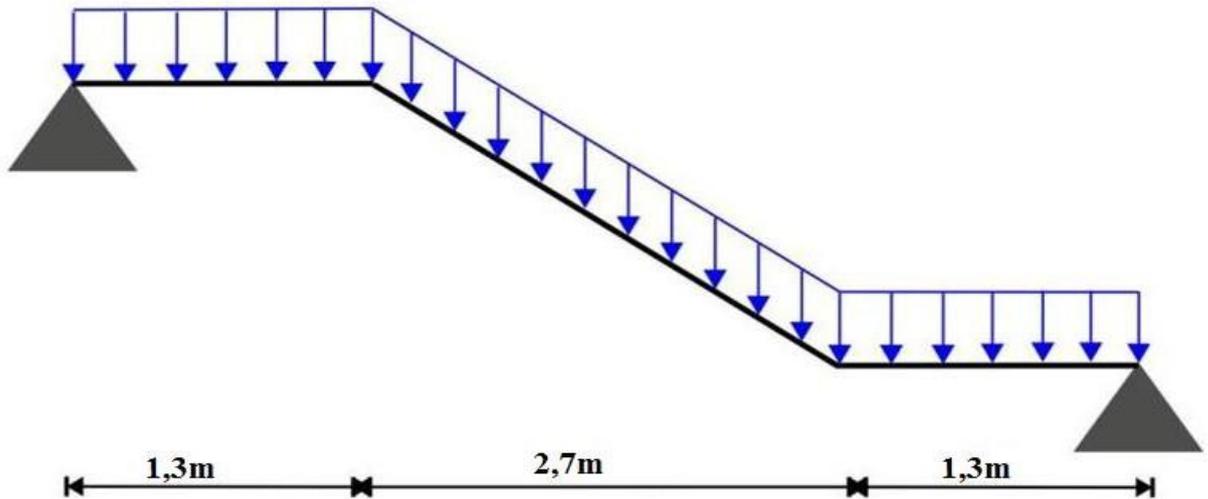


Figure 4.13 : chargement sur les escaliers.

4.8.4-DIMENSIONNEMENT DU LIMON :

❖ Condition de flèche a l'ELS :

$$G1=321,8 \times (1,25^2) + 100 = 301,125 \text{ daN/m}$$

Pour la pailleasse.

$$G2=321,8 \times (1,25^2) = 201,125 \text{ daN/m}$$

Pour le palier de repos.

$$Q=250 \times (1,25^2) = 156,25 \text{ daN/m}$$

$$Q1 = 301,125 + 156,25 = 457,375 \text{ daN /m}$$

$$Q2= 201,125 + 156,25 = 357,375 \text{ daN /m}$$

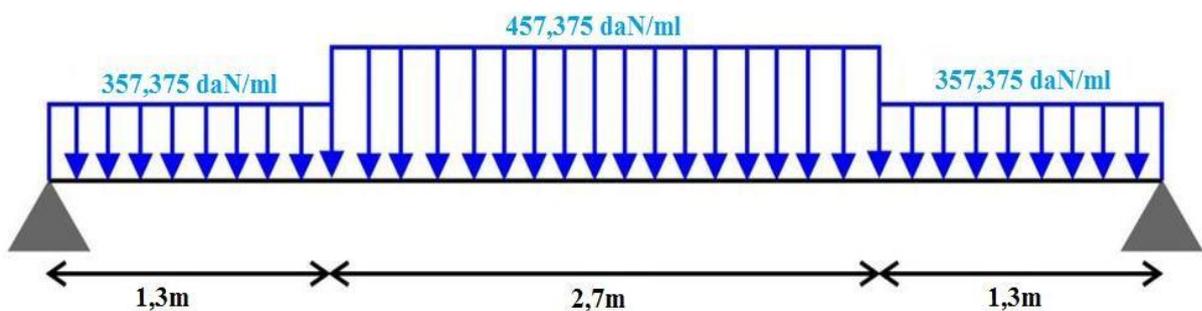


Figure 4.14- Schéma statique a l'ELS

$$\delta_{max} = \frac{5 \times Q2 \times L^4}{384 \times EI} + \frac{(G1 - G2) \times l}{48 \times EI} \left( L^3 - \frac{l^2}{2} \times \left( L - \frac{l}{4} \right) \right) \leq \frac{L}{250}$$

$$\delta_{max} = \frac{5 \times 357,375 \times 10^{-2} \times 530^4}{384 \times 21 \times 10^5} + \frac{100 \times 10^{-2} \times 270}{48 \times 21 \times 10^5} \left( 530^3 - \frac{270^2}{2} \times \left( 530 - \frac{270}{4} \right) \right) \leq \frac{530}{250}$$

$$\delta_{max} = \frac{1748,43}{I} + \frac{353,622}{I} \leq 2,12 \text{ cm}$$

$$I \leq 991,535 \text{ cm}^4$$

$$\delta_2 = \frac{5 \times Q \times L^4}{384 \times EI} \leq \frac{L}{300}$$

$$\delta_2 = \frac{5 \times 156,25 \times 530^4}{384 \times 21 \times 10^5 I} \leq 1,77 \text{ cm}$$

$$I \leq 504,82 \text{ cm}^4$$

❖ Condition du moment fléchissant a l'ELU :

$$q_{sd} = 1.35 \times 301,125 + 1.5 \times 156,25 = 640.89 \text{ daN/m}$$

$$M_{sd} = 640,89 \times \frac{5,3^2}{8} = 2250,33 \text{ daN/m}$$

$$M_{sd} \leq M_{Crd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{ply} \geq \frac{\gamma_{m0} M_{sd}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq 105,33 \text{ cm}^3$$

Donc on prend UPN 180 pour le limon.

- $W_{ply} = 179 \text{ cm}^3$
- $I_y = 1350 \text{ cm}^4$

#### 4.8.5-VERIFICATIONS :

##### 4.8.5.1-VERIFICATION A L'ELS :

$$\delta_{max} = \frac{5 \times Q_2 \times L^4}{384 \times EI} + \frac{(G1 - G2) \times l}{48 \times EI} \left( L^3 - \frac{l^2}{2} \times \left( L - \frac{l}{4} \right) \right) \leq \frac{L}{250}$$

$$\delta_{max} = \frac{1748,43}{1350} + \frac{353,622}{1350} \leq 2,12 \text{ cm}$$

1,57 cm ≤ 2,12 cm vérifiée

$$\delta_2 = \frac{5 \times Q \times L^4}{384 \times EI} \leq \frac{L}{300}$$

$$\delta_2 = \frac{5 \times 156,25 \times 530^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1350} \leq 1,77 \text{ cm}$$

0,57 ≤ 1,77 cm verifier

##### 4.8.5.2-VERIFICATION A L'ELU :

$$q_{sd1} = 1.35 \times (201.125 + 21.2) + 1.5 \times 156.25 = 527.09 \text{ daN/m}$$

$$q_{sd2} = 1.35 \times (301.125 + 21.2) + 1.5 \times 156.25 = 669.51 \text{ daN/m}$$

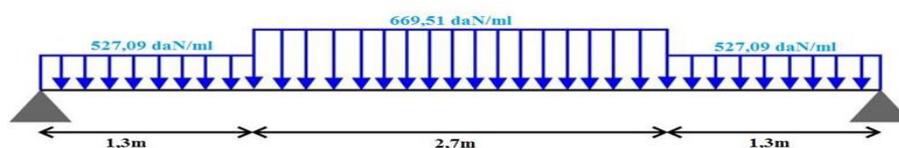


Figure 4.15 : Schéma statique a l'ELU.

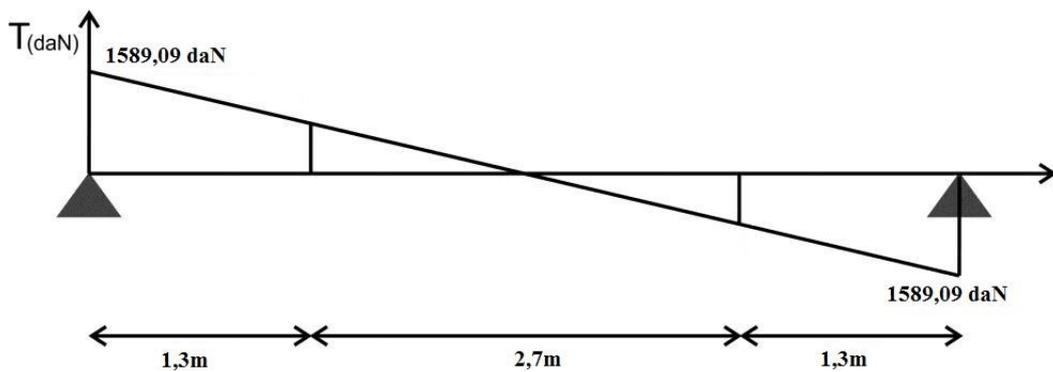


Figure 4.16: Diagramme de l'effort tranchant

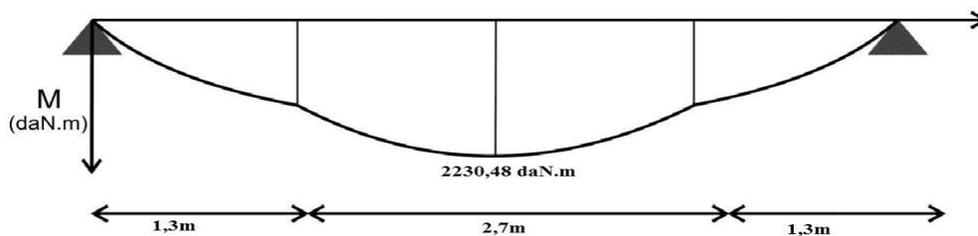


Figure 4.17- Diagramme de l'effort tranchant.

**Vérification vis a vis du moment fléchissement :**

$$M_{crd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{m0}} = 3824,09 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2230,48 \text{ daN.m} < M_{Crd} = 3824,09 \text{ daN.m} \quad \text{c'est vérifié.}$$

**Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$W_{plrd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}}$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + r) t_f$$

$$A_v = 12.27 \text{ cm}^2$$

$$W_{plrd} = \frac{12,27 \cdot 2350}{\sqrt{3} \cdot 1,1}$$

$$W_{plrd} = 15134,19 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1589,09 \text{ daN} < V_{plrd} = 15134,19 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1589,09 \text{ daN} < 0,5 V_{plrd} = 7567,095 \text{ daN.}$$

L'effort tranchant est vérifié et il n'a pas d'influence sur la résistance au moment fléchissant. Donc l'élément est vérifié vis-à-vis les sollicitations combinées

**4.8.6-CALCUL DES CORNIERES :****4.8.6.1-EVALUATION DES CHARGES :**

$$G=321,8 \times 0,3=96.54 \text{ daN/m}$$

$$Q=250 \times 0,3=75 \text{ daN/m}$$

Les deux cornières travaillent en flexion simple :  $I_y = 2I$

$$\delta_{max} = \frac{5 \times (Q+G) \times L^4}{384 \times EI} \leq \frac{L}{250}$$

$$\delta_{max} = \frac{5 \times 171,54 \times 10^{-2} \times 125^4}{384 \times 21 \times I \times 10^5} \leq \frac{125}{250}$$

$$I \leq 2,597 \text{ cm}^4$$

$$\delta_2 = \frac{5 \times Q \times L^4}{384 \times EI} \leq \frac{L}{300}$$

$$\delta_2 = \frac{5 \times 75 \times 125^4}{384 \times 21 \times 10^5 I} \leq 0,4167 \text{ cm}$$

$$I \leq 1,362 \text{ cm}^4$$

**Condition du moment fléchissant a l'ELU:**

$$q_{sd} = 1,35 \times 96,54 + 1,5 \times 75 = 242,83 \text{ daN/m}$$

$$M_{sd} = 242,83 \times \frac{1,25^2}{8} = 47,43 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{Crd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{ply} \geq \frac{\gamma_{m0} M_{sd}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq 1,11 \text{ cm}^3$$

Donc on prend des cornières de 40x40x4.

**4.8.6.3-VERIFICATIONS :****4.8.6.3.1-VERIFICATION A L'ELS :**

$$\delta_{max} = \frac{5 \times (Q+G) \times L^4}{384 \times EI} \leq \frac{L}{250}$$

$$\delta_{max} = \frac{5 \times 171,54 \times 10^{-2} \times 125^4}{384 \times 21 \times 4,47 \times 10^5} \leq \frac{125}{250}$$

$$0,29 \leq 0.5 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \frac{5 \times Q \times L^4}{384 \times EI} \leq \frac{L}{300}$$

$$\delta_2 = \frac{5 \times 75 \times 125^4}{384 \times 21 \times 10^5 \cdot 4,47} \leq 0,4167 \text{ cm}$$

$$0,127 \leq 0,417 \text{ cm} \quad \text{c'est vérifié}$$

#### 4.8.6.3.2-VERIFICATION A L'ELU :

##### Vérification vis a vis du moment fléchissement :

$$q_{sd}=1,35\times(96,54+2\times2,42)+1,5\times75 =249,36 \text{ daN/m}$$

$$M_{crd} = \frac{2W_{ply}f_y}{\gamma_{m0}} = 66,23 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd}=48,7 \text{ daN.m} < M_{crd}=66,23 \text{ daN.m c'est vérifié.}$$

##### Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$W_{plrd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3}\gamma_{m0}}$$

$$A_v=2\times 0,4 \times 4 = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$W_{plrd} = \frac{3,2 \times 2350}{\sqrt{3} \cdot 1,1}$$

$$W_{plrd} = 3946,97 \text{ daN}$$

$$V_{sd}=155,85 \text{ daN} < V_{plrd} = 3946,97 \text{ daN}$$

$$V_{sd}=155,85 \text{ daN} < 0,5V_{plrd} = 1973,49 \text{ daN}$$

L'effort tranchant est vérifié et il n'a pas d'influence sur la résistance au moment fléchissant. Donc l'élément est vérifié vis-à-vis les sollicitations combinées

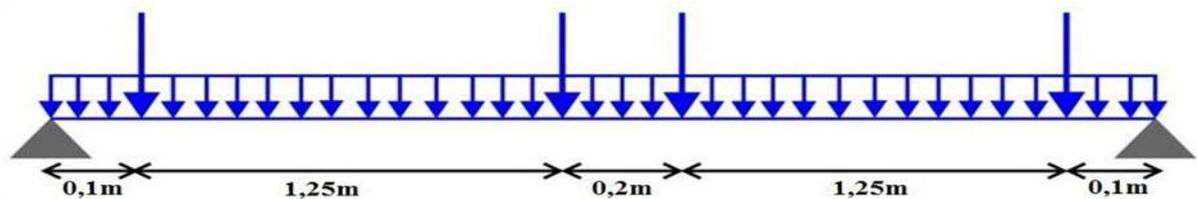


Figure 4.18- Schéma statique de la poutre palière

#### 4.8.7-DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE PALIERE

##### 4.8.7.1-EVALUATION DES CHARGES :

$$G_L = \frac{301,125 \times 2,7 + 2 \times 1,3 \times 201,125}{2} = 667,98 \text{ daN}$$

$$Q = \frac{250 \times 5,5}{2} = 687,5 \text{ daN/m}$$

$$G_{mac} = 299 \times 1,7 = 508,2 \text{ daN/ml}$$

##### Condition de flèche l'ELS:

$$\delta_{max} = \frac{5 \times (Q + G_{mac}) \times L^4}{384 \times EI} + \frac{G_L \times a}{24 \times EI} (3L^2 - 4a^2) + \frac{G_L \times b}{24 \times EI} (3L^2 - 4a^2) \leq \frac{L}{250}$$

$$\delta_{max} = \frac{5 \times (687,5 + 508,2) \times 10^{-2} \times 290^4}{384 \times 21 \times 10^5} + \frac{667,98 \times 10}{24 \times 21 \times 10^5} \times (3 \times 290^3 - 4 \times 10^2) + \frac{667,98 \times 135}{24 \times 21 \times 10^5} \times (3 \times 290^3 - 4 \times 135^2) \leq \frac{290}{250}$$

$$\delta_{max} = \frac{524,37}{I} + \frac{33,39}{I} + \frac{320,99}{I} \leq 1,16 \text{ cm}$$

$$I \geq 757,54 \text{ cm}^4$$

$$\delta_2 = \frac{5 \times Q \times L^4}{384 \times EI} \leq \frac{L}{300}$$

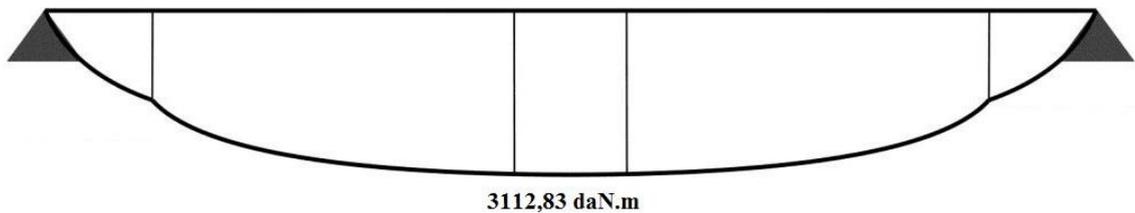
$$\delta_2 = \frac{5 \times 687,5 \times 290^4}{384 \times 21 \times 10^5 I} \leq 0,967 \text{ cm}$$

$$I \geq 311,79 \text{ cm}^4$$

**Condition de flèche l'ELU :**

$$q_1 = 1.35 \times 508.2 + 1.5 \times 687.5 = 1717.32 \text{ daN/m}$$

$$q_2 = 1.35 \times 667,98 = 901.72 \text{ daN/m}$$



**Figure 4.19 :** Diagramme du moment fléchissant.

$$W_{ply} \geq \frac{\gamma_{m0} M_{sd}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq 145,71 \text{ cm}^3$$

On prend un **IPE 180**

**Caractéristiques de l'ipe180 :**

$$W_{ply} = 166.4 \text{ cm}^3 \quad I = 1317 \text{ cm}^4 \quad P = 18.8 \text{ daN/m}$$

**4.8.7.2-LES VERIFICATIONS :**

**4.8.7.2.1-VERIFICATION A L'ELS :**

$$\delta_{max} = \frac{5 \times (687,5 + 508,2) \times 10^{-2} \times 290^4}{384 \times 21 \times 1 \times 10^5} + \frac{667,98 \times 10}{24 \times 21 \times 10^5 I} \times (3 \times 290^3 - 4 \times 10^2) + \frac{667,98 \times 135}{24 \times 21 \times 10^5 I} \times$$

$$(3 \times 290^2 - 4 \times 135^2) \leq \frac{290}{250}$$

$$\delta_{max} = \frac{524,37}{1317} + \frac{33,39}{1317} + \frac{320,99}{1317} \leq 1,16 \text{ cm}$$

$$0,767 \leq 1,16 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \frac{5 \times 687,5 \times 290^4}{384 \times 21 \times 10^5 I} \leq 0,967 \text{ cm}$$

$$0,23 \leq 0,967 \text{ cm} \quad \text{c'est vérifié}$$

4.8.7.2.2-VERIFICATION A L'ELU :

Vérification vis a vis du moment fléchissement :

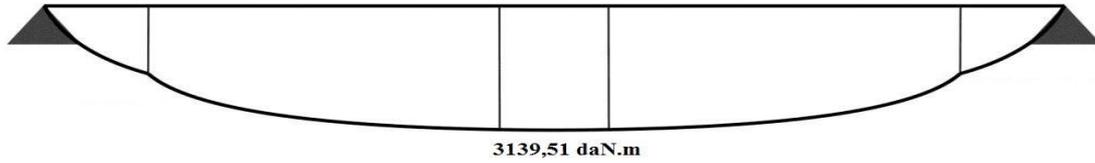
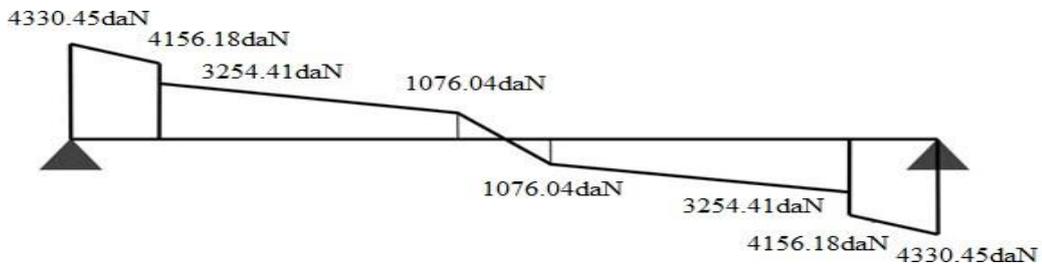


Figure 4.20- Diagramme du moment fléchissant.

$$M_{crd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{m0}} = 3554,91 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 3139,51 \text{ daN.m} < M_{crd} = 3554,91 \text{ daN.m}$  .donc est vérifié.



Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

Figure 4.21 : Diagramme de l'effort tranchant.

$$W_{plrd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}}$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + r) t_f$$

$$A_v = 11,204 \text{ cm}^2$$

$$W_{plrd} = \frac{11,204 \cdot 2350}{\sqrt{3} \cdot 1,1}$$

$$W_{plrd} = 13819,35 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 4330,45 \text{ daN} < V_{plrd} = 13819,35 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 4330,45 \text{ daN} < 0,5 V_{plrd} = 6909,68 \text{ daN}$$

L'effort tranchant est vérifié et il n'a pas d'influence sur la résistance au moment fléchissant. Donc l'élément est vérifié vis-à-vis des sollicitations combinées

Conclusion :

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer le type des profils des éléments secondaires capables de résister à leurs poids propres et à tous les efforts extrêmes de vent et neige....etc . Les profils obtenus ont été retenus après plusieurs vérifications pour des différentes sollicitations

# **CHAPITRE 5**

## **PLANCHER COLLABORANT**

---

### 5.1- INTRODUCTION :

Un élément structural en construction peut être défini comme mixte s'il associe deux matériaux de nature et de propriétés différentes avec l'objectif de tirer le meilleur parti possible de cette association au plan mécanique. Les constructions mixtes sont conçues avec l'idée d'utiliser :

- Le béton pour résister aux efforts de compression.
- L'acier pour résister aux efforts de traction et aux efforts tranchants.

La même idée est exploitée en béton armé, mais il existe un autre aspect tout à fait spécifique des constructions mixtes : la solidarisation des deux matériaux est obtenue au moyen d'organes de liaison, dit «connecteurs», fixés sur l'élément métallique dont le rôle est d'empêcher le glissement pouvant se produire le long de l'interface acier-béton.

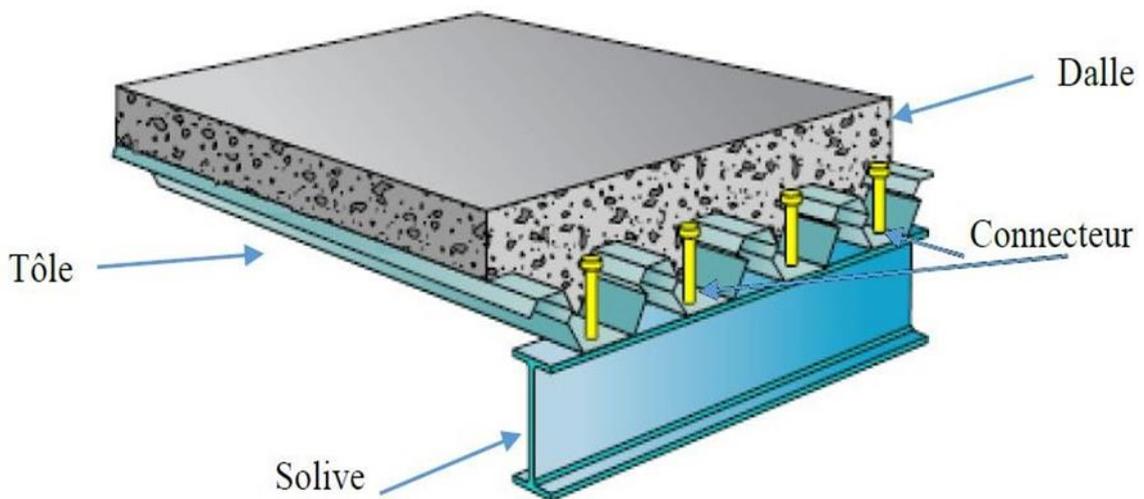


Figure 5.1- Schéma d'un plancher mixte.

### 5.2- PROCEDE DE CALCUL :

- Pré dimensionnement de la dalle.
- Descente de charges.
- Détermination du profilé.
- Caractéristique du plancher.
- Vérifications :
  - Vérification de la flèche maximale.
  - Vérification de l'effort tranchant.
  - Vérification du moment fléchissant.
    - Ferrailage de la dalle.
    - Vérification de l'effort tranchant.
    - Calcul des connecteurs

**5.3- PRE DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE :**

**5.3.1- LES SOLIVES :**

**5.3.1.1 - PRE DIMENSIONNEMENT DE LES SOLIVES :**

En générale l'entre axe L est compris entre  $0,8m \leq L \leq 2,5m$

On prend  $L= 1,5 m$ .

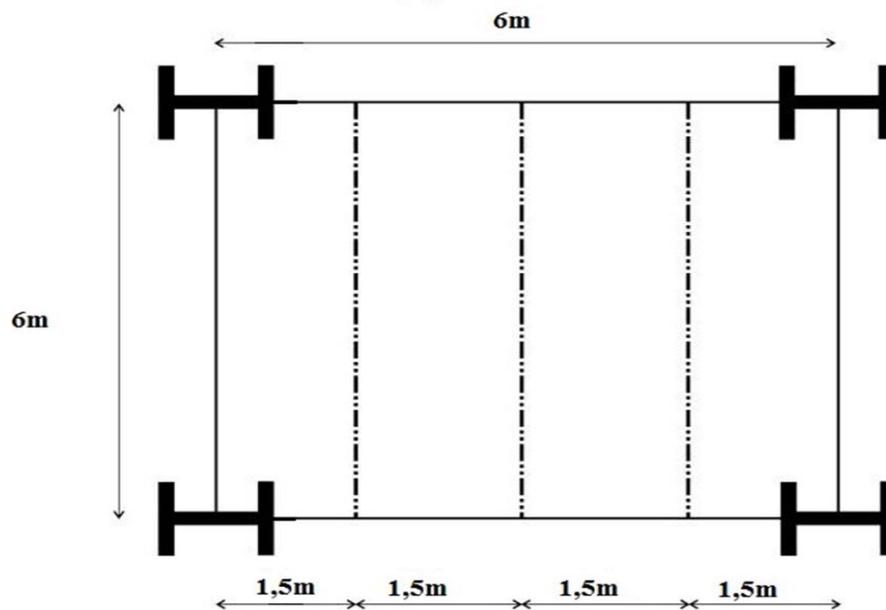


Figure 5.2 : Vue en plan des solives .

$L_x=1,5m$

$L_y=6m$

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \quad \left\{ \begin{array}{l} h : \text{la hauteur de profilée} \\ L : \text{la langede de la dalle} \end{array} \right.$$

Donc :  $\frac{6000}{25} \leq h \leq \frac{6000}{15} \rightarrow 240 \text{ mm} \leq h \leq 400 \text{ mm}$  on choisit un profilée **IPE270**

**Caractéristique de profilée IPE 270 :**

Profilée	Poids	Section											
IPE	G	A	h	b	tw	tf	r	Iy	Wply	Wely	Iz	iy	iz
	Kg/m	Cm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	Cm <sup>3</sup>	Cm <sup>3</sup>	Cm <sup>4</sup>	cm	cm
270	36,1	45,9	270	135	6,6	10,2	15	5790	484	426,9	419,9	11,32	3,02

➤ **Phase de construction :**

• **Les charges de la phase de construction :**

- Poids propre du profilée ( IPE 270) :  $g_p = 0,361 \text{ kn/m}$
- Poids propre du béton frais :  $G_b = 3,75 \text{ kn/m}^2$
- Poids de bac d' acier :  $g_{bac} = 0,15 \text{ kn/m}^2$
- Surcharge de construction ( ouvrier) :  $Q_c = 0,75 \text{ kn/m}^2$

- **Combinaisons des charges :**

- ELU :

$$q_u = 1,35 [ g_b + ( G_b + g_{bac} ) \times 1,5 ] + 1,5 \times Q_c \times 1,5 = 10,07 \text{ kn/m}$$

- ELS :

$$q_s = g_b + ( G_b + g_{bac} + Q_c ) \times 1,5 = 7,34 \text{ kn/m}$$

### 5.3.1.2- :VERIFICATION :

#### 1- Moment fléchissant :

$$M_{sd} \leq M_{plRd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{10,07 \times 6^2}{8} = 45,32 \text{ kn.m}$$

$$M_{plRd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \times 0,235}{1,1} = 103,4 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plRd} \quad \text{vérifiée}$$

#### 2- L'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plRd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{10,07 \times 6}{2} = 30,21 \text{ kn}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + t_f ( t_w + 2 \times r ) = 2209,32 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{2209,32 \times 0,235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 272,51 \text{ kn}$$

$$V_{sd} \leq V_{plRd} \quad \text{vérifiée}$$

$$V_{sd} = 30,21 \text{ kn} \leq 0,5 \times V_{plRd} = 136,26 \text{ kn} \quad \text{vérifiée}$$

Donc : pas d'interaction entre l'effort tranchant .

- **La flèche :**

$$F_{\max} \leq \bar{F}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \bar{F} = \frac{L}{250}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times 7,34 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 5790 \times 10^4} = 10,19 \text{ mm} \leq \bar{F} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$F_{\max} \leq \bar{F} \quad \text{vérifiée}$$

- **Déversement :**

$$M_{bRd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times F_y}{\gamma_{M1}}$$

$\beta_w = 1$  ; Classe 1

$$\lambda_{Lt} = \frac{L/iz}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L}{\frac{iz}{h}}\right)^2\right]^{0,25} \times \sqrt{C_1}} \quad \text{Avec : } C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{6000/30,2}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{6000}{\frac{30,2}{10,2}}\right)^2\right]^{0,25} \times \sqrt{1,132}} = 133,6$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{133,6}{93,9 \times 1} = 1,42 > 0,4 \text{ donc il y'a risque de déversement}$$

$$\varepsilon (\text{Fe360}) = 1$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \text{ (profilée laminée)}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2] = 1,64$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} = 0,45$$

$$M_{bRd} = \frac{0,45 \times 1 \times 484 \times 0,235}{1,1} = 46,53 \text{ kn.m} > M_{sd} = 45,32 \text{ kn.m} \quad \text{vérifiée}$$

### ➤ Phase final :

### - descente de charge :

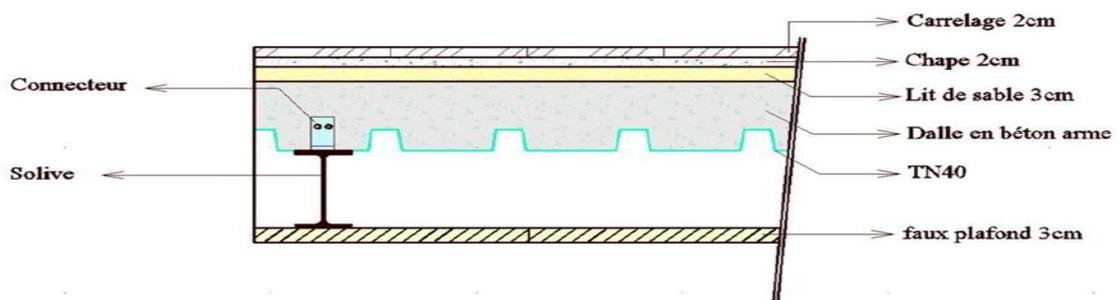


Figure 5.3 : schéma descriptif des éléments constituant le plancher.

### L'étage courant :

- Dalle en béton armé (25 kn/m<sup>3</sup>) : 2500×0,08= 200 kg/m<sup>2</sup>
- Charpente métallique (solives + connecteurs + assemblage)= 40 kg/m<sup>2</sup>
- Lit de sable(17 kn/m<sup>3</sup>) : 1700×0,03= 51 kg/m<sup>2</sup>
- Chape(20 kn/m<sup>3</sup>) : 2000×0,02= 40 kg/m<sup>2</sup>
- Carrelage(22 kn/m<sup>3</sup>) : 2200×0,02= 44 kg/m<sup>2</sup>
- Cloison : 100 kg/m<sup>2</sup>
- Plâtre fond plafond (10 kn/m<sup>3</sup>) = 1000×0,03= 30 kg/m<sup>2</sup>
- TN 40 « tôle » = 11 kg/m<sup>2</sup>

$$G = \sum q = 516 \text{ kg/m}^2 = 5160 \text{ N/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2 = 2500 \text{ N/m}^2$$

- **Les charges de la phase final:**

- Poids propre du profilée ( IPE 270) :  $g_p = 0,361 \text{ kn/m}$
- Charge permanente :  $G = 5,16 \text{ kn/m}^2$
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ kn/m}^2$

- **Combinaisons des charges :**

- ELU :

$$q_u = 1,35 [ g_b + ( G ) \times 1,5 ] + 1,5 \times Q \times 1,5 = 16,56 \text{ kn/m}$$

- ELS :

$$q_s = g_b + ( G + Q ) \times 1,5 = 11,85 \text{ kn/m}$$

- **La largeur de la dalle largeur effective :**

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times L_0}{8} = \frac{2 \times 6}{8} = 1,5 \text{ m} \\ b = 1,5 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow b_{\text{eff}} = 1,5 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la dalle :**

$$h_c = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{Lx}{25} = \max \left\{ \frac{150}{25} = 6 \text{ cm} \right. \\ 8 \text{ cm} \end{array} \right. = 8 \text{ cm}$$

On prend comme épaisseur de la dalle **hc = 8cm**

- **Position de l'axe neutre plastique :**

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times F_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1500 \times 80 = 1710 \text{ kn}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times A_a \times F_y = 0,95 \times 4590 \times 235 = 1024,72 \text{ kn}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{acier}}$$

### 5.3.1.3-VERIFICATION :

#### 1- Moment fléchissant :

$$M_{sd} \leq M_{plRd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{16,56 \times 6^2}{8} = 74,52 \text{ kn.m}$$

$$M_{plRd} = R_{\text{acier}} + \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_{\text{acier}} \times h_c}{R_{\text{béton}} \times 2} \right) \right] = 1024,72 \times 10^3 + \left[ \frac{270}{2} + 80 + 55 - \left( \frac{1024720 \times 80}{1710000 \times 2} \right) \right]$$

$$M_{plRd} = 252,11 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plRd} \quad \text{vérifiée}$$

#### 2- L'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plRd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{16,56 \times 6}{2} = 49,7 \text{ kn}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + t_f ( t_w + 2 \times r ) = 2209,32 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{2209,32 \times 0,235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 272,51 \text{ kn}$$

$$V_{sd} \leq V_{plRd} \quad \text{vérifiée}$$

$$V_{sd} = 30,21 \text{ kn} \leq 0,5 \times V_{plRd} = 136,26 \text{ kn} \quad \text{vérifiée}$$

Donc : pas d'interaction entre l'effort tranchant .

- **La flèche :**

$$F_{max} \leq \bar{F}$$

$$F_{max} = F_{con} + F_{fin} = F_{con} + \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_c} \leq \bar{F} = \frac{L}{250}$$

$$I_c = \frac{A_a (hc + 2hp + ha)^2}{4(1 + mv)} + \frac{b_{eff} \times hc^3}{12 \times m} + I_a = 21682,34 \text{ cm}^4$$

$$m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$v = \frac{Aa}{Ab} = \frac{4590}{1500 \times 80} = 0,038$$

$$F_{max} = 10,19 + \frac{5 \times 11,85 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 21632,34 \times 10^4} = 14,58 \text{ mm} \leq \bar{F} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$F_{max} \leq \bar{F} \quad \text{vérifiée}$$

### 5.3.2- LA POUTRE PRINCIPALE :

#### 5.3.2.1 - PRE DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE PRINCIPALE :

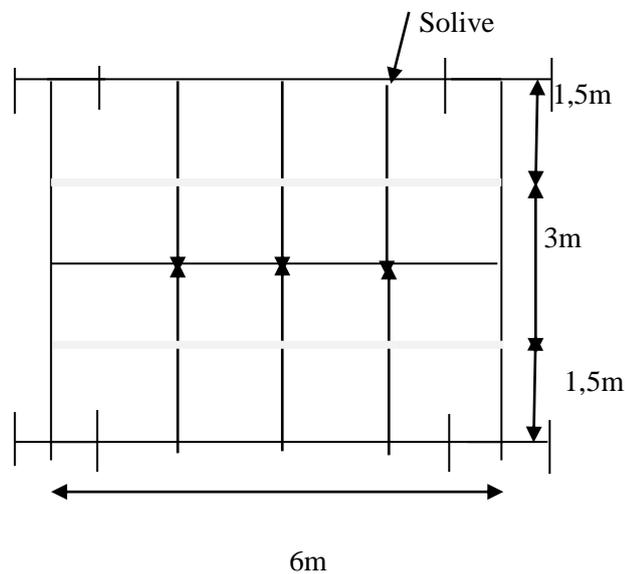


Figure 5.4 : Vue en plan de la poutre principale.

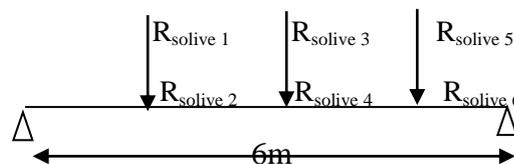


Figure 5.5 : Schéma de la poutre la plus sollicitée .

L= 6m

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \quad \left\{ \begin{array}{l} h : \text{la hauteur de profilée} \\ L : \text{la longueur de la dalle} \end{array} \right.$$

Donc :  $\frac{6000}{25} \leq h \leq \frac{6000}{15} \rightarrow 240 \text{ mm} \leq h \leq 400 \text{ mm}$  on choisit un profilée **IPE300**

**Caractéristique de profilée IPE 300 :**

Profilée	Poids	Section											
IPE	G	A	h	b	tw	tf	r	Iy	Wply	Wely	Iz	iy	iz
	Kg/m	Cm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	Cm <sup>3</sup>	Cm <sup>3</sup>	Cm <sup>4</sup>	cm	cm
300	42,2	53,8	300	150	7,1	10,7	15	8356	628,4	557,1	603,8	12,46	3,35

➤ **Phase de construction :**

• **Les charges de la phase de construction :**

- Poids propre du profilée ( IPE 300) :  $g_p = 0,422 \text{ kn/m}$
- Poids propre du béton frais :  $G_b = 3,75 \text{ kn/m}^2$
- Poids de bac d' acier :  $g_{bac} = 0,15 \text{ kn/m}^2$
- Surcharge de construction ( ouvrier) :  $Q_c = 0,75 \text{ kn/m}^2$

• **Combinaisons des charges :**

- ELU :

$$q_u = 1,35 [ g_b + ( G_b + g_{bac} ) \times 0,15 ] + 1,5 \times Q_c \times 0,15 = 1,53 \text{ kn/m}$$

- ELS :

$$q_s = g_b + (G_b + g_{bac} + Q_c) \times 0,15 = 1,12 \text{ kn/m}$$

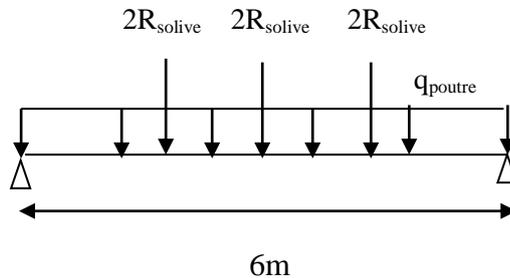
• **Calcul des réactions des solives :**

- ELU :

$$R = R_1 = R_2 = R_3 = R_4 = R_5 = R_6 = \frac{q_{u_{solive}} \times L_{solive}}{2} = \frac{1,07 \times 3}{2} = 15,11 \text{ kn}$$

- ELS :

$$R = R_1 = R_2 = R_3 = R_4 = R_5 = R_6 = \frac{q_{s_{solive}} \times L_{solive}}{2} = \frac{7,34 \times 3}{2} = 11,01 \text{ kn}$$



**Figure 5.6 :** Schéma statique de la poutre

**5.3.2.2-Vérification :****1- Moment fléchissant :**

$$M_{sd} \leq M_{plRd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{2R \times L}{2} = \frac{1,53 \times 6^2}{8} + \frac{30,22 \times 6}{2} = 97,55 \text{ kn.m}$$

$$M_{plRd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{628,4 \times 0,235}{1,1} = 134,25 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plRd} \quad \text{vérifiée}$$

**2- L'effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{plRd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + \frac{3 \times 2R}{2} = \frac{1,53 \times 6}{2} + \frac{3 \times 2 \times 15,11}{2} = 48,39 \text{ kn}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times tf + tf (tw + 2 \times r) = 2566,97 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{2566,97 \times 0,235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 548,4 \text{ kn}$$

$$V_{sd} \leq V_{plRd} \quad \text{vérifiée}$$

$$V_{sd} = 48,39 \text{ kn} \leq 0,5 \times V_{plRd} = 274,2 \text{ kn} \quad \text{vérifiée}$$

Donc : pas d'interaction entre l'effort tranchant .

**• La flèche :**

$$F_{\max} \leq \bar{F}$$

$$F_{\max} = F_{\text{solvive}} + F_{\text{poutre}} = \frac{19 \times 2 \times R_s \times L^3}{384 \times E \times I_y} + \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \bar{F} = \frac{L}{300}$$

$$F_{\text{solvive}} = \frac{19 \times 2 \times R_s \times L^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 2 \times 11,01 \times 10^3 \times 6000^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} = 13,41 \text{ mm}$$

$$F_{\text{solvive}} = \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,12 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} = 1,08 \text{ mm}$$

$$F_{\max} = F_{\text{solvive}} + F_{\text{poutre}} = 13,41 + 1,08 = 14,49 \text{ mm} \leq \bar{F} = \frac{L}{300} = \frac{6000}{300} = 20 \text{ mm}$$

$$F_{\max} \leq \bar{F} \quad \text{vérifiée}$$

**➤ Phase final :****• Les charges de la phase final:**

- Poids propre du profilée ( IPE 300) :  $g_p = 0,422 \text{ kn/m}$
- Charge permanente :  $G = 5,16 \text{ kn/m}^2$
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ kn/m}^2$

**• Combinaisons des charges :**

- ELU :

$$q_u = 1,35 [ g_b + ( G ) \times 0,15 ] + 1,5 \times Q \times 0,15 = 2,18 \text{ kn/m}$$

- ELS :

$$q_s = g_b + (G + Q) \times 0,15 = 1,57 \text{ kn/m}$$

• **Calcul des réactions des solives :**

- ELU :

$$R = R_1 = R_2 = R_3 = R_4 = R_5 = R_6 = \frac{q_{u\text{solive}} \times L_{\text{solive}}}{2} = \frac{16,56 \times 3}{2} = 24,84 \text{ kn}$$

- ELS :

$$R = R_1 = R_2 = R_3 = R_4 = R_5 = R_6 = \frac{q_{s\text{solive}} \times L_{\text{solive}}}{2} = \frac{11,85 \times 3}{2} = 17,78 \text{ kn}$$

• **La largeur de la dalle largeur effective :**

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times L_0}{8} = \frac{2 \times 6}{8} = 1,5 \text{ m} \\ b = 3 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow b_{\text{eff}} = 1,5 \text{ m}$$

• **Epaisseur de la dalle :**

$$h_c = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{Lx}{25} = \max \left\{ \frac{150}{25} = 6 \text{ cm} \\ 8 \text{ cm} \end{array} \right. = 8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend comme épaisseur de la dalle **hc = 8cm**

• **Position de l'axe neutre plastique :**

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times F_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1500 \times 80 = 1710 \text{ kn}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times A_a \times F_y = 0,95 \times 5380 \times 235 = 1201,09 \text{ kn}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{acier}}$$

### 5.3.2.3-VERIFICATION :

**3- Moment fléchissant :**

$$M_{sd} \leq M_{plRd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{2R \times L}{2} = \frac{2,18 \times 6^2}{8} + \frac{49,68 \times 6}{2} = 158,85 \text{ kn.m}$$

$$M_{plRd} = R_{\text{acier}} + \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_{\text{acier}} \times h_c}{R_{\text{béton}} \times 2} \right) \right] = 1201,09 \times 10^3 + \left[ \frac{300}{2} + 80 + 55 - \left( \frac{1201090 \times 80}{1710000 \times 2} \right) \right]$$

$$M_{plRd} = 308,57 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plRd} \quad \text{vérifiée}$$

**4- L'effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{plRd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + \frac{3 \times 2R}{2} = \frac{2,18 \times 6}{2} + \frac{3 \times 2 \times 24,48}{2} = 58,41 \text{ kn}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + t_f (t_w + 2 \times r) = 2566,97 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{A_p \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{2566,97 \times 0,235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 548,4 \text{ kn}$$

$$V_{sd} \leq V_{plRd} \quad \text{vérifiée}$$

$$V_{sd} = 58,41 \text{ kn} \leq 0,5 \times V_{plRd} = 274,2 \text{ kn} \quad \text{vérifiée}$$

Donc : pas d'interaction entre l'effort tranchant .

- **La flèche :**

$$F_{max} \leq \bar{F}$$

$$F_{max} = F_{solive} + F_{poutre} = \frac{19 \times 2 \times R_s \times L^3}{384 \times E \times I_c} + \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_c} \leq \bar{F} = \frac{L}{250}$$

$$I_c = \frac{A_a (hc + 2hp + ha)^2}{4(1 + mv)} + \frac{b_{eff} \times hc^3}{12 \times m} + I_a = 28062,33 \text{ cm}^4$$

$$m = \frac{Ea}{Eb} = 15 \quad v = \frac{Aa}{Ab} = \frac{5380}{1500 \times 80} = 0,045$$

$$F_{solive} = \frac{19 \times 2 \times R_s \times L^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 2 \times 17,78 \times 10^3 \times 6000^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 28062,33 \times 10^4} = 6,45 \text{ mm}$$

$$F_{solive} = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1,57 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 28062,33 \times 10^4} = 0,45 \text{ mm}$$

$$F_{max} = F_{solive} + F_{poutre} = 6,45 + 0,45 = 6,9 \text{ mm} \leq \bar{F} = \frac{L}{300} = \frac{6000}{300} = 20 \text{ mm}$$

$$F_{max} \leq \bar{F} \quad \text{vérifiée}$$

#### 5.4- FERRAILLAGE DE LA DALLE :

Lx=1,5 m;

Ly=6 m

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,5}{6} = 0,25 < 0,4$$

La dalle porte sur un seul sens donc on va la ferrailer comme une poutre continue.

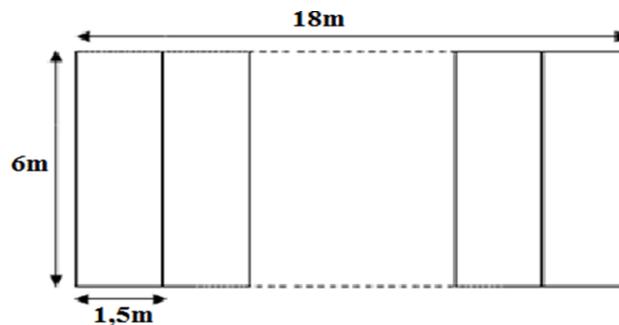


Figure 5.7 : Disposition des solives dans la dalle.

#### Descente de charges :

Dalle en béton armée : 2000 N/m<sup>2</sup>

Lit de sable : 510 N/m<sup>2</sup>

Chape :	400 N/m <sup>2</sup>
Carrelage :	440 N/m <sup>2</sup>
Cloisons de répartition :	1000 N/m <sup>2</sup>
	$G = \sum Q = 4350 \text{ N/m}^2$
	$Q = 2500 \text{ daN/m}^2$

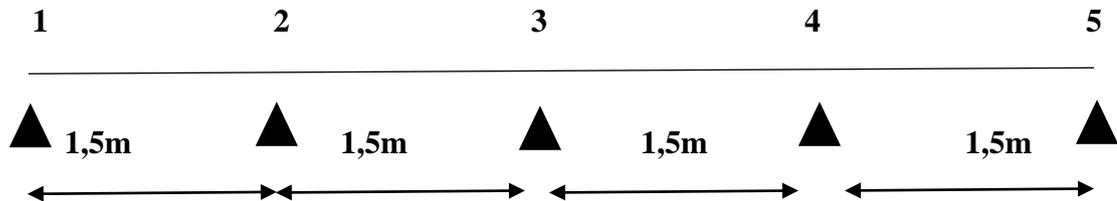


Figure 5.8 : Diagramme de la dalle.

#### 5.4.1 - CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

Le ferrailage de la dalle se fait en flexion simple pour une bonde d'un mètre en **FPP**, et le calcul des sollicitations internes se fera par **la méthode forfaitaire** définie au **BAEL91 modifiée99**, car la dalle répond aux conditions d'application qui sont comme suit :

##### Hypothèses :

La méthode s'applique aux constructions ou la charge d'exploitation vérifie l'inégalité :

- $Q \leq \max(2G, 5\text{kN/m}^2)$
- $Q = 2500 \text{ daN/m}^2 \leq \max(2 \times 4350 = 8700 ; 5000) = 8700 \text{ daN/m}^2$

Elle ne s'applique qu'aux éléments fléchis dans un seul sens remplissant les conditions suivantes:

**Hypothèse1** : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

**Hypothèse 2** : Les portées successives sont de 1.1m compris entre 0,8m et 1,25m.

**Hypothèse3** : Fissuration peut nuisible (FPP).

#### 5.4.2 - PRINCIPE DE LA METHODE :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée, et sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$  dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

#### 5.4.3 - CALCUL DU MOMENT ISOSTATIQUE :

$$G = 4350 \text{ N/m}^2 * e = 4350 * 1 = 4350 \text{ N/ml}$$

$$Q = 2500 \text{ N/m}^2 * e = 2500 * 1 = 2500 \text{ N/ml}$$

$$q_{sd} = 1.35 * G + 1.5 * Q = 1.35 * 4350 + 1.5 * 2500 = 9622.5 \text{ N/ml}$$

$M_0$  : le moment fléchissant en supposant une travée isostatique

$$M_0 = \frac{qsd \times L \lambda^2}{8} = \frac{9622.5 \times 1.5 \lambda^2}{8} = 2706.33 N \cdot m$$

**5.4.4- CALCUL DES MOMENT SUR APPUIS :**

$M_1 = M_5 = 0$

$M_2 = M_4 \geq 0.5 M_0 = 136 \text{ daN} \cdot m$

$M_3 \geq 0.4 M_0 = 109 \text{ daN} \cdot m$

**5.4.5- CALCUL DES MOMENTS EN TRAVEE :**

$M_g$  et  $M_d$  sont les valeurs des moments gauche et droite dans la travée considérée en valeur absolue.

$M_t$  : c'est le moment maximal en travée.

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2500}{4350+2500} = 0.365$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max ( 1.05 M_0 ; ( 1 + 0.3\alpha) M_0 )$$

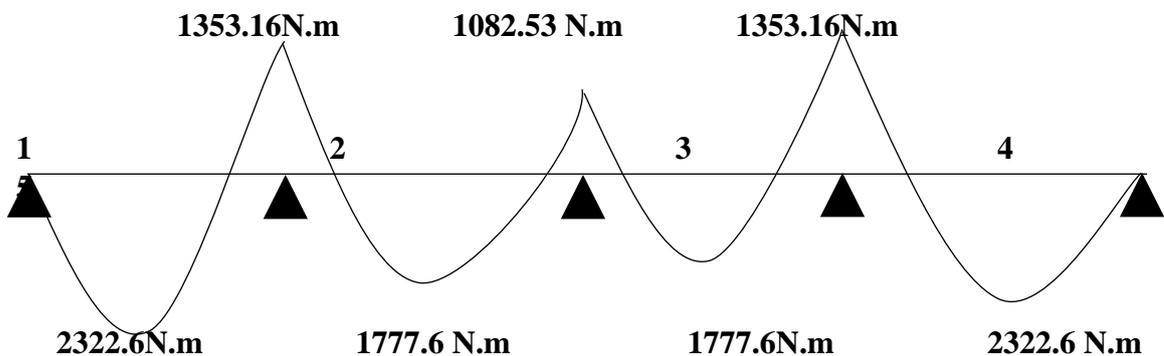
- $M_t \geq \frac{((1.2 + 0.3\alpha) M_0)}{2} \rightarrow$  dans une travée
- $M_t \geq \frac{((1 + 0.3\alpha) M_0)}{2} \rightarrow$  dans les autres travée

Application :

$$M_{tAB} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1.1095 M_0 - \frac{M_g + M_d}{2} = 2322.6 \text{ N} \cdot m \\ \frac{(1.2 + 0.3\alpha) \times M_0}{2} = 1771.97 \text{ N} \cdot m \end{array} \right. \rightarrow M_{tAB} = 2322.6 \text{ N} \cdot m$$

$$M_{tBC} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1.1095 M_0 - \frac{M_g + M_d}{2} = 1777.6 \text{ N} \cdot m \\ \frac{(1 + 0.3\alpha) \times M_0}{2} = 1501.34 \text{ N} \cdot m \end{array} \right. \rightarrow M_{tBC} = 1777.6 \text{ N} \cdot m$$

❖ **Diagramme des moments fléchissant :**



**Figure 5.9 :** Diagramme de moment de la poutre.

❖ **Ferraillage de la dalle :**

$h = 80\text{mm}$  ;  $b = 1000\text{mm}$  ;  $d = 8 - 1 - 0.4 = 66\text{mm}$  ;  $\gamma_b = 1.5$  ;  $\gamma_s = 1.15$  ;  $F_{c28} = 25\text{Mpa}$  ;  $F_{e400}$

$$F_{bu} = \frac{0.85 \times F_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{s10} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{s10}}$$

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{s10}} ; \quad \text{le ferraillage est dans le tableau suivant :}$$

**Tableau 5.1** : Ferraillages sur appuis et en travées.

	$M_u$ (daN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(mm)	$A_u$ (mm <sup>2</sup> )
<b>Appuis</b>	1353,16	0,022	0,028	65,26	59,61
	1082,53	0,017	0,021	65,45	47,55
<b>Travées</b>	2322,6	0,038	0,048	64,73	103,16
	1777,6	0,029	0,037	65,02	78,6

#### 5.4.6- CONDITION DE NON FRAGILITE (DONNEE PAR LE B.A.E.L) :

$$A_{cnf} = 0.23 * b_0 * d * \frac{F_{t28}}{F_e}$$

Avec :

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06 * F_{c28} = 0,6 + 0,06 * 25 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{cnf} = 0.23 * b_0 * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 * 1000 * 66 * \frac{2.1}{400} = 79.7 \text{ mm}^2$$

Le BAEL impose la section minimale suivante :

$$\frac{A_x}{b \times h} = \frac{0.08 \% (3 - \rho)}{2}$$

$$A_x \geq 90 \text{ mm}^2$$

$$A_y = 0,08 \% * b * h = 0,08 \% * 1000 * 80 = 64 \text{ mm}^2$$

#### Espacement minimal :

$St_x \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(3 * 8 = 24\text{cm} ; 33\text{cm}) = 24\text{cm}$  on prend  $St_x = 20 \text{ cm}$  ;  $n = 6$  barres.

$St_y \leq \min(4h ; 40\text{cm}) = \min(4 * 8 = 32\text{cm} ; 40 \text{ cm}) = 32\text{cm}$  on prend  $St_y = 25 \text{ cm}$  ;  $n = 5$  barres.

**5.4.7- VERIFICATION DE LA DALLE A L'EFFORT TRANCHANT:**

Il faut vérifier que :

$$\tau_U \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_G = \frac{G \times L}{2} = \frac{4350 \times 1.5}{2} = 3262.5 \text{ N}$$

$$V_Q = \frac{Q \times L}{2} = \frac{2500 \times 1.5}{2} = 1875 \text{ N}$$

$$V_{sd} = 1.35 * V_G + 1.5 * V_Q = 1.35(3262.5) + 1.5 (1875) = 7216.88 \text{ N}$$

$$\tau_U = \frac{V_{sd}}{b_0 \times d} = \frac{7216.88}{1000 \times 66} = 0.109 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = (0.07 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}) = (0.07 \times \frac{25}{1.5}) = 1.17 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } \tau_U \leq \bar{\tau}_u$$

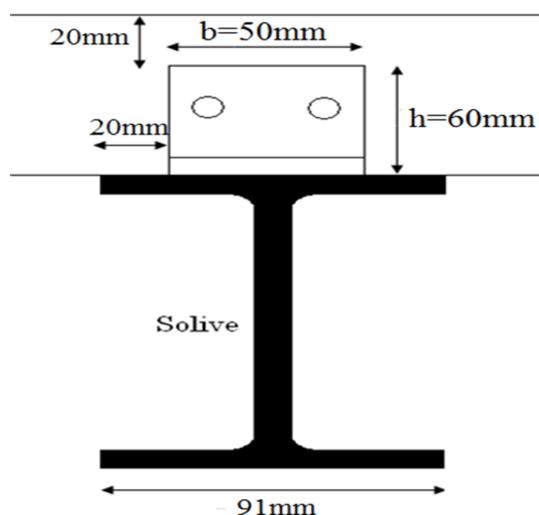
→ La dalle est vérifiée vis-à-vis de l'effort tranchant.

**5.5- CALCUL DES CONNECTEURS :**

Pour assurer la liaison acier-béton, la tôle doit être capable de transmettre le flux de cisaillement à l'interface entre la tôle et le béton, cette connexion mécanique peut être réalisée de deux façons :

- par des goujons.
- par des cornières.

Le calcul se fait en négligeant l'effet d'adhérence naturelle entre la tôle et le profile. On prendra pour la connexion des cornières

**5.5.1- DIMENSIONNEMENT DE LA CORNIERE :**

**Figure 5.10** : position de la cornière sur la solive.

$$h = 80 - 20 = 60 \text{ mm (condition d'enrobage : 20 mm)}$$

$$b = (91 - 2 \times 20) = 51 \text{ mm} \quad \text{on prendra des cornières } 50 \times 50 \times 5$$

**5.5.2- RESISTANCE DE CALCUL D'UNE CORNIERE SOUDEE SUR LA POUTRE**

**EN ACIER :**

$$P_{Rd} = (10 * b * h^{3/4} * f_{ck}^{2/3}) / \gamma_v$$

$\gamma_v = 1,25$  ; ( Coefficient partiel de sécurité à l'ELU. )

$$P_{Rd} = (10 * 50 * 50^{3/4} * 25^{2/3}) / 1,25 = 64305,41 \text{ N}$$

**5.5.3- EFFORT DE CISAILLEMENT LONGITUDINAL  $V_L$  :**

$$V_L = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times F_{sk} \times hc \times B_{eff}}{\gamma_c} = \frac{0,8 \times 25 \times 80 \times 1500}{1,5} = 1600000 \text{ N} \\ \frac{A_a \times F_y}{\gamma_a} = \frac{2390 \times 235}{1,1} = 510590,91 \text{ N} \end{array} \right. \rightarrow V_L = 510590,91 \text{ N}$$

**5.5.4- NOMBRE DE CONNECTEURS :**

$$n = V_L / P_{Rd} = 510590,91 / 64305,41 = 7,94 \rightarrow n = 8 \text{ connecteurs.}$$

**5.5.5- CALCUL DE L'ECARTEMENT :**

$$e \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 800 \text{ mm} \\ 6 \times hc = 6 \times 80 = 480 \text{ mm} \end{array} \right. \quad e \leq 480 \text{ mm}$$

8 connecteurs  $\rightarrow$  7 espacements

$$e = \frac{(L)}{7} = \frac{(6000)}{7} = 428,57 \text{ mm} < 480 \text{ mm}$$

Donc nous aurons **8 connecteurs** avec :  $e = 420 \text{ mm}$

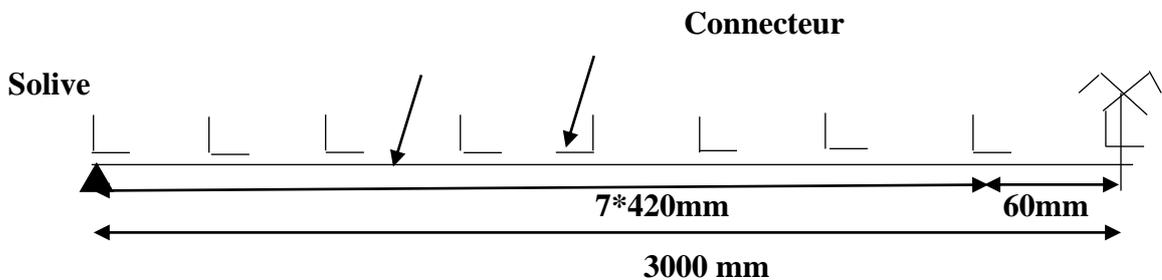


Figure 5.11 ; Répartition des connecteurs.

**5.5.6- DIMENSIONNEMENT DE L'ARMATURE QUI S'OPPOSER AU SOULEVEMENT DE LA DALLE :**

Les connecteurs doivent être capables de présenter une résistance vis-à-vis du soulèvement de la dalle ; il convient donc de concevoir et calculer les connecteurs pour un effort de traction minimale  $F_t$  perpendiculaire au plan de la semelle en acier supérieur ou égal à  $0,1P_{Rd}$ .

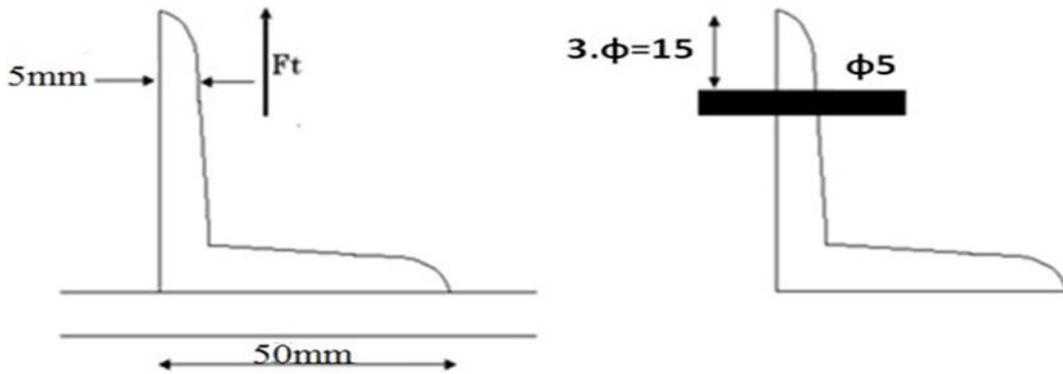


Figure 5.12- fixation des armatures.

$$\frac{A \times F_{sk}}{\gamma_s} \geq F_t = 0.1 * P_{Rd} \rightarrow A \geq \frac{F_t \times \gamma_s}{F_{sk}} = \frac{0.1 \times P_{Rd} \times \gamma_s}{F_{sk}} = \frac{0.1 \times 64305.41 \times 1.15}{400} = 18.49 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 18.49 \text{ mm}^2 \rightarrow \phi = \sqrt{\frac{A \times 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{18.49 \times 4}{\pi}} = 4.85 \text{ mm} \rightarrow \phi = 5 \text{ mm}$$

**5.6- VERIFICATION DE LA SOUDURE DES CONNECTEURS :**

Il suffit de vérifier que les soudures fixant les connecteurs sur la semelle supérieure de la poutre métallique sont capables de résister à l’effort de cisaillement et au moment de renversement provoqué par une force qui égale à  $1,2.P_{Rd}$  appliquée à  $h/4$  du plan de joint.

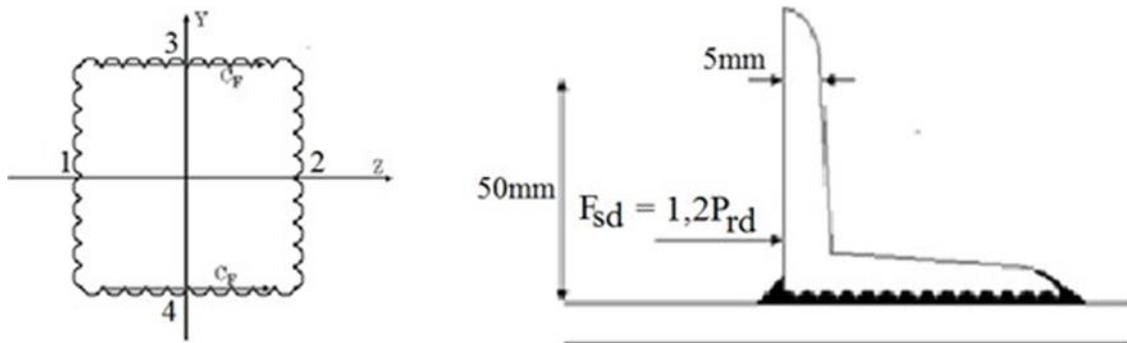


Figure 5.13- Présentation des soudures.

- Les cordons de soudures (1) et (2) reprennent la flexion.
- Les cordons de soudures (3) et (4) reprennent l’effort tranchant.

$$F_{sd} = 1.2 * P_{Rd} = 1.2 * 64305.41 = 77166.49 \text{ N}$$

$$M_{sd} = F_{sd} \times \frac{h}{4} = 77166.49 \times \frac{50}{4} = 964581.15 \text{ N.mm}$$

- **Effet de  $F_{SD}$  :**

$$C_N = \frac{F_{sd}}{2 \times \alpha \times L} = \frac{77166.49}{2 \times \alpha \times 6} = \frac{6430.54}{\alpha}$$

- **Effet de  $M_{sd}$  :**

$$C_M = \frac{M_{sd} \times L}{I_c \times 2}$$

$$I_c = 2 * \alpha * L * \left(\frac{L}{2}\right)^2 = \frac{\alpha \times L^3}{2}$$

$$C_M = \frac{Msd}{\alpha \times L \lambda^2} = \frac{964581.15}{\alpha \times 60 \lambda^2} = \frac{267.94}{\alpha}$$

❖ **Vérification:**

$$\frac{CM}{\sqrt{2}} = \xi \perp = \sigma$$

$$C_N = \xi //$$

On vérifie que :

1.  $\sqrt{[\sigma^2 + 3 (\xi \perp^2 + \xi //^2)]} \leq \frac{Fu}{\beta_w \times \gamma_{Mw}}$
2.  $\sigma \leq \frac{Fu}{\gamma_{Mw}}$

Avec :

$\beta_w$  : Facteur de corrélation approprié

(pour Fe360  $\rightarrow \beta_w = 0,8$ )

$\gamma_{Mw}$  : Coefficient partiel de sécurité pour la résistance de la soudure

( $\gamma_{Mw} = 1,25 \rightarrow$  pour Fe360)

$f_u$  : Valeur nominale de la résistance ultime en traction de la plus faible des parties assemblées

(Fe360 :  $t \leq 40\text{mm}$ )  $\rightarrow f_u = 3600 \text{ daN/cm}^2$ .

❖ **Les cordons de soudures (3) et (4) :**

$$\sqrt{[\sigma^2 + 3 (\xi \perp^2 + \xi //^2)]} \leq \frac{Fu}{\beta_w \times \gamma_{Mw}} \rightarrow \frac{1}{\alpha} \sqrt{(3 \times 643.05^2)} \leq \frac{3600}{0.8 \times 1.25}$$

$$\alpha \geq \frac{1 \times 0.8 \times 1.25}{3600} \times \sqrt{3 \times 6430.54 \lambda 2} \alpha \geq 3.09 \text{ mm}$$

❖ **Les cordons de soudures (1) et (2) :**

$$\sigma = \frac{CM}{\sqrt{2}} = \frac{267.94}{\sqrt{2} \times \alpha} = \frac{189.46}{\alpha}$$

$$\sqrt{[\sigma^2 + 3 (\xi \perp^2 + \xi //^2)]} \leq \frac{Fu}{\beta_w \times \gamma_{Mw}} \rightarrow \frac{1}{\alpha} \sqrt{(3 \times 1894.6^2)} \leq \frac{3600}{0.8 \times 1.25}$$

$$\alpha \geq \frac{1 \times 0.8 \times 1.25}{3600} \times \sqrt{3 \times 1894.6 \lambda 2} \alpha \geq 1.1 \text{ mm}$$

$$\frac{1894.6}{\alpha} \leq \frac{3600}{1.25} \rightarrow \alpha \geq \frac{1894.6 \times 1.25}{3600} \rightarrow \alpha \geq 0.66 \text{ mm}$$

On prend pour tous les cordons de soudures la même épaisseur utile :  $\alpha = 4\text{mm}$

**Conclusion :**

A travers cette étude nous avons calculé le plancher mixte réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur **8cm** posée sur des solives **IPE180**.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des cornières **50x50x5**, espacées de **42 cm** entre eux, attachées à la semelle supérieure des solives avec des cordons des soudures d'épaisseur **4mm**

**CHAPITRE 6**  
**CHEMIN DE ROULEMENT**

---

### 6.1- INTRODUCTION :

La manutention d'objets lourds dans un bâtiment industriels nécessite souvent l'emploi d'engins spéciaux dits engins de manutention ou de levage. Parmi les plus courants, on peut citer :

- Les ponts roulants (mono poutre, bipoutres ou multi poutres).
- Le palan monorail. - La grue console roulante.
- La grue console pivotante.
- La grue portique ou pont roulant extérieur.

Dans ce chapitre on s'intéresse au calcul du pont roulant bipoutre .

#### 6.1.2-PONT ROULANT :

Les ponts roulant sont des engins permettant de soulever et de déplacer de grande charge sur une voie de roulement, Il est constitué de :

- **Les poutres principales** : sur lesquelles se déplace transversalement à la voie principale.
- **Chariot** : équipé d'un treuil pour le levage de la charge est se déplacer perpendiculairement au chemin de roulement.
- **Le sommier** : est un élément transversal assemblé avec les poutres principales et reposant sur le chemin de roulement.

Le chemin de roulement est la structure porteuse du pont roulant, constituée de deux poutres de roulement et ses supports, ces poutres-là sont parallèles et surmontée d'un rail spécial sur lequel circule le pont roulant.

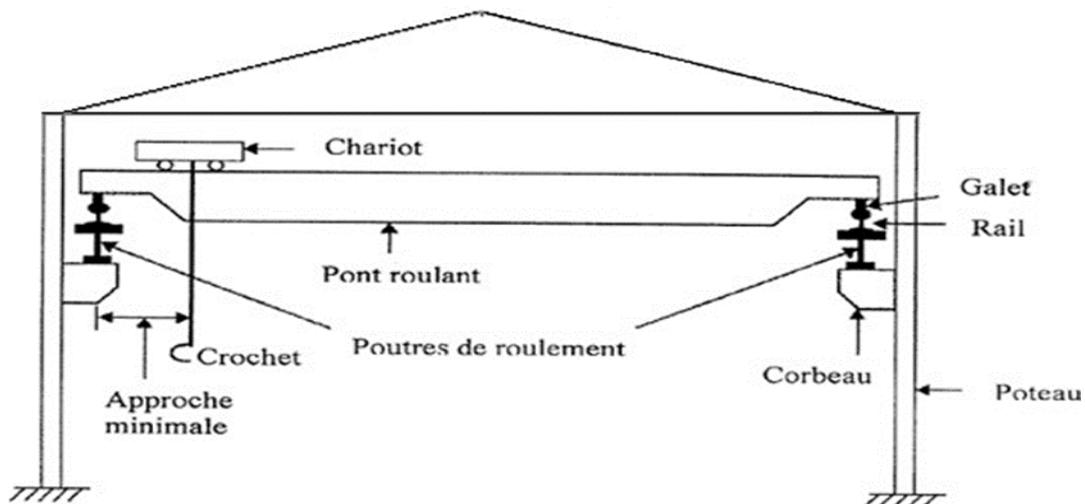
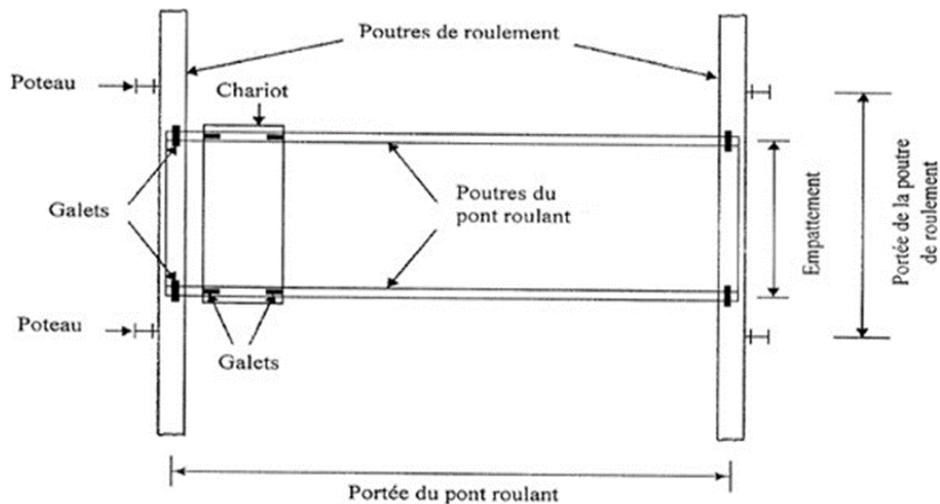


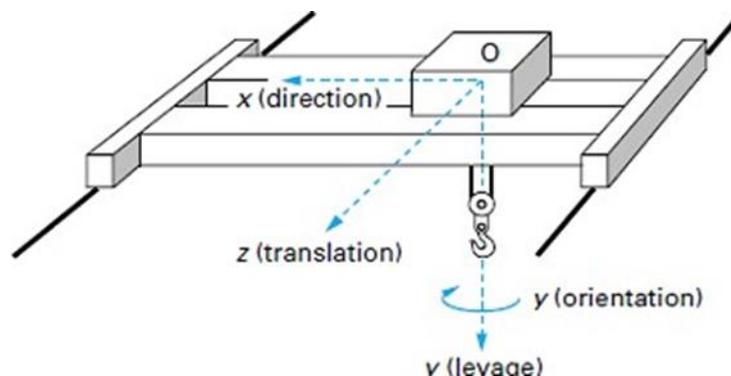
Figure 6.1 : Vue en élévation du pont roulant.



**Figure 6.2 :** Vue en plan du pont roulant.

La poutre de roulement est l'élément porteur longitudinal du chemin de roulement. Les axes de déplacement principaux sont appelés :

- **Translation** : assure le déplacement du pont roulant sur le chemin de roulement (déplacement longitudinal)
- **Direction** : ce mécanisme assure le déplacement du chariot perpendiculairement au sens de déplacement du pont (déplacement transversale)
- **Levage** : assure un déplacement verticale de la charge levée (mouvement du treuil et de ses câbles )



**Figure 6.3 :** Axes principaux de déplacements du pont roulant.

## 6.2- PRESENTATION DU PONT ROULANT :

Les caractéristiques sont fournies par le constructeur, les calculs consistent donc à dimensionner et à vérifier la poutre de roulement, qui reprend les charges verticales fixes et mobiles et les forces horizontales longitudinales dues au freinage du pont, ainsi que la poutre de freinage, qui reprend les efforts de freinages transversaux. Notre pont roulant est un pont bipoutre avec palan à câble type **VTDB** d'une capacité de 5 tonnes et de longueur 17m.

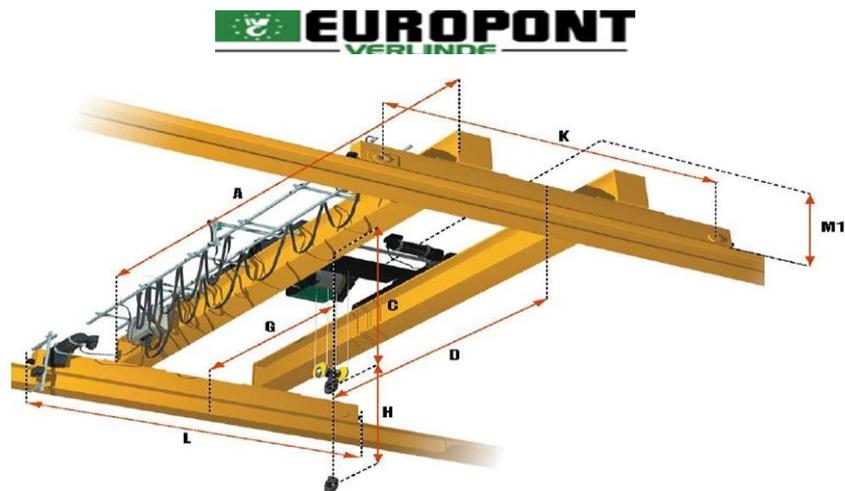


Figure 6.4 :Pont bipoutre avec palan à câble type VTDB.

### 6.2.1 - CARACTERISTIQUE DU PONT :

**A** = Portée du pont roulant ; **C** = Hauteur perdue.

**D** = Approche droite. ; **G** = Approche gauche ; **H** = Hauteur de levée.

**K** = distance entre les galets du sommier ; **L** = longueur totale du sommier (butoirs compris).

**M1** = Hauteur du pont roulant.

Tableau 6.1 : caractéristiques du pont roulant.

Caractéristiques	Indices	Valeurs
Capacité du pont	N	5 tonnes
Porté du pont	A	17m
Approchedroite	D	0.62m
Approche gauche	G	0.6m
Distance entre galets de sommier (Empattement)	K	2.7m
Longueurtotale de sommier	L	3.06m
Réaction vertical Max	$Q_{v_{max}}$	40.7KN
Réaction Min	$Q_{v_{min}}$	1.58KN
Poids du pontroulant	B	59.4KN
Poids du chariot ( palan)	K	360Kg

### 6.2.2- CLASSEMENT DU PONT ROULANT :

Les actions exercées par le pont roulant sur ses chemins de roulements ne dépendent pas seulement de ses caractéristiques , mais aussi de ses condition d'utilisation et de son état de charge, c'est-à-dire du groupe au quel appartient le pont roulant. Cette classification a été établie par la Fédération Européenne de la Manutention (FEM).

- **Condition d'utilisation :**

Utilisation régulière en service intermittent → Classe B

- **Etat de charge :**

Soulèvement de charges variant de zéro a la charge nominale → Etat de charge 2

$$\left( \begin{array}{l} \text{Classe B} \\ \text{Etat de charge 2} \end{array} \right) \Rightarrow \text{Groupe}$$

### 6.2.3- LA POUTRE DE ROULEMENT :

C'est un élément porteur longitudinal de la voie, le pont roulant circule sur la poutre de roulement munie d'un rail spécial.

Les poutres de roulement sont des poutres simples, leurs appuis sont constitués par des poteaux indépendants ou par des corbeaux fixés sur les poteaux de la halle, La poutre de roulement est sollicitée dynamiquement et de façon répétée.

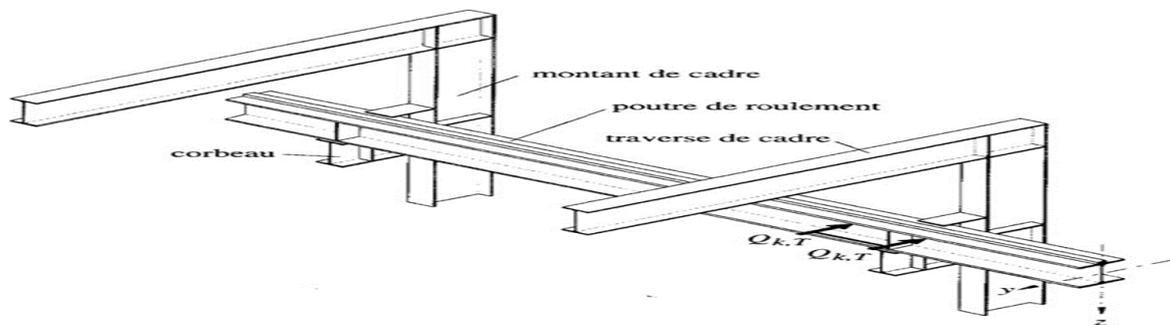


Figure 6.5 : la poutre de roulement.

### 6.2.4- RAILS DE ROULEMENT :

Les rails du pont roulant équipant les poutres de roulements sont en général constitués par simples fers plats ou alors par des profilés spéciaux pour ponts roulants.

Nous choisirons le rail **BURBACH** type **A45**

- $h_r = 5,5 \text{ cm}$
- $b_r = 4,5 \text{ cm}$
- $B = 12,5 \text{ cm}$
- $t_w = 2,4 \text{ cm}$
- $gr = 22,1 \text{ kg/ml} = 221 \text{ N/ml}$

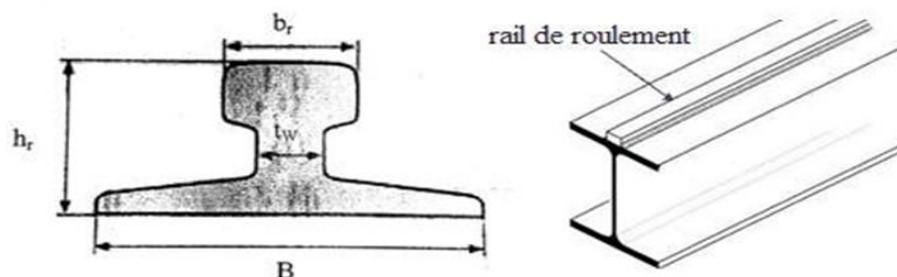


Figure 6.6 : rail BURBACH et ses dimensions.

### 6.3- REACTIONS DES GALETS :

#### 6.3.1- REACTIONS VERTICALES :

Les réactions verticales des galets du pont sur la poutre de roulement sont des actions statiques fournies par le constructeur, comme il est noté dans le tableau des caractéristiques du pont roulant

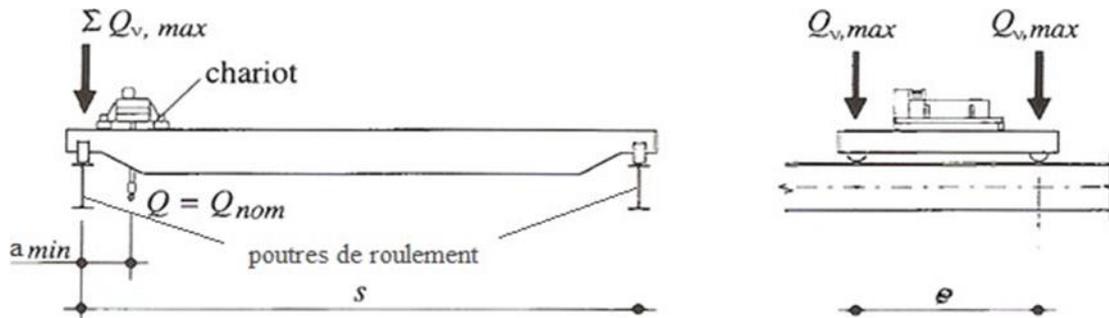


Figure 6.7 : Réactions verticales des galets.

Pour tenir compte des effets dynamiques du pont en mouvement on multiplie les réactions verticales correspondantes des galets du pont immobile par un coefficient d'effet dynamique sa valeur est en fonction du groupe auquel appartient le pont roulant en supposant que les voies de roulements et les galets sont en bon état, ce coefficient tient compte des chocs des galets sur leurs rails de roulement.

- Pour le chemin de roulement :  $\varphi_1 = 1,15$
- Support de chemin de roulement :  $2 = 1,05$

#### 6.3.2 -REACTION HORIZONTALES TRANSVERSALES :

L'accélération ou le freinage du mouvement de direction du chariot a pour effet de provoquer des forces qui sont transmises par les galets du pont roulant à la poutre de roulement, pour le calcul, la valeur des efforts horizontaux  $Q_T$  est admise égale à une fraction des charges verticales maximales  $Q_{Vmax}$  :

$$Q_T = \frac{1}{7} * Q_{Vmax} = \frac{1}{7} * 40.7 = 5.814 \text{ Kn} = 5814 \text{ N}$$

#### 6.3.3- REACTION HORIZONTALES LONGITUDINALES :

Ces réactions ne s'exercent qu'au droit des galets moteurs. Elles sont dues à l'accélération ou au freinage du mouvement de translation. On obtiendra la valeur maximale de la réaction horizontale longitudinale d'un galet moteur en multipliant la réaction verticale maximale statique de ce galet par le coefficient d'adhérence du galet sur son rail :

$$Q_L = c \times Q_{Vmax} \quad \text{tell que :} \quad c = 0,20$$

$$Q_L = 0.2 * 40.7 = 8.14 \text{ Kn} = 8140 \text{ N}$$

### 6.4- CALCUL DE LA POUTRE DE ROULEMENT :

#### 6.4.1- POINTS D'APPLICATION DES REACTIONS DES GALETS :

**Réactions verticales** : Pour tenir compte des tolérances d'exécutions du pont roulant et de pose de ses voies de roulement ainsi que l'usure des rails, on supposera que les charges verticales des galets ont une excentricité horizontale égale au quart de la largeur du rail de roulement par rapport à l'axe vertical de l'âme de la poutre de roulement .

**Réactions horizontales** : Ces réactions seront appliquées au contact des galets avec leurs rails de roulement, leurs excentricités verticales par rapport au-dessus des semelles de la poutre de roulement sont égales à la hauteur du rail.

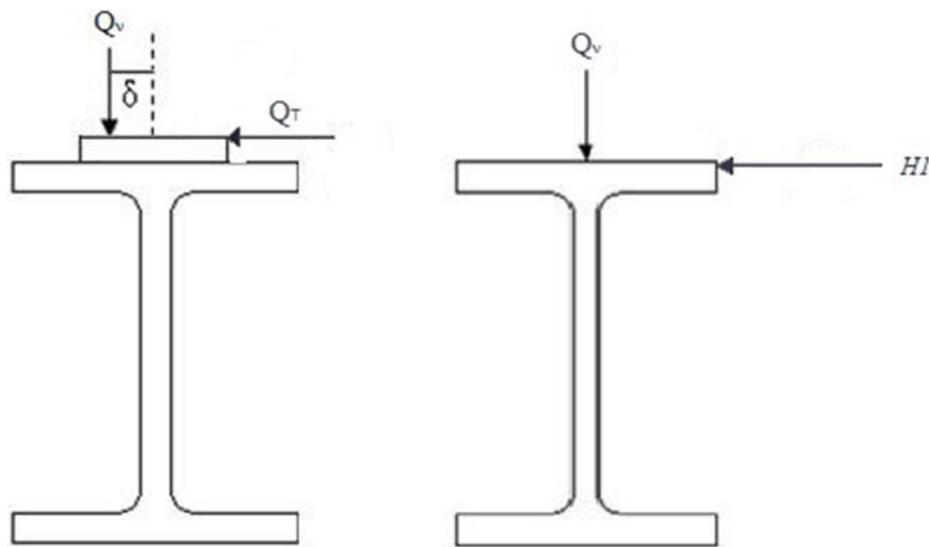
Dans l'étude des actions dues à un pont roulant sur la voie de roulement, on distingue deux cas de charge :

- **1er Cas : Pont roulant en mouvement**

La poutre de roulement est soumise aux charges verticales avec coefficient de majoration dynamique.

- **2ème Cas : Pont roulant lors de freinage où accélération**

La poutre de roulement est soumise aux charges horizontales avec réactions verticales.



**Figure 6.8** : points d'application des réactions du galet.

**6.5- ETAPES DE CALCUL :**

1)- théorème de barré.

2)- Pré dimensionnement de la poutre de roulement.

3)-Calcul des charges appliquées dans les deux cas.

4)-Les vérifications :

- ❖ La flèche
- ❖ L'effort tranchant
- ❖ La stabilité au déversement
- ❖ Résistance de l'âme de la poutre de roulement aux charges transversales :

a)- Ecrasement de l'âme .

b)- Résistance à l'enfoncement .

c)- Résistance au voilement .

**6.6 - VERIFICATION DU THEOREME DE BARRE :**

Si  $e < 0.586 * L \rightarrow M_{MAX} = \frac{Q}{2 * L} * (L - \frac{d}{2})^2$

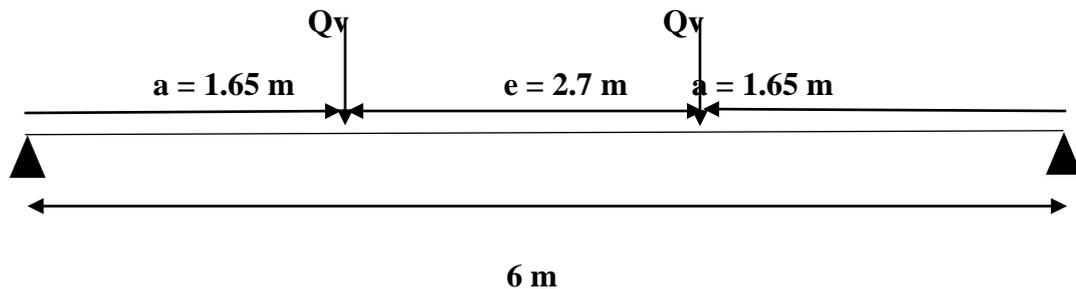
Ou  $e > 0.586 * L \rightarrow M_{MAX} = \frac{Q * L}{4}$

$e = 2.7 \text{ m} < 0.586 * L = 0.586 * 6 = 3.516 \text{ m}$

donc :  $M_{MAX} = \frac{Q}{2 * L} * (L - \frac{d}{2})^2$

**6.6.1- PRE DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE DE ROULEMENT :**

$Fv = 1,15 * Q_{Vmax} = 1,15 * 40.7 = 46.805 \text{ Kn} = 46805 \text{ N}$



**Figure 6.9 :** Disposition de la charge sur la poutre de roulement selon le théorème de barré.

**Remarque :**

La flèche doit être vérifiée à mi-travée, quand les charges ponctuelles sont appliquées symétriquement par rapport au centre de la poutre.

$\delta \leq \frac{L}{750} = \frac{6000}{750} = 8 \text{ mm}$

$\delta = \frac{Fv * a * (3L\lambda^2 - 4a\lambda^2)}{24 * E * Iy} \leq 8 \text{ mm}$

$Iy \geq \frac{Fv * a * (3L\lambda^2 - 4a\lambda^2)}{24 * E * 8} = \frac{46805 * 1650 * (3 * 36000000 - 4 * 2722500)}{24 * 210000 * 8}$

$Iy \geq 18600.29 * 10^4 \text{ mm}^4$

On prendra un **HEB 280**.

**Caractéristiques de HEB 280 :**

Profilée	Poids	Section											
HEB	G	A	h	b	tw	tf	r	Iy	Wply	Wely	Iz	iy	iz
	Kg/m	Cm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	Cm <sup>3</sup>	Cm <sup>3</sup>	Cm <sup>4</sup>	cm	cm
280	103	131,4	280	280	10,5	18	24	19270	1534	471	6595	12,11	7,09

**6.6.2- CALCUL DES CHARGES APPLIQUEES :**

➤ **1<sup>er</sup> cas : pont roulant en mouvement**

G: Poids propre du rail + Poids du profilé.

Qv : Charge mobile.

$$G = 1030 + 221 = 1251 \text{ N/ml}$$

$$Q_v = F_v = 46805 \text{ N}$$

➤ **2<sup>eme</sup> cas : pont roulant lors du freinage ou acceleration**

$$G = 1251 \text{ N/ml}$$

$$Q_v = Q_{vmax} = 40700 \text{ N}$$

$$H_1 = Q_T + \frac{1}{h-tf} [(Q_v \times \frac{br}{4}) + Q_T \times (h_r + \frac{tf}{2})]$$

$$H_1 = 5814 + \frac{1}{280-18} [(40700 \times \frac{45}{4}) + 5814 \times (55 + \frac{18}{2})]$$

$$H_1 = 8981.8 \text{ N}$$

**6.6.3- VERIFICATIONS :**

➤ **Vérification de la flèche :**

➤ **1<sup>er</sup> Cas :**

$$G = 1251 \text{ N/ml} ; Q_v = 46805 \text{ N}$$

$$\delta_{max} = \frac{5 \times G \times L \Lambda^4}{384 \times E \times I_y} + \frac{Q_v \times a \times (3L \Lambda^2 - 4a \Lambda^2)}{24 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{750}$$

$$\delta_{max} = \frac{5 \times 1251 \times 36000000}{384 \times 210000 \times 192700000} + \frac{46805 \times 1650 \times (3 \times 36000000 - 4 \times 2722500)}{24 \times 210000 \times 192700000} = 8.24 \text{ mm} \leq \frac{6000}{750} = 8 \text{ mm}$$

**La flèche n'est pas vérifiée**

**On prend HEB 300**

Caractéristiques de **HEB 300** :

Profilée	Poids	Section											
HEB	G Kg/m	A Cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	Iy cm <sup>4</sup>	Wply Cm <sup>3</sup>	Wely Cm <sup>3</sup>	Iz Cm <sup>4</sup>	iy cm	iz cm
300	117	149,1	300	300	11	19	27	25170	1869	1678	8563	12,99	7,58

**Charges appliquées :**

➤ **1<sup>er</sup> cas : pont roulant en mouvement**

$$G = 1170 + 221 = 1391 \text{ N/ml}$$

$$Q_v = 46805 \text{ N}$$

➤ **2<sup>eme</sup> cas : pont roulant lors du freinage:**

$$G = 1391 \text{ N/ml} \qquad Q_{vmax} = 40700 \text{ N}$$

$$H_1 = Q_T + \frac{1}{h-tf} [(Q_v \times \frac{br}{4}) + Q_T \times (h_r + \frac{tf}{2})]$$

$$H_1 = 5814 + \frac{1}{300-19} [(40700 \times \frac{45}{4}) + 5814 \times (55 + \frac{19}{2})] = 8777,98 \text{ N}$$

➤ **Vérification de la flèche:**

➤ **1<sup>er</sup> Cas :**

$$G = 1391 \text{ N/ml} ; Q_v = 46805 \text{ N}$$

$$\delta_{max} = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times E \times I_y} + \frac{Q_v \times a \times (3L^2 - 4a^2)}{24 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{750}$$

$$\delta_{max} = \frac{5 \times 1391 \times 36000000}{384 \times 210000 \times 251700000} + \frac{46805 \times 1650 \times (3 \times 36000000 - 4 \times 2722500)}{24 \times 210000 \times 251700000} = 6.35 \text{ mm}$$

$$\leq \frac{6000}{750} = 8 \text{ mm}$$

**La flèche est vérifiée**

➤ **2<sup>ème</sup> Cas :**

$$G = 1391 \text{ N/ml}$$

$$Q_v = 40700 \text{ N}$$

$$H_1 = 8777.98 \text{ N}$$

$$I_f = \frac{t_f \times b^3}{12} = \frac{19 \times 27000000}{12} = 42750000 \text{ mm}^4$$

$$\delta_{max} = \frac{H_1 \times a \times (3L^2 - 4a^2)}{24 \times E \times I_f} \leq \frac{L}{750}$$

$$\delta_{max} = \frac{8777.98 \times 1650 \times (3 \times 36000000 - 4 \times 2722500)}{24 \times 210000 \times 42750000} = 6.53 \text{ mm} \leq \frac{L}{750} = 8 \text{ mm} \quad \text{vérifiée}$$

$$\delta_{max} = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times E \times I_y} + \frac{Q_v \times a \times (3L^2 - 4a^2)}{24 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{750}$$

$$\delta_{max} = \frac{5 \times 1391 \times 36000000}{384 \times 210000 \times 251700000} + \frac{40700 \times 1650 \times (3 \times 36000000 - 4 \times 2722500)}{24 \times 210000 \times 251700000} = 5.58 \text{ mm} \leq \frac{6000}{750} = 8 \text{ mm}$$

**La flèche est vérifiée**

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que  $V_{sd} \leq V_{plRd}$

$$V_{PLYRd} = \frac{A_{vy} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} ; V_{PLZRd} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$A_{vY} = A - 2b \times t_f + t_f (t_w + 2r) = 14910 - 2 \times 300 \times 19 + 19(11 + 2 \times 27) = 4745 \text{ mm}^2$$

$$V_{PLYRd} = \frac{4745 \times 235}{\sqrt{3} \times 1.1} = 585262.59 \text{ N}$$

$$A_{vZ} = 2b \times t_f = 2 \times 300 \times 19 = 11400 \text{ mm}^2$$

$$V_{PLZRd} = \frac{11400 \times 235}{\sqrt{3} \times 1.1} = 1406110.34 \text{ N}$$

**Sens y-y**

➤ **1<sup>er</sup> Cas :**

$$V_G = \frac{G \times L}{2} = \frac{1391 \times 6}{2} = 4173 \text{ N}$$

$$V_{QV} = \frac{Qv \times (2L - e)}{L} = \frac{46805 \times (2 \times 6 - 2.7)}{6} = 72547.75 \text{ N}$$

$$V_{YSD} = 1.35 \times V_G + 1.5 \times V_{QV} = 1.35 \times 4173 + 1.5 \times 72547.75 = 114455.18 \text{ N}$$

$$< 0.5 \times V_{PLYRD} = 292631.3 \text{ N}$$

➤ **2<sup>ème</sup> cas :**

$$V_G = \frac{G \times L}{2} = \frac{1391 \times 6}{2} = 4173 \text{ N}$$

$$V_{QV} = \frac{Qv \times (2L - e)}{L} = \frac{40700 \times (2 \times 6 - 2.7)}{6} = 63085 \text{ N} < V_Q (1^{er} \text{ Cas})$$

$$V_{HI} = \frac{H_1 \times (2L - e)}{L} = \frac{8777.98 \times (2 \times 6 - 2.7)}{6} = 13605.87 \text{ N}$$

$$V_{ZSD} = 1.35 \times V_G + 1.5 \times (V_{QV} + V_{HI}) = 1.35 \times 4173 + 1.5 \times (63085 + 13605.87) = 120669.86 \text{ N}$$

$$V_{ZSD} = 120669.86 \text{ N} < 0.5 \times V_{PLYRD} = 292631.3 \text{ N} \quad \text{Sens y-y est vérifié}$$

**Sens z-z :**

$$V_{ZSD} = 1.5 \times H_1 < V_{PLZRD}$$

$$V_{ZSD} = 1.5 \times 8777.98 = 13166.97 \text{ N} < V_{PLZRD} = 1406110.34 \text{ N}$$

$$V_{ZSD} = 13166.97 \text{ N} < 0.5 \times V_{PLZRD} = 703055.17 \text{ N} \quad \text{Sens z-z est vérifié}$$

L'effort tranchant est vérifié et il n'a pas d'influence sur la résistance au moment fléchissant.

❖ **Stabilité au déversement :**

➤ **1<sup>er</sup> cas : pont roulant en mouvement sous g et q<sub>v</sub>**

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_{ySD}(G)}{X_{LT1} \times W_{ely} \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{M_{ySD}(Qv)}{X_{LT2} \times W_{ely} \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

**1- Charge G :**

$$K = 1 ; C_1 = 1,132 ; C_2 = 0,459 \quad (\text{Tableau b.1.2 CCM 97})$$

$$I_w = 1688 \times 10^9 \text{ mm}^6 ; Z_g = 0$$

$$\lambda_{LT1} = K \times L \left( \frac{W_{ply}^2}{I_z \times I_w} \right)^{0.25} / \sqrt{C_1 \{ [K^2 + (K \times L)^2 \times G \times I_t / \pi^2 \times E \times I_w] + (C_2 \times Z_g)^2 \times [I_z / I_w]^{0.5} - C_2 \times Z_g [I_z / I_w]^{0.5} \}^{0.5}}$$

$$\lambda_{LT1} = 52.76 \quad \text{Fe 360} \rightarrow \varepsilon = 1 ; \text{ IPE de classe 1} \rightarrow \beta_w = 1$$

$$\overline{\lambda}_{LT1} = \frac{\lambda_{LT1}}{93.9 \times \varepsilon} = \frac{52.76}{93.9 \times 1} = 0.56$$

$$\text{Profilée laminée} \rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [ 1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT1} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT1}^2 ] = 0.5 [ 1 + 0.21 (0.56 - 0.2) + 0.56^2 ] = 0.69$$

$$X_{LT1} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT1}^2)}} = \frac{1}{0.69 + \sqrt{(0.476 - 0.314)}} = 0.91$$

**1- Charge  $Q_v$  :**

$$Z_G = \frac{h}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$$

$$\lambda_{LT} = K \cdot L \left( \frac{W_{ply}^2}{I_z \cdot I_w} \right)^{0.25} / \sqrt{C_1 \{ [K^2 + (K \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t / \pi^2 \cdot E \cdot I_w] + (C_2 \cdot Z_g)^2 \cdot I_z / I_w \}^{0.5} - C_2 \cdot Z_g [I_z / I_w]^{0.5} }^{0.5}$$

$$\lambda_{LT} = 61.38$$

$$\overline{\lambda_{LT2}} = \frac{\lambda_{LT2}}{93.9 \times \varepsilon} = \frac{61.38}{93.9 \times 1} = 0.65$$

Profilée laminée  $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$

$$\phi_{LT} = 0.5 [ 1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda_{LT2}} - 0.2) + \overline{\lambda_{LT2}}^2 ] = 0.5 [ 1 + 0.21 (0.65 - 0.2) 0.65^2 ] = 0.75$$

$$X_{LT1} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT} \lambda_2 - \overline{\lambda_{LT}} \lambda_2)}} = \frac{1}{0.75 + \sqrt{(0.562 - 0.423)}} = 0.89$$

**❖ Calcul des moments :**

$$(G) = 1.35 \left( \frac{G \times L \lambda^2}{8} \right) = 1.35 \left( \frac{1391 \times 36}{8} \right) = 8450.325 \text{ N} \cdot \text{m} = 8405325 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{ysd(Qv)} = 1.5 (Q_v \times a) = 1.5 (46805 \times 1.65) = 115842.375 \text{ N} \cdot \text{m} = 115842375 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

**La vérification :**

$$\frac{8450325}{0.91 \times 1678000 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{115842375}{0.89 \times 1678000 \times \frac{235}{1.1}} = 0.4 \leq 1 \text{ La pièce est stable vis-à-vis du déversement.}$$

**➤ 2<sup>eme</sup> cas : pont roulant de freinage ou accélération sous  $g$  et  $q_v$  et  $h_1$** 

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_{ysd(G)}}{X_{LT1} \times W_{ely} \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{M_{ysd(Qv)}}{X_{LT2} \times W_{ely} \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{M_{ysd(H1)}}{W_{elf} \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

**Calcul des moments :**

$$(G) = 1.35 \left( \frac{G \times L \lambda^2}{8} \right) = 1.35 \left( \frac{1391 \times 36}{8} \right) = 8450.325 \text{ N} \cdot \text{m} = 8405325 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{ysd(Qv)} = 1.5 (Q_v \times a) = 1.5 (40700 \times 1.65) = 100732.5 \text{ N} \cdot \text{m} = 100732500 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{ysd(H1)} = 1.5 (H1 \times a) = 1.5 (8777.98 \times 1.65) = 21725.5 \text{ N} \cdot \text{m} = 21725500 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$W_{elf} = \frac{I_f}{v}; \text{ tell que : } I_f = (t_f \times b^3) / 12 = (19 \times 300^3) / 12 = 42750000 \text{ mm}^4$$

$$v = \frac{h}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm} \quad W_{elf} = \frac{42750000}{150} = 285000 \text{ mm}^3$$

**La vérification :**

$$\frac{8405325}{0.91 \times 1678000 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{100732500}{0.89 \times 1678000 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{21725500}{285000 \times \frac{235}{1.1}} = 0.689 \leq 1$$

**La pièce est stable vis-à-vis du déversement.**

❖ **Résistance de l'âme de la poutre de roulement aux charges transversales :**

**a) - Ecrasement de l'âme :**

La résistance de calcul de l'âme à l'écrasement pour les charges de galets du pont roulant transmises à travers un rail reposant sur une semelle sans y être soudé est égale à :

$$R_{yRd} = S_y \times t_w \times \frac{F_{yw}}{\gamma_{m1}} \text{CCM97 (5.74)}$$

Il faut vérifier que :

$$F_{sd} < R_{yRd}$$

Calcul de  $R_{yRd}$ :

$$S_y = 2 \times (hr + tf) \times \sqrt{1 - \left(\frac{\gamma_{m0} \times \sigma_f E d}{F_{yf}}\right)^2} \wedge 2 \text{CCM97 (5.76)}$$

$\sigma_{Fed}$  : Contrainte longitudinale dans la semelle.

hr: Hauteur du rail.

$$f_{yf} = f_{yw} = f_y$$

$$\sigma_{Fed} = \frac{M_{ysd}}{W_{ely}}$$

❖ **Calcul du moment max :**

$$M_{ysd} = 1,35M_G + 1,5M_{Qv} = 8450.325 + 115842.375 = 124292.7 \text{ N}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_{Fed} = \frac{124292700}{1678000} = 74.072 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$S_y = 2 \times (55 + 19) \times \sqrt{1 - \left(\frac{1.1 \times 74.072}{235}\right)^2} \wedge 2 = 138.82 \text{ mm}$$

$$R_{yRd} = 138.82 \times 11 \times \frac{235}{1.1} = 326225.5 \text{ N}$$

$$F_{sd} = 1,5 Q_v = 1,5 \times 46805 = 70207.5 \text{ N} < R_{yRd} = 326225.5 \text{ N} \text{ Vérifiée}$$

❖ **Résistance a l'enfoncement :**

La résistance à l'enfoncement local d'une âme de section en I, H ou U est déterminée par la formule

$$R_{aRd} = 0,5 \times (t_w^2 / \gamma_{m1}) \times \sqrt{E \times F_{ym}} \times \sqrt{\frac{T_f}{T_w}} \text{CCM97(5.77)}$$

$$R_{aRd} = 0,5 \times (11^2 / 1.1) \times \sqrt{210000 \times 235} \times \sqrt{\frac{19}{11}} = 507793.02 \text{ N}$$

$$M_{CRd} = W_{PLY} \times \frac{F_y}{\gamma_{m0}} = 1869 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1} = 399286.36 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

Il faut vérifier les critères suivantes :

$$F_{sd} \leq R_{aRd} \rightarrow F_{sd} = 70207.5 \text{ N} \leq R_{aRd} = 507793.02 \text{ N} \quad \text{vérifiée (CCM97 ( 5.78 a))}$$

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \rightarrow M_{sd} = 124247.7 \text{ N}\cdot\text{m} \leq M_{c,Rd} = 399286.36 \text{ N}\cdot\text{m} \quad \text{v\u00e9rifi\u00e9e (CCM97 ( 5.78 b))}$$

$$\frac{F_{sd}}{R_{aRd}} + \frac{M_{sd}}{M_{cRd}} \leq 1.5 \rightarrow \frac{70207.5}{507793.02} + \frac{124247.7}{399286.36} = 0.45 \leq 1.5 \quad \text{v\u00e9rifi\u00e9e (CCM97 ( 5.78 c))}$$

Donc c'est v\u00e9rifi\u00e9e

### ❖ R\u00e9sistance au voilement :

La r\u00e9sistance du voilement d'âme d'un profil\u00e9 en I, H ou U est d\u00e9termin\u00e9e en \u00e9tudiant le flambement de l'âme consid\u00e9r\u00e9e comme un \u00e9l\u00e9ment virtuel comprim\u00e9 .

$$F_{sd} \leq R_{bRd} = \chi \times A_w \times \beta_A \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}$$

O\u00f9 :

$$\beta_A = 1 \quad \text{classe 1}$$

$$S_S = 0 \rightarrow b_{\text{eff}} = \frac{h}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$$

$$A_w = b_{\text{eff}} \times t_w = 150 \times 11 = 1650 \text{ mm}^2$$

$$I_w = t_w^3 \times b / 12 = 11^3 \times 300 / 12 = 16637.5 \text{ mm}^4$$

$$i_w = \sqrt{\frac{I_w}{A_w}} = \sqrt{\frac{16637.5}{1650}} = 3.17 \text{ mm}$$

$$L_f = h - 2(t_w + r) = 300 - 2(19 + 27) = 208 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i_w} = \frac{208}{3.17} = 65.62$$

$$\text{Fe 360} \rightarrow F_y = 235 \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93.9 \times \varepsilon} = \frac{65.62}{93.9 \times 1} = 0.7$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{300}{300} = 1 < 1.2 \\ t_f = 19 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow \text{axe Z-Z} \rightarrow \text{courbe C} \rightarrow \alpha = 0.49$$

$$\phi = 0.5 [ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 ] = 0.5 [ 1 + 0.49 (0.7 - 0.2) + 0.7^2 ] = 0.87$$

$$X = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.87 + \sqrt{0.87^2 + 0.7^2}} = 0.72$$

$$F_{sd} = 70207.5 \text{ N} \leq R_{bRd} = 0.87 \times 1650 \times 1 \times \frac{235}{1.1} = 253800 \text{ N}$$

**V\u00e9rifi\u00e9e**

### Conclusion :

Le profil\u00e9 **HEB 300** convient comme poutre de roulement du pont roulant .

# **CHAPITRE 7**

## **STABILITE ET CONTREVENTEMENT**

---

### 7.1- INTRODUCTION :

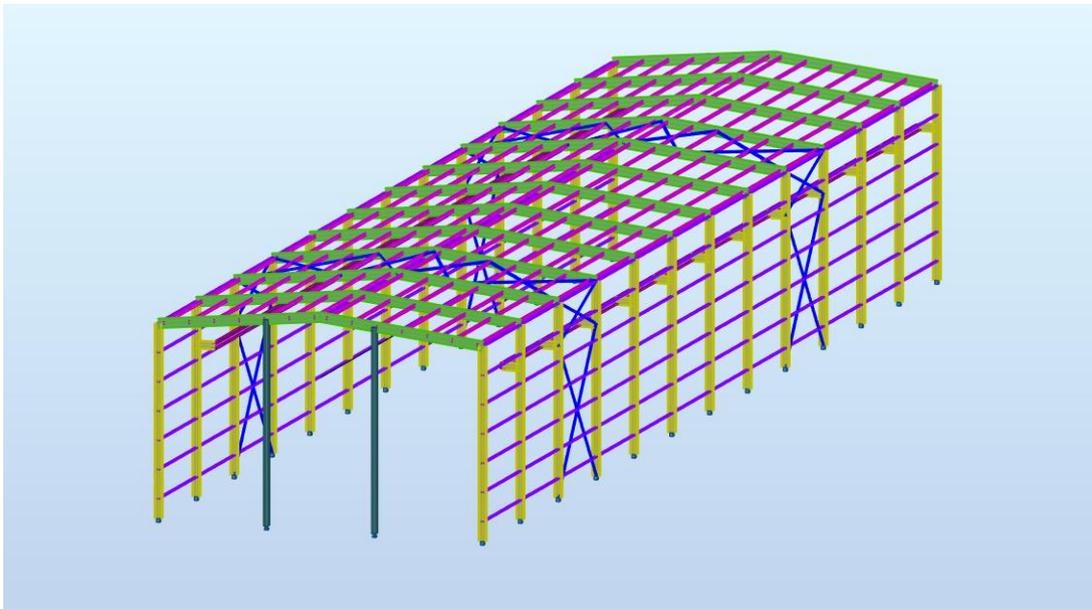
Les contreventements sont les éléments stabilisateurs principaux d'une structure. Ils sont soumis à des forces situées essentiellement dans leur plan. Les actions qui provoquent ces forces sont :

- ✓ Le vent agissant sur les façades de la structure.
- ✓ L'action du séisme.
- ✓ Les actions horizontales des ponts roulants agissant sur les voies de roulement.

Les efforts de stabilité due à une dissymétrie des charges. Les efforts horizontaux appliqués dans le sens transversal sont repris par les portiques auto stables. Dans le sens longitudinal, ils sont repris par les palées de stabilité.

Le contreventement des toitures est assuré par des poutres au vent, elles ont pour rôle de reprendre la charge de vent agissant sur le pignon et de la transmettre aux palées de stabilités puis aux fondations assurant ainsi la stabilité horizontale longitudinale de la structure.

Ce chapitre traitera le calcul des poutres au vent et des palées de stabilité.



**Figure 7.1 :** Présentation des contreventements et stabilités.

### 7.2- POUTRES AU VENT :

La structure est constituée de deux poutres au vent dans le bloc industriel et une dans le bloc administrative, appuyées sur les palées de stabilité et chargées par les réactions des potelets. Notre bâtiment est contreventé par trois poutres au vent, Ses poutres au vent sont constituées de pannes et de diagonales, leurs fonctions principales sont :

- ✓ Transmettre les actions horizontales du vent sur les pignons jusqu'aux palées de stabilité dans les longs pans.
- ✓ Transmettre toutes les forces de frottements exercés par le vent sur la toiture aux palées de stabilité.
- ✓ Fournir la stabilité pendant le montage.
- ✓ Limiter les déformations des ouvrages pour respecter les critères de déformabilité admissible imposée par les règlements.

### 7.2.1- ÉTAPES DE CALCUL :

- ✓ Plans d'implantation et de repérage.
- ✓ Calcul et vérifications pour chaque bloc :
  - Calcul des forces dues à l'action du vent et aux imperfections.
  - Détermination des efforts internes dans les barres
  - Vérifications :
    - 1) Vérification des diagonales.
    - 2) Vérification des pannes.

#### 7.2.1.1- PLANS D'IMPLANTATION ET DE REPERAGE :

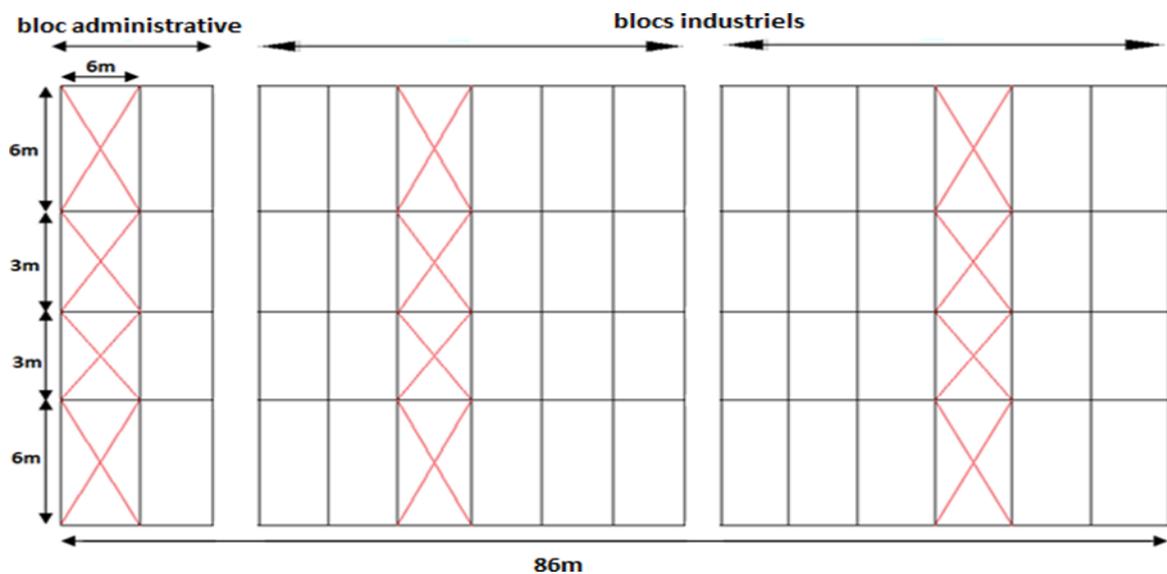


Figure 7.2 : vue en plan des poutres au vent.

#### 7.2.1.2- CALCUL DES FORCES DUES AUX IMPERFECTIONS :

##### • Poutre 1 (bloc administrative) :

Les imperfections sont remplacées par la force équivalente  $q$  et chaque poutre au vent contrevent des éléments multiples :

$$\delta_q \leq \frac{L}{2500} \quad q = \frac{\sum N [Kr + 0.2]}{60 \times L}$$

$q$  : force équivalente de stabilisation appliquée sur la longueur comprimée de la membrure stabilisée.

$$\text{➤ } Kr = \sqrt{\left(0.2 + \frac{1}{nr}\right)}$$

Avec  $n_r$  nombre de portiques à stabiliser.

- Lorsque le système de contreventement doit stabiliser une poutre fléchie, la force  $N$  est déterminée comme suit :

$$N = \frac{M}{h} ; \quad M : \text{Moment max dans la poutre (IPE500)}.$$

Avec  $M = M_{PLRD} = \frac{Wply \times Fy}{\gamma m0}$

$N = \frac{M}{h}$  on choisit un **IPE500** avec **h=500 mm**

$$M = M_{PLRD} = \frac{Wply \times Fy}{\gamma m0} = \frac{2194000 \times 235}{1,1} = 468718.18 \text{ N*m}$$

➤  $N = \frac{468718,18}{0,5} = 937436.36 \text{ N}$

➤  $n_r = 3$

➤  $Kr = \sqrt{(0.2 + \frac{1}{3})} = 0.73 < 1$

➤  $q = \frac{3 \times 937436.36 \times [0.73 + 0.2]}{60 \times 18} = 2421.71 \text{ N / ml}$

$$\Delta F1 = \Delta F3 = q \times L1 = 2421.71 \times 4,5 = 10897.88 \text{ N}$$

$$\Delta F0 = \Delta F2 = \Delta F4 = q \times L2 = 2421.71 \times 3 = 7265.25 \text{ N}$$

• **Poutre 2 (bloc industriel) :**

$N = \frac{M}{h}$  on choisit un **IPE500** avec **h=500 mm**

$$M = M_{PLRD} = \frac{Wply \times Fy}{\gamma m0} = \frac{2194000 \times 235}{1,1} = 468718.18 \text{ N*m}$$

➤  $N = \frac{468718,18}{0,5} = 937436.36 \text{ N}$

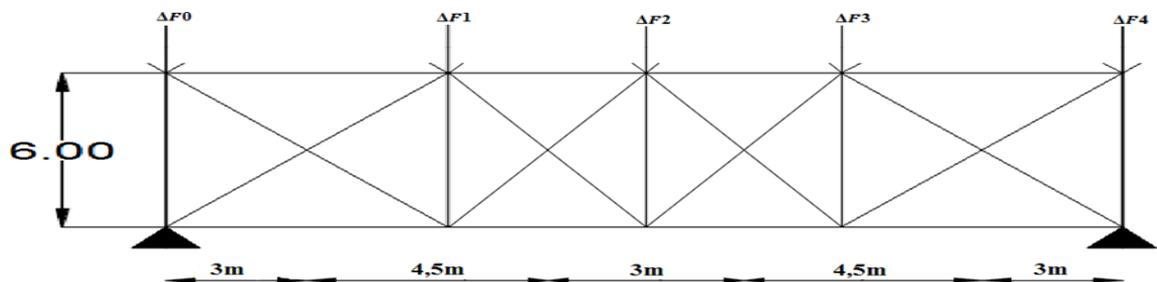
➤  $n_r = 7$

➤  $Kr = \sqrt{(0.2 + \frac{1}{7})} = 0.58 < 1$

➤  $q = \frac{7 \times 937436.36 \times [0.58 + 0.2]}{60 \times 18} = 4739.26 \text{ N / ml}$

$$\Delta F1 = \Delta F3 = q \times L1 = 4739.26 \times 4,5 = 21326.68 \text{ N}$$

$$\Delta F0 = \Delta F2 = \Delta F4 = q \times L2 = 4739.26 \times 3 = 14217.78 \text{ N}$$



**Figure7.3-** clarification des forces dues aux imperfections .

7.2.1.3- CALCUL DES FORCES DUES AU VENT :

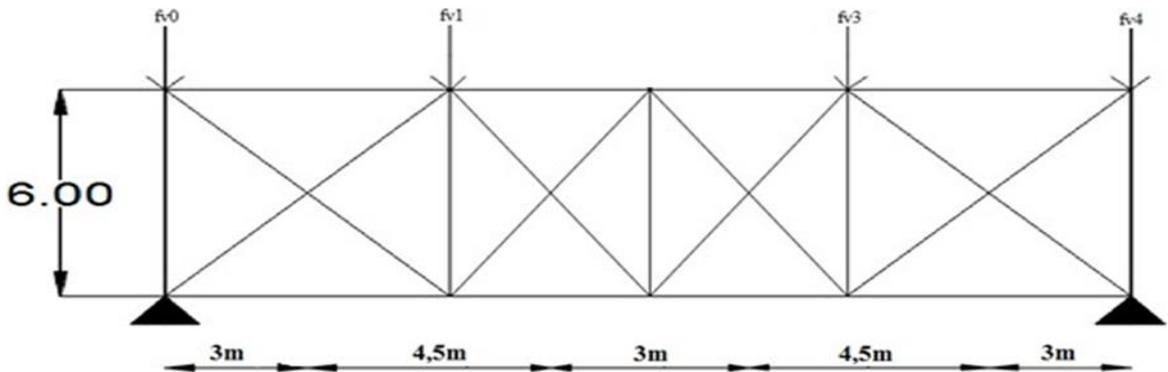


Figure7.4- clarification des forces dues au vent .

❖ Sous vent  $v1$  (perpendiculaire au pignon 1)

Poutre au vent chargée par la zone d :

A -bloc administrative :

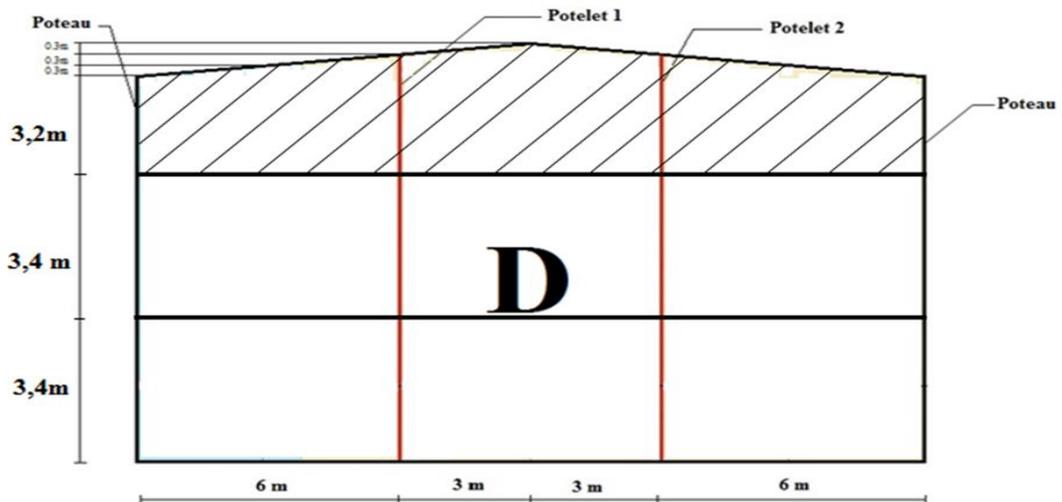


Figure 7.5 : Chargement de la poutre au vent 1 dans la zone D.

Toutes les actions calculées sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau 7.1 : Les actions de la Poutre au vent 1 chargée par la zone D.

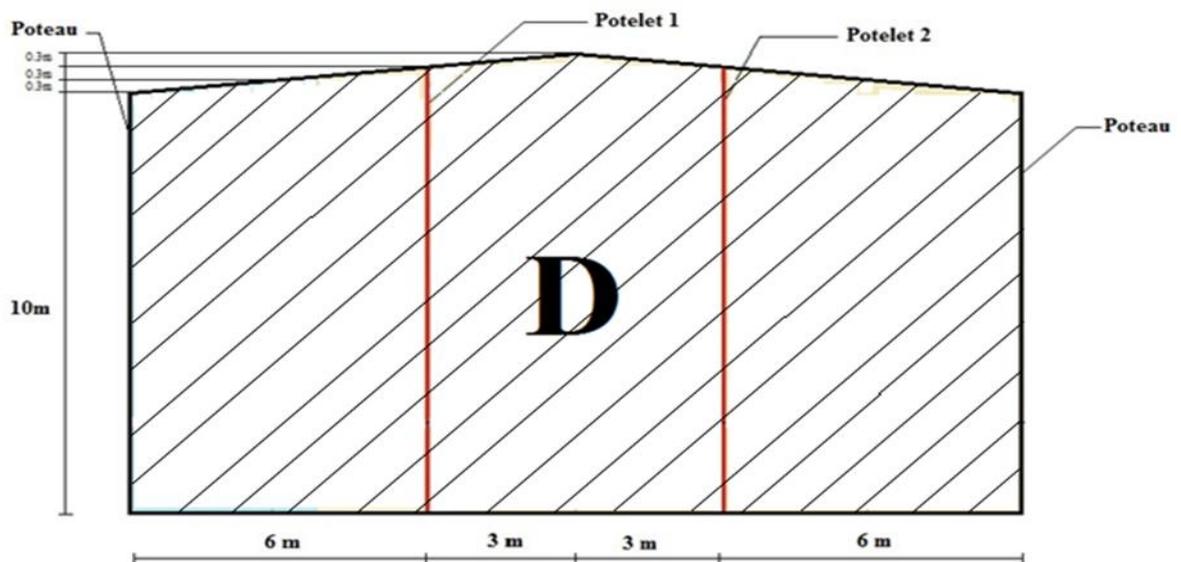
Eléments	0 et 4	2	1 et 3
Zones	D		
$C_{pe}$	0,856		0,8
$C_{pi}$	-0,518		
$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )	658,5		
L (m)	3		4,5

W (N/m)	qp × (cpe - cpi) × L		
		2714,34	
h (m)	1,6	2,5	2,2
f <sub>vi</sub> (N)	W × h		
	237,4		856,2
f <sub>frot</sub> (N)	237,4	237,4	356,2
Δfi (N)	7265,25	7265,25	10897,88
Fi (N)	Fi = 1,5(F <sub>frot</sub> + F <sub>vi</sub> ) ± ΔFi		
	14135,76	7621,35	24895,16

❖ **Sous vent v3 (perpendiculaire au pignon 2)**

**Poutre au vent chargée par la zone d :**

**b - bloc industriel :**



**Figure 7.6 :** Chargement de la poutre au vent 2 dans la zone D.

Toutes les actions calculées sont résumées dans les tableaux suivants

**Tableau 7.2 :** Les actions de la Poutre au vent 1 chargée par la zone D.

Eléments	0 et 4	2	1 et 3
Zones	D		
C <sub>pe</sub>	0,856		0,8
C <sub>pi</sub>	-0,5373		
q <sub>p</sub> (N/m <sup>2</sup> )	658,5		

L (m)	3		4,5
W (N/m)	$q_p \times (c_{pe} - c_{pi}) \times L$		
	2752,46		3962,75
h (m)	5	5,45	5,3
$f_{vi}$ (N)	$W \times h$		
	13762,32		21002,6
$f_{frot}$ (N)	712,3	712,3	1424,6
$\Delta f_i$ (N)	14217,78	14217,78	21326,68
Fi (N)	$F_i = 1,5(F_{frot} + F_{vi}) \pm \Delta F_i$		
	35929,71	15286,23	54967,48

❖ Sous vent v4 :

Poutre au vent (1 et 2) chargée par les zones a et b :

A - bloc administrative :

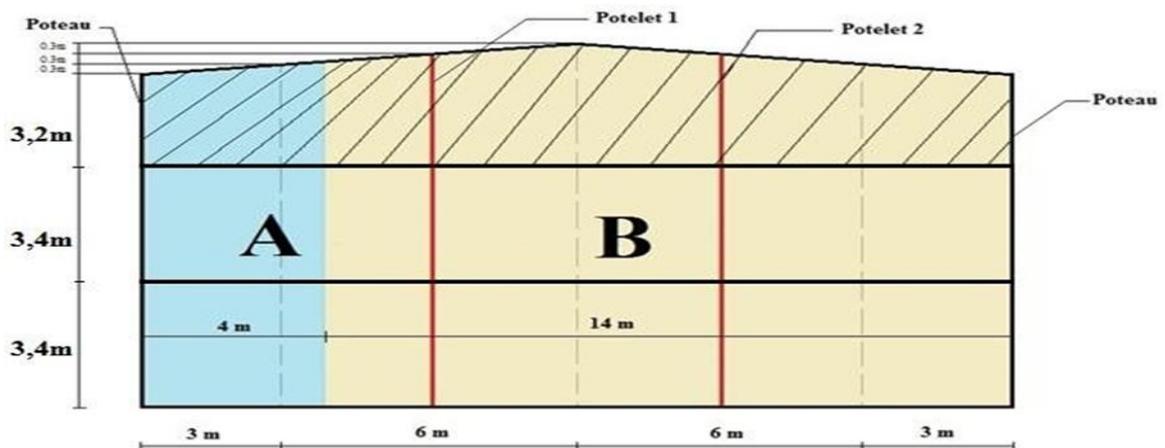


Figure 7.7 : Chargement de la poutre au vent 1 dans les zones A,B.

Toutes les actions calculées sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau 7.3 : Les actions de la Poutre au vent 1 chargée par la zone A,B.

Eléments	0	1		2	3	4
Zones	A	A	B		B	B
$C_{pe}$	-1,084	-1,197	-0,8		-0,8	-0,856
$C_{pi}$	0,72					
$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )	658,5					
L (m)	3	4,5		3	4,5	3

W (N/m)	$q_p \times (c_{pe} - c_{pi}) \times L$				
	-3563,8	-5680,55	-4504,14		-4504,14
h (m)	1,6	2,2	2,5	2,2	1,6
F <sub>vi</sub> (N)	$W \times h$				
	-5702,08	-11922,09		-9909,11	-4981,42
F <sub>frot</sub> (N)	237,4	356,2	237,4	356,2	237,4
Δfi (N)	7265,25	10897,88	7265,25	10897,88	7265,25
Fi (N)	$Fi = 1,5(F_{frot} + F_{vi}) \pm \Delta Fi$				
	-15462,27	-28246,72	-6909,15	-25227,25	-14381,28

**B - bloc industriel :**

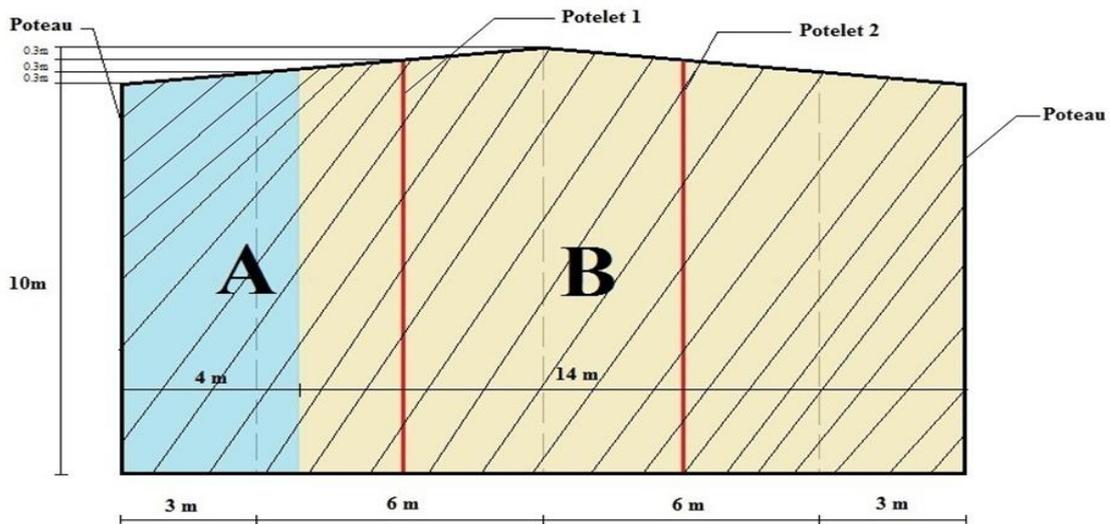


Figure 7.8 : Chargement de la poutre au vent 2 dans les zones A,B.

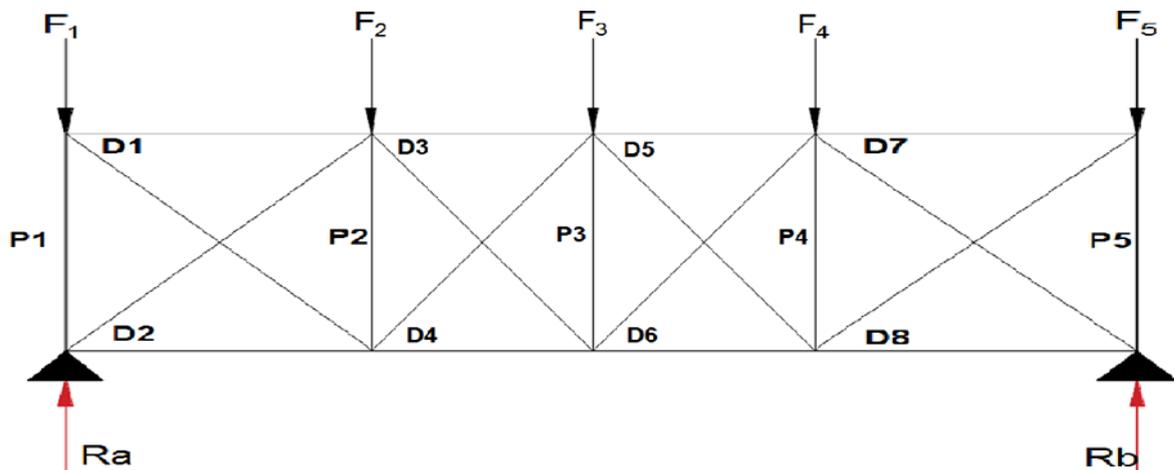
Toutes les actions calculées sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau 7.4- Les actions de la Poutre au vent 2 chargée par la zone A,B.

Eléments	0	1		2	3	4
Zones	A	A	B		B	B
C <sub>pe</sub>	-1,0	-1,0	-0,8		-0,8	-0,8
C <sub>pi</sub>	0,72					
q <sub>p</sub> (N/m <sup>2</sup> )	658,5					
L (m)	3	4,5		3	4,5	3
	$q_p \times (c_{pe} - c_{pi}) \times L$					

W (N/m)	-3397,8	-5096,79	-4504,14		-4504,14	-4504,14
		-4965,09				
h (m)	5	5,3	5,45	5,3	5	
F <sub>vi</sub> (N)	W × h					
	-16989,3	-26314,98		-23871,94	-22520,7	
F <sub>frot</sub> (N)	712,3	1424,6	712,3	1424,6	712,3	
Δfi (N)	14217,78	21326,68	14217,78	21326,68	14217,78	
Fi (N)	Fi=1,5(F <sub>frot</sub> + F <sub>vi</sub> ) ± ΔFi					
	-38633,3	-58662,25	-13149,3	-54997,7	-46930,4	

**7.2.1.4- CALCUL DES EFFORTS INTERNES DANS LES BARRES :**



**Figure 7.9:** Schéma statique de la poutre au vent.

On détermine les efforts dus au vent l'aide du logiciel « **RDM6** », qui nous donnent les résultats qui sont indiqués dans le tableau ( Voir APPENDICE A)

**7.2.1.5-LES VERIFICATIONS :**

**Remarque:**

les résultats obtenus ci-dessus indique un effort de traction plus défavorable que celui de la compression, donc nous allons vérifier selon les deux cas.

➤ **Les cas les plus défavorables :**

- **Cas A- Vent V3**

➤ Les pannes :

L=6m      Nsd=51,32 KN = 5132 daN      COMPRESSION

➤ Les diagonales :

L=7,81m      Nsd=55,25 KN = 5525 daN      COMPRESSION

- **Cas B - Vent V4**

➤ Les pannes :

L=6m      Nsd=61,48 KN = 6148 daN      TRACTION

➤ Les diagonales :

L=7,81m      Nsd=66,65 KN = 6665 daN      TRACTION

**7.2.1.5.1-VERIFICATION DES PANNES :**

Les pannes faisant partie de la poutre au vent sont soumises à la flexion et à la compression L'YPE160 ne vérifie pas ces sollicitations. Pour garder la même hauteur, on prendra des HEB160.

Les pannes doivent vérifier la formule :

$$\frac{N_{sd}}{x_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{ysd}}{x_{LT} \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_Z \cdot M_{zsd}}{W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

➤ **Charge permanente :****g1** : poids propre du HEB160=42,6 daN/ml**g2** : poids de la couverture TL75 (15,21 daN/m<sup>2</sup>)=15,21.1,13=17,19 daN/ml

G=g1+g2=59,49 daN/ml

 $G_y = G \cdot \sin 5,711 = 5,92$  daN/ml $G_z = G \cdot \cos 5,711 = 59,2$  daN/ml➤ **Charges climatiques :**

Le vent :

W = -200,51 daN/ml

La combinaison la plus défavorable est :  $M_{ysd} = M_G + 1.5M_w^-$ .

➤ Flexion suivant Y-Y :

$$M_{ysd} = 59,2 \times \frac{6^2}{8} - 1,5(200,51 \times \frac{6^2}{8}) = -1087,04 \text{ daN.m}$$

➤ Flexion suivant Z-Z :

$$M_{zsd} = 5,92 \times \frac{6^2}{8} = 26,64 \text{ daN.m}$$

➤ **Calcul de  $\chi_z$** Fe360 →  $\epsilon=1$ Classe1 →  $\beta_A = 1$ 

$$L_{fz} = L$$

$$\lambda_z = \frac{L_{Fz}}{i_z} + \frac{L}{i_z} = \frac{600}{4,07} = 147,42$$

$$\lambda_z^- = \frac{\lambda_z}{93,91\epsilon} \sqrt{\beta_A} = 1,57$$

Profilé laminé

$t_f < 40 \text{ mm}$

Axe de flambement z-z → Courbe c  $\chi_z = 0,2933$

$$\frac{h}{b} = 1 < 1,2$$

➤ **Calcul de  $K_z$ :**

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1$$

$$\mu_{Lt} = 0,15 \cdot \lambda_z^- \cdot \beta_{MLt} - 0,15 < 0,9$$

$$\beta_{MLt} = \beta_{My} = 1,3$$

$$\mu_{Lt} = 0,15 \times 1,57 \times 1,3 - 0,15 = 0,156 < 0,9$$

$$K_{Lt} = 1 - \frac{0,156 \times 5132}{0,2933 \times 54,3 \times 2350} = 0,979 < 1$$

➤ **Calcul de  $\chi_{Lt}$ :**

avec :  $Z_G = \frac{h}{2} = -8 \text{ cm}$  ;  $L_{fy} = 600 \text{ cm}$  ;  $k = 0,5$  ;  $c_1 = 0,972$  ;  $c_2 = 0,304$

$$I_z = 889 \text{ cm}^4 ; I_t = 32,2 \text{ cm}^4 ; w_{ply} = 354 \text{ cm}^3$$

$$I_w = I_z = \frac{(h-t_f)^2}{4} = 48026 \text{ cm}^6$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{K \cdot L \left( \frac{w_{ply}^2}{I_w I_z} \right)^{0,25}}{\sqrt{c_1} \left[ \left( k^2 + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \frac{I_z}{I_w} \right)^{0,5} - c_2 \cdot Z_g \left( \frac{I_z}{I_w} \right)^{0,5} \right]^{0,5}} = 50,34$$

$$\lambda_z^- = \frac{\lambda_{Lt}}{93,91 \varepsilon} \cdot \sqrt{\beta_w} = 0,536 \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ (classe)}$$

Courbe 'a' →  $X_{Lt} = 0,913$

$$\frac{5132}{0,2933 \times 54,3 \times \frac{2350}{1,1}} + \frac{0,979 \times 1087,04 \times 10^2}{0,913 \times 354 \times \frac{2350}{1,1}} + \frac{1,229 \times 26,64 \times 10^2}{0,674 \times 170 \times \frac{2350}{1,1}} = 0,318 \leq 1$$

→ Les pannes sont vérifiées on prend **HEB160**.

### 7.2.1.5.2-VERIFICATION DES DIAGONALES :

La diagonale la plus sollicitée sous le vent V3, de longueur  $L = 848,5 \text{ cm}$ , est soumise à un effort de compression  $N_{sd} = 55,27 \text{ KN}$

Le dimensionnement se fera au flambement. On choisira des doubles cornières  $100 \times 100 \times 10$ .

$$A = 2 \times 19,2 = 38,4 \text{ cm}^2 ; i_y = 3,04 \text{ cm} ; L = 848,5 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L}{i_y} = \frac{848,5}{3,04} = 279,11$$

$$\lambda^- = \frac{\lambda \times \sqrt{\beta_A}}{93,9 \times \varepsilon} + \frac{279,11 \times \sqrt{1}}{93,9 \times 1} = 2,97$$

→ Section en **L**, courbe de flambement C (**tableau 55.3 - CCM97**)

$$\chi = 0,0969$$

$$N_{bRd} = \chi \cdot A \cdot \beta_A \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{bRd} = 0,0969 \times 38,4 \times 1 \times \frac{23,5}{1,1} = 79,49 \text{ KN} > N_{sd} = 55,27 \text{ KN}$$

On admet des doubles cornières **100×100×10** comme profilé de diagonale de la poutre au vent.

### 7.2.1.5.3-VERIFICATION DES PANNES :

Les pannes faisant partie de la poutre au vent sont soumises à la flexion et à la traction.

Les pannes doivent vérifier la formule :

$$\frac{N_{sd}}{A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{M_{ysd}}{W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$M_{ysd} = 59,2 \times \frac{6^2}{8} - 1,5 \left( 200,51 \times \frac{6^2}{8} \right) = -1087,04 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 6148 \text{ daN}$$

$$\frac{6148}{54,3 \times \frac{2350}{1,1}} + \frac{1087,04 \times 10^2}{354 \times \frac{2350}{1,1}} = 0,1971 \leq 1$$

→ Les pannes sont vérifiées on prendre **HEB160**

### 7.2.1.5.4-VERIFICATION DES DIAGONALES :

La diagonale la plus sollicitée sous le vent V4, de longueur L= 848,5cm, est soumise à un effort de traction  $N_{sd} = 66,65 \text{ KN}$

Le dimensionnement se fera au flambement.

On choisira des doubles cornières 100x100x10

$$N_{sd} \leq N_{trd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \qquad A = 2 \times 19,2 = 38,4 \text{ cm}^2$$

$$N_{trd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{38,4 \times 23,5}{1,1} = 820,36 \text{ KN} > N_{sd} = 66,65 \text{ KN}$$

On admet des doubles cornières **100×100×10** comme profilé de diagonale de la poutre au vent.

### 7.3- PALEES DE STABILITE :

La palée de stabilité est un contreventement vertical destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les transmettre aux fondations.

Notre structure possède deux formes de système de contreventement « palées de stabilité » celui concernant le bloc industriel chargé par les réactions du vent sur le pignon et les efforts horizontaux dus au freinage ou l'accélération du pont roulant, l'autre concerne le bloc administrative qui est chargé les réactions du vent sur le pignon ainsi que les efforts dus aux planchers.

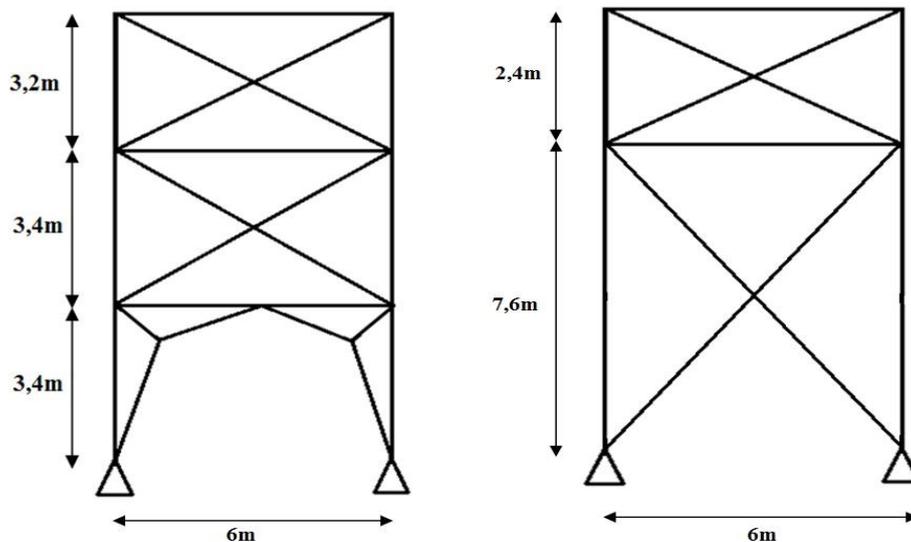


Figure 7.10 : types de la palée de stabilité dans les deux blocs.

#### 7.3.1-PROCEDURE DE CALCUL :

- Calcul des forces équivalentes aux imperfections.
- Réaction du vent sur le pignon.
- Calcul des forces de sollicitation.
- Détermination des efforts internes.
- Dimensionnement des diagonales.
- Dimensionnement des pannes sablières.

#### 7.3.2-NOTE DE CALCUL :

##### 7.3.2.1-CALCUL DES FORCES EQUIVALENTES AUX IMPERFECTIONS :

###### Palée 1 :

Chaque palée contrevente 3 portiques  $\rightarrow n_r = 3$ .

$$k_r = \sqrt{0,2 + \frac{1}{n_r}} = \sqrt{(0,2 + \frac{1}{3})} = 0,73 < 1$$

$$N = N_{bRD}$$

HEB400 (Classe 1)

$$i_z = 7,4 \text{ cm} ; A = 197,8 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_z = \frac{L}{i_z} = \frac{100}{7,4} = 135,14$$

$$\lambda_z^- = \frac{\lambda \times \sqrt{\beta_A}}{93,9 \times \varepsilon} + \frac{135,14 \times \sqrt{1}}{93,9 \times 1} = 1,439$$

Section en I laminées.

$$t_f < 40 \text{ mm} \quad \text{courbe b} \rightarrow \chi = 0,3657.$$

$$h/b > 1,2$$

$$N_{bRd} = \chi \cdot A \cdot \beta_A \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{bRd} = 0,3657 \times 197,8 \times 1 \times \frac{23,5}{1,1} = 1545,35 \text{ KN}$$

$$q = \frac{3 \times 1545,35 \times (0,73 + 0,2)}{60 \times 10} = 718,59 \text{ daN/ml}$$

$$\checkmark \Delta F1 = q \times 1,6 = 718,59 \times 1,6 = 1149,74 \text{ daN}$$

$$\checkmark \Delta F2 = q \times 3,3 = 718,59 \times 3,3 = 2371,35 \text{ daN}$$

$$\checkmark \Delta F3 = q \times 3,4 = 718,59 \times 3,4 = 2443,21 \text{ daN}$$

### Palée 2 :

Chaque palée contreventée 7 portiques  $\rightarrow n_r = 7$ .

$$Kr = \sqrt{(0,2 + \frac{1}{n_r})} = \sqrt{(0,2 + \frac{1}{7})} = 0,5855 < 1$$

$$N = N_{bRD}$$

HEB400 (Classe 1)

$$i_z = 7,4 \text{ cm} ; A = 197,8 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_z = \frac{L}{i_z} = \frac{1000}{7,4} = 135,14$$

$$\lambda_z^- = \frac{\lambda \times \sqrt{\beta_A}}{93,9 \times \varepsilon} + \frac{135,14 \times \sqrt{1}}{93,9 \times 1} = 1,439$$

Section en I laminées.

$$t_f < 40 \text{ mm} \quad \text{courbe b} \rightarrow \chi = 0,3657.$$

$$h/b > 1,2$$

$$N_{bRd} = \chi \cdot A \cdot \beta_A \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{bRd} = 0,3657 \times 197,8 \times 1 \times \frac{23,5}{1,1} = 1545,35 \text{ KN}$$

$$q = \frac{3 \times 1545,35 \times (0,5855 + 0,2)}{60 \times 10} = 1416,59 \text{ daN/ml}$$

$$\checkmark \Delta F^1 = q \times 1,2 = 1416,18 \times 1,2 = 1699,42 \text{ daN}$$

$$\checkmark \Delta F^2 = q \times 3,3 = 1416,18 \times 5 = 7080,9 \text{ daN}$$

**7.3.2.2-REACTION DU VENT SUR LE PIGNON :**

**Palée 1 :**

R1 : Réaction de la poutre au vent. R2, R3 : Réactions de plancher.

$$R1 = 1,5 \times RA = -70,14 \text{ KN.}$$

$$R2 = 1,5 \times 659,55 \times (-1 - 0,72 \times 29,7) = -50538,86 \text{ N} = -50,54 \text{ KN.}$$

$$R3 = 1,5 \times 659,55 \times (-1 - 0,72 \times 30,6) = -52070,16 \text{ N} = -52,07 \text{ KN.}$$

**Palée 2 :**

R`1 : Réaction de la poutre au vent. R`2 : Réaction du pont roulant.

$$R`1 = 1,5 \times R`A = 162,92 \text{ KN}$$

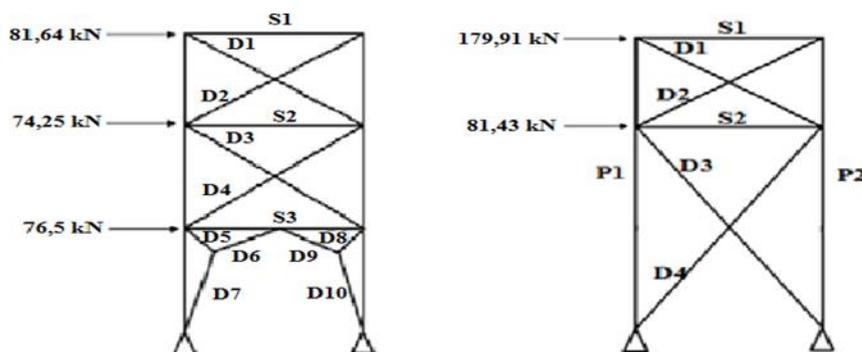
$$R`2 = 1,5 \times 0,87 \times Q_L = 1,5 \times 0,87 \times 814 = 10,62 \text{ KN}$$

**Tableau 7.5-** Réaction du vent sur le pignon.

Palée 1		Palée 2	
F1 = R1 + ΔF1	81,64 KN	F`1 = R`1 + ΔF`1	179,91 KN
F2 = R2 + ΔF2	74,25 KN	F`2 = R`2 + ΔF`2	81,43 KN
F3 = R3 + ΔF3	76,50 KN		

**7.3.2.3-CALCUL DES SOLLICITATIONS :**

**7.3.2.3.1-LES EFFORTS INTERNES DANS LES PALEES DE STABILIT**



**Figure 7.11 :** modélisation via RDM6 de la palée de stabilité des deux blocs.

**Palée 1 :****Tableau 7.6 :** Valeurs des efforts internes sur chaque élément de la palée de stabilité (1).

BARRES	COMPRESSION (KN)	TRACTION (KN)
P1	-	115.1
P2	100.8	-
S1	25,6	-
S2	13,1	-
S3	45,2	-
D1	57.4	-
D2	-	25,1
D3	154,8	-
D4	-	125,8
D5	-	195,8
D6	-	204.4
D7	-	<b>212,5</b>
D8	195,9	-
D9	204,6	-
D10	<b>212,6</b>	-

**Palée 2 :****Tableau 7.7-** Valeurs des efforts internes sur chaque élément de la palée de stabilité (2).

BARRES	COMPRESSION (KN)	TRACTION (KN)
P1	-	240,2
P2	236,8	-
S1	<b>58,3</b>	-
S2	11,3	-
D1	132	-
D2	-	67,2
D3	<b>211,8</b>	-
D4	-	207,4

**7.3.2.3.2-DIMENSIONNEMENT DES DIAGONALES :****Palée 1 :****Remarque:**

Pour des raisons de sécurité nous allons combiner la longueur de flambement et l'effort interne les plus défavorable.

Le dimensionnement se fera au flambement.

On choisit des **doubles cornières 100x100x10**

$$A = 19,2 \times 2 = 38,4 \text{ cm}^2; d_1 = d_2 = 2,82 \text{ cm}; I_{y1} = I_{z1} = 170 \text{ cm}^4; i_y = i_z = 3,04 \text{ cm.}$$

$$e = 0,5 + 2,82 = 3,32 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 \times I_{y1} = 340 \text{ cm}^4.$$

$$I_z = 2 (I_{z1} + A \times e^2) = 763,26 \text{ cm}^4.$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{340}{38,4}} = 2,98 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{763,26}{38,4}} = 4,46 \text{ cm}$$

$$\text{Fe360 } \varepsilon = 1$$

$$\text{Classe 1 } \beta_A = 1 \quad L_f = L = 689,6 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{L}{i_z} = \frac{689,6}{4,46} = 154,62$$

$$\lambda_z^- = \frac{\lambda \times \sqrt{\beta_A}}{93,9 \times \varepsilon} + \frac{154,62 \times \sqrt{1}}{93,9 \times 1} = 1,647$$

Section L : Courbe C  $\chi_Z = 0,271$  (après interpolation)

$$N_{bRd} = \chi \cdot A \cdot \beta_A \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{bRd} = 0,271 \times 38,4 \times 1 \times \frac{23,5}{1,1} = 222,58 \text{ KN} > N_{sd} = 212,6 \text{ KN}$$

**Conclusion :**

Pour toutes les diagonales du palée 1 on prendra des doubles corniers **100x100x10**.

**Palée 2 :**

La diagonale la plus sollicitée D8 de longueur  $L = 968,3 \text{ cm}$ , elle est soumise à un effort de compression  $N_{sd} = 211,8 \text{ KN}$ .

Le dimensionnement se fera au flambement.

On choisit des **doubles cornières 120x120x12**

$$A = 27,5 \times 2 = 55 \text{ cm}^2; d_1 = d_2 = 3,4 \text{ cm}; I_{y1} = I_{z1} = 368 \text{ cm}^4; i_y = i_z = 3,65 \text{ cm.}$$

$$e = 0,5 + 3,65 = 4,15 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 \times I_{y1} = 736 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 (I_{z1} + A \times e^2) = 1683,24 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{736}{55}} = 3,66 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{1683,3}{55}} = 5,53 \text{ cm}$$

$$\text{Fe360 } \varepsilon = 1$$

$$\text{Classe 1 } \beta_A = 1$$

$$L_f = L = 968,3 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{L}{i_z} = \frac{968,3}{5,53} = 175,03$$

$$\lambda_z^- = \frac{\lambda \times \sqrt{\beta_A}}{93,9 \times \varepsilon} + \frac{175,03 \times \sqrt{1}}{93,9 \times 1} = 1,864$$

Section L : Courbe C  $\chi_z = 0,222$  (après interpolation)

$$N_{bRd} = \chi \cdot A \cdot \beta_A \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{bRd} = 0,222 \times 55 \times 1 \times \frac{23,5}{1,1} = 260,85 \text{ KN} > N_{sd} = 211,8 \text{ KN}$$

### Conclusion :

Pour toutes les diagonales du palée 2 on prendra des doubles corniers 120x120x12.

#### 7.3.2.4 - PREDIMENSIONNEMENT DE POUTRE SABLIERE :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts de la poutre au vent à la palée de stabilité, Ces pièces travaillent à la traction ou à la compression.

Dans notre cas, les poutres sablières sont soumises à la compression donc le dimensionnement se fera au flambement.



Figure 7.12- schéma statique de sablière .

Le chargement le plus défavorable de poutre sablière, pour les palées 1 et 2 est le suivant ;

On choisira pour les poutres sablières des profilés en **HEA120**

**HEA120** :  $A=25,3 \text{ cm}^2$  ;  $i_z=3,02 \text{ cm}$  ;  $L_f = L=600 \text{ cm}$  ; Classe 1

$$\lambda_z = \frac{L}{i_z} = \frac{600}{3,02} = 198,68$$

$$\lambda_z^- = \frac{\lambda \times \sqrt{\beta_A}}{93,9 \times \varepsilon} + \frac{198,68 \times \sqrt{1}}{93,9 \times 1} = 2,116$$

Section en I laminées.

$$t_f < 100 \text{ mm} \quad \text{courbe C} \rightarrow \chi = 0,1779.$$

$$h/b < 1,2$$

$$N_{bRd} = \chi \cdot A \cdot \beta_A \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{bRd} = 0,1779 \times 25,3 \times 1 \times \frac{23,5}{1,1} = 58,3 \text{ KN}$$

### Conclusion :

Pour toutes les poutres sablières on prendra des HEA 120

**CHAPITRE 8**  
**ETUDE DES PORTIQUES**

---

### 8.1-INTRODUCTION :

Le portique est un système porteur d'une halle en charpente métallique, il est constitué par l'assemblage d'éléments (traverses – poteaux) rigidement liés entre eux. Il a pour fonction première de supporter les charges et actions agissant sur la halle et de les transmettre aux fondations, il assure ainsi la stabilité transversale. Cette ossature permet aussi la fixation des éléments d'enveloppe (toiture - façade).

### 8.2- PROCEDURE DE CALCUL :

- 1- Plan d'implantation et de repérage.
- 2- Les portiques les plus sollicités.
- 3- Les éléments constituant les portiques.
- 4- Les différentes sollicitations.
- 5- Détermination des efforts internes dans les différents éléments.
- 6- Présentation des actions sur les portiques.
- 7- Tableaux des efforts internes.
- 8- Détermination des combinaisons d'actions.
- 9- Calcul des combinaisons d'action défavorable avec imperfection.
- 10- Classification de la structure.
- 11- Calcul des longueurs de flambement des poteaux.
- 12- vérification des différents éléments.

### 8.3- PLAN D'IMPLANTATION REPERAGE :

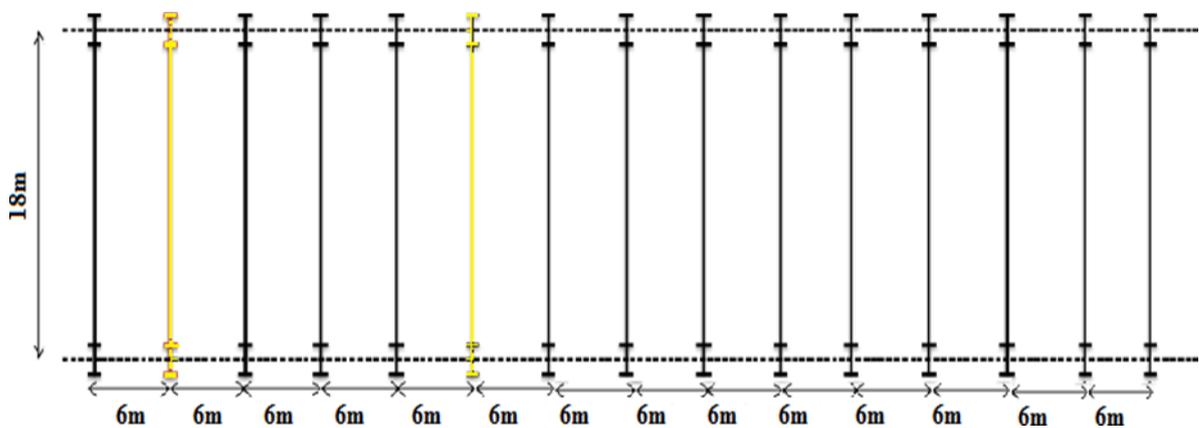
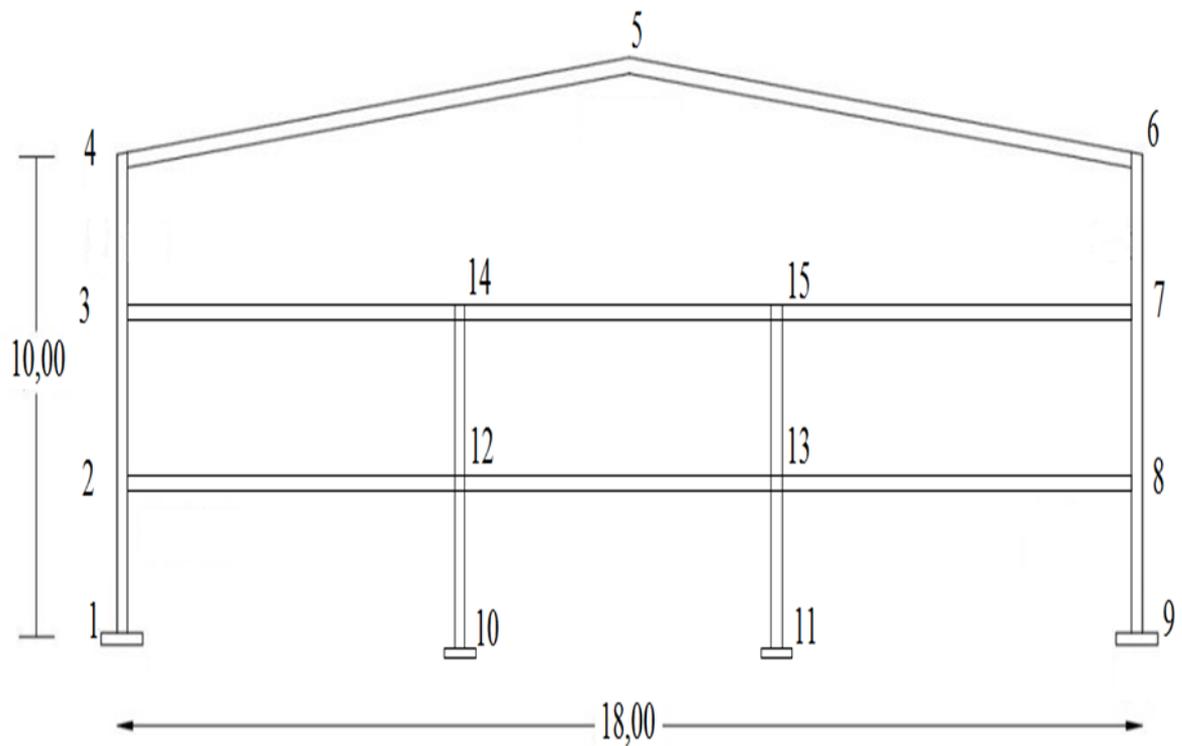
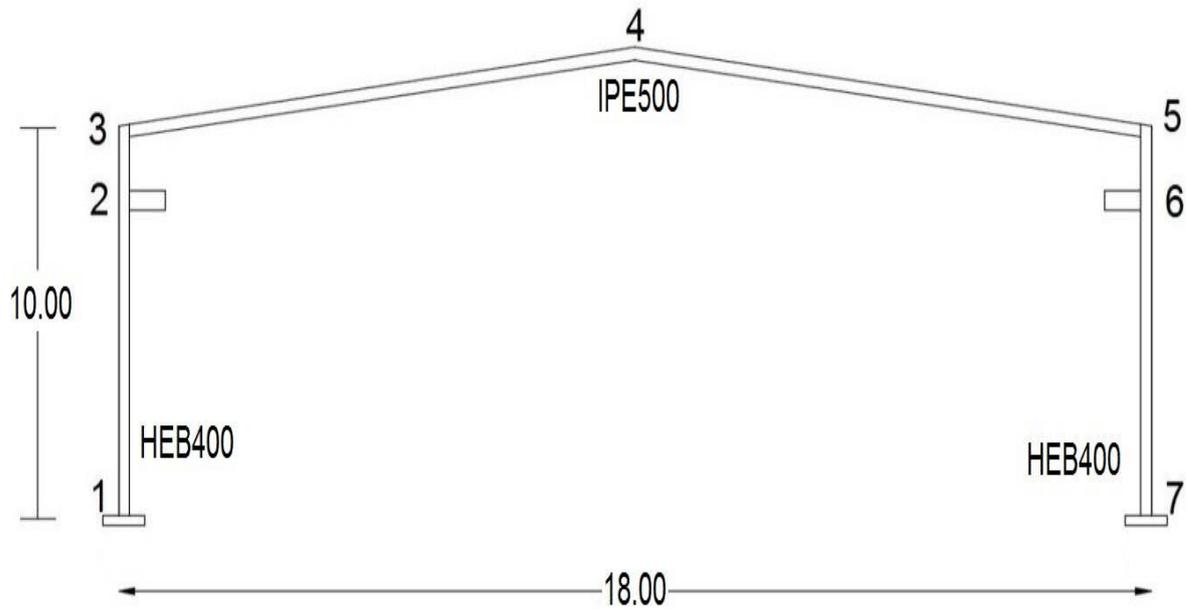


Figure 8.1 : vue en plan.

### 8.4- LES PORTIQUES LE PLUS SOLLICITES :

Les deux portiques les plus sollicités sont le deuxième portique de l'aile administrative, ainsi que le quatrième portique de l'aile industrielle comme le montre le plan de repérage, car ce sont les portiques qui sont confrontés au plus grandes charges.



**Figure 8.3 :** vue du portique de l'aile administrative.

### 8.5- ÉLÉMENT CONSTITUANT LE PORTIQUE :

Les traverses : IPE500.

Les poteaux et les consoles qui supportent le chemin de roulement : HEB400.

Les poutres de plancher : IPE450. (Ne concerne que le portique de l'aile administrative).

Les montants : HEB400. (Ne concerne que le portique de l'aile administrative).

**Caractéristiques de HEB 400 :**

Profilée	Poids	Section											
HEB	G Kg/m	A Cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	Iy cm <sup>4</sup>	Wply Cm <sup>3</sup>	Wely Cm <sup>3</sup>	Iz Cm <sup>4</sup>	iy cm	iz cm
400	155	197,8	400	300	13,5	24	27	57680	3232	2884	10820		

**Caractéristiques de IPE 500 :**

Profilée	Poids	Section											
IPE	G Kg/m	A Cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	Iy cm <sup>4</sup>	Wply Cm <sup>3</sup>	Wely Cm <sup>3</sup>	Iz Cm <sup>4</sup>	iy cm	iz cm
500	90,7	116	500	200	10,2	16	21	48200	2194	1930	2142		

**Caractéristiques de IPE 450 :**

Profilée	Poids	Section											
IPE	G Kg/m	A Cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	Iy cm <sup>4</sup>	Wply Cm <sup>3</sup>	Wely Cm <sup>3</sup>	Iz Cm <sup>4</sup>	iy cm	iz cm
450	77,6	98,8	450	190	9,4	14,6	21	33740	1702	1500	1676		

**8.6 - LES DIFFERENTES SOLLICITATIONS :**

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation de plancher.

V1 : la charge due au vent perpendiculaire au pignon de l'aile administrative.

V3 : la charge due au vent perpendiculaire au pignon de l'aile industriel .

V4<sup>+</sup>;V4<sup>-</sup> : la charge due au vent perpendiculaire à la façade principale.

V2<sup>+</sup>;V2<sup>-</sup> : la charge due au vent perpendiculaire à la façade postérieure

Qi : La charge due au pont roulant.

S : charge de la neige.

**8.7- DETERMINATION DES EFFORTS INTERNES DANS LES DIFFERENTS ELEMENTS :****8.7.1- PRESENTATION DES ACTIONS SUR LE PORTIQUE :**

Le chargement des portiques se fera via le logicielle "ROBOT" grâce auxquels nous obtiendrons les diagrammes pour chaque cas de charge. Le choix d'illustrer le chargement via diagramme étant motivé par le fait que ceux-ci donne des explications plus explicites quant aux contraintes engendrées.

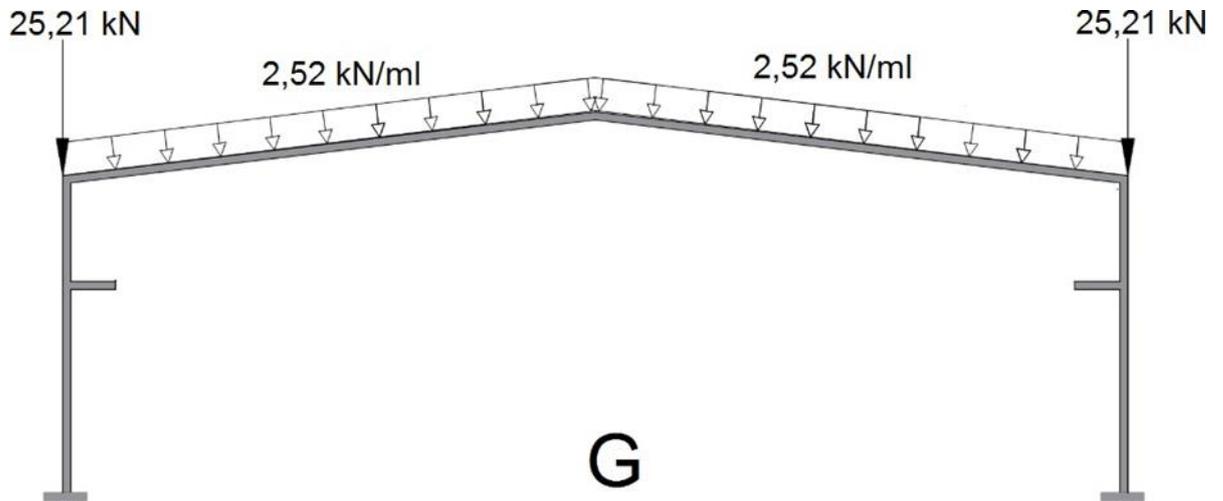
**Les actions sont en :**

KN pour les charges concentrées.

KN/ml pour les charges reparties.

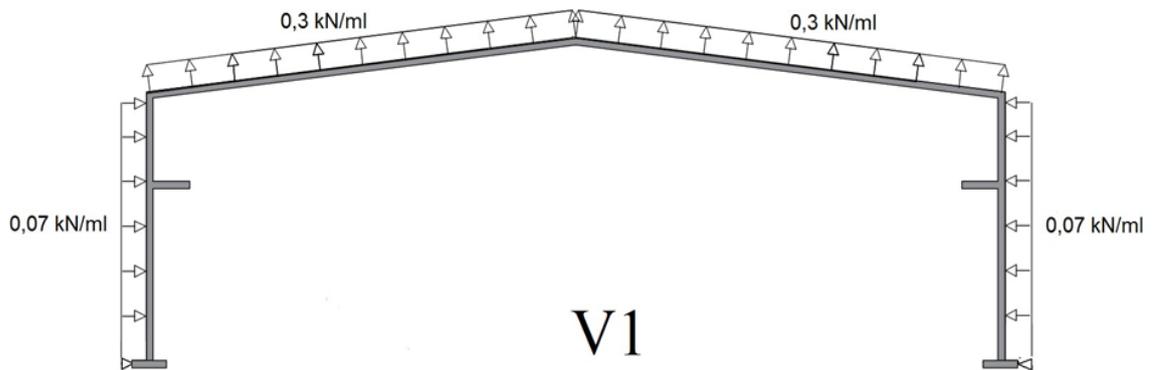
**A- portique de l'aile industrielle :**

➤ **Charge permanente :**

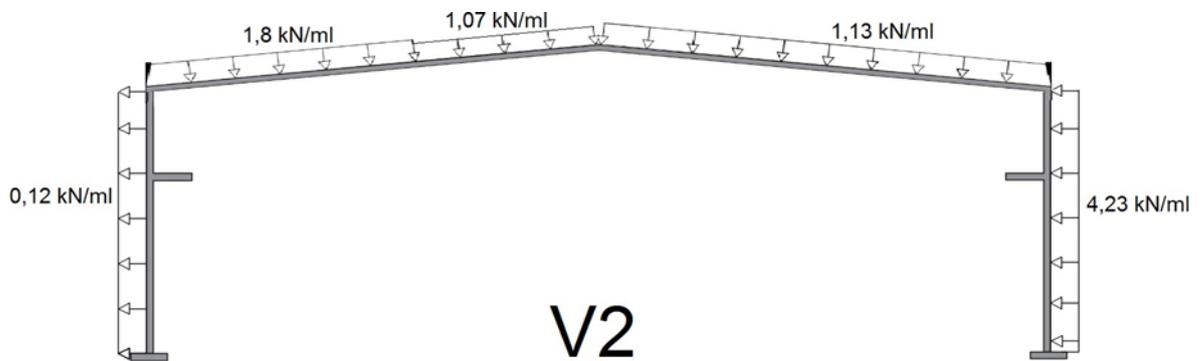


**Figure 8.4 :** chargement du portique sous G.

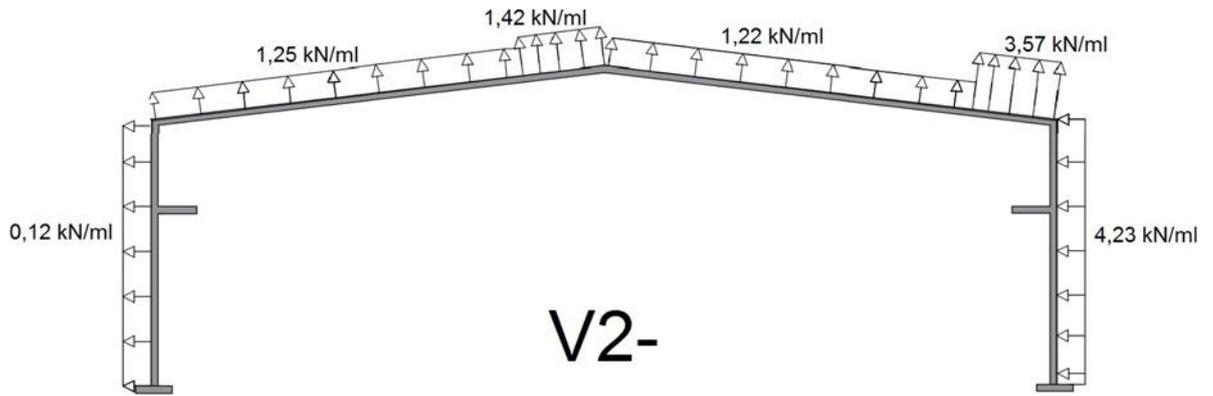
➤ **Charge climatique (vent neige)**



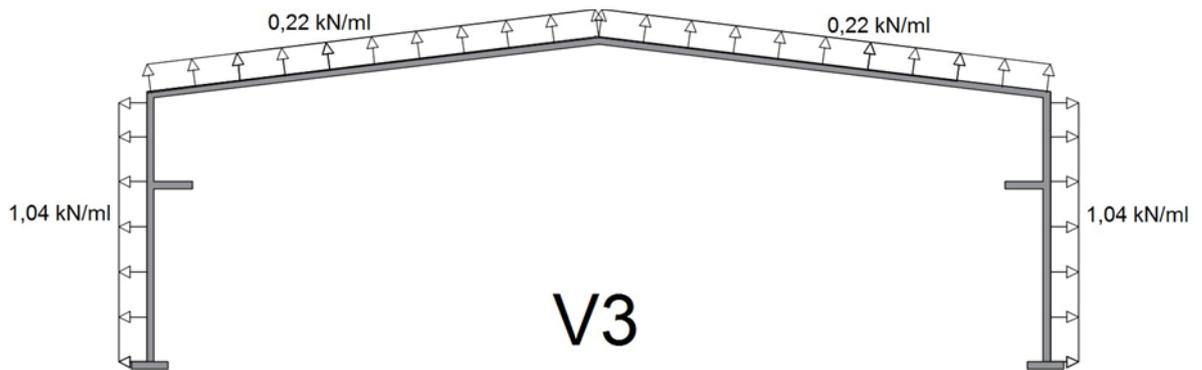
**Figure 8.5 :** chargement du portique sous V1.



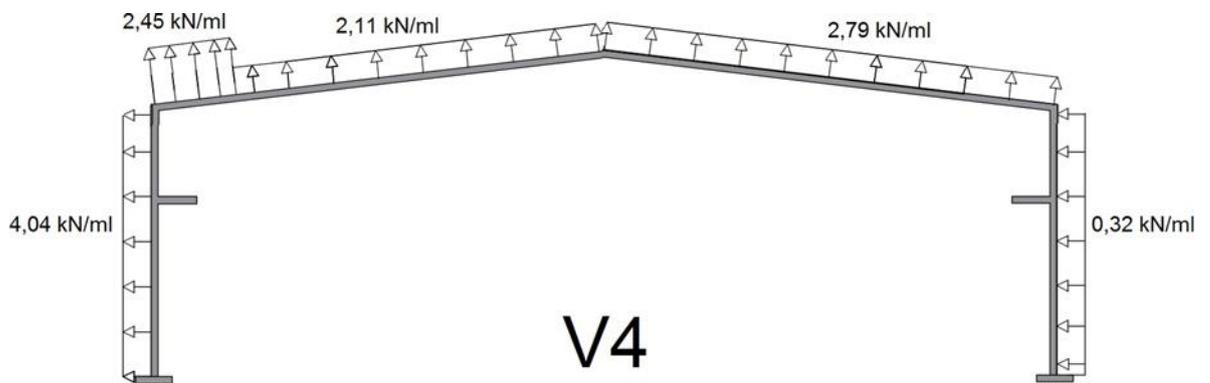
**Figure 8.6 :** chargement du portique sous V2.



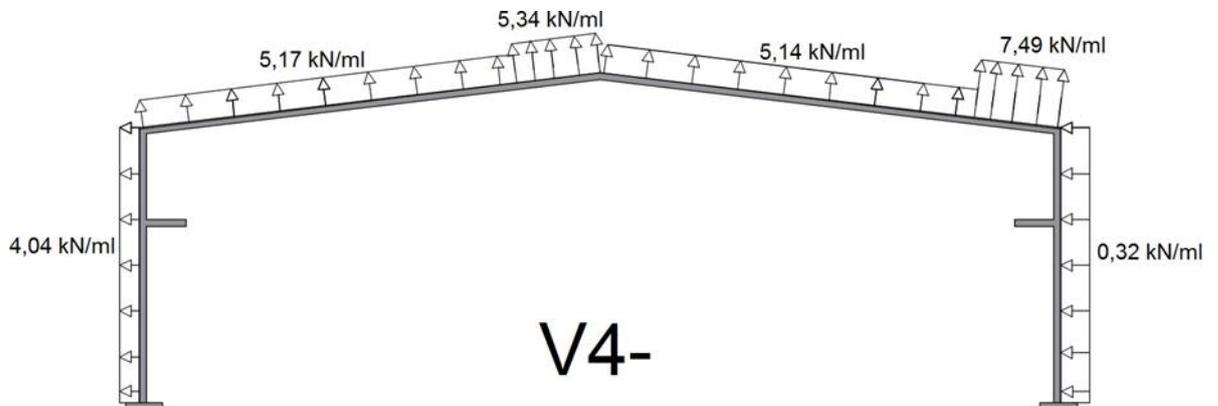
**Figure 8.7 :** chargement du portique sous V2-.



**Figure 8.8 :** chargement du portique sous V3.



**Figure 8.9 :** chargement du portique sous V4.



**Figure 8.10 :** chargement du portique sous V4-.

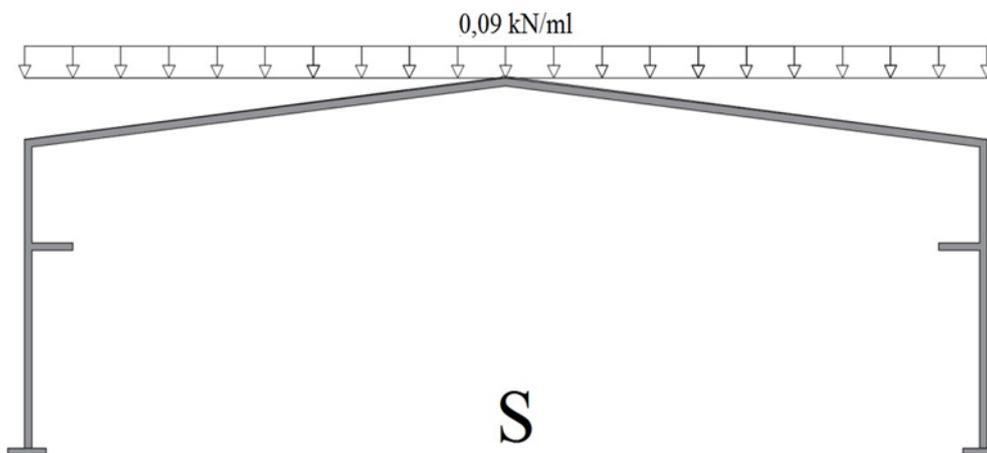


Figure 8.11 : chargement du portique sous S.

➤ Pour les charges du pont roulant on a 9 cas, par symétrie nous obtiendrons 5 cas  $Q_i$ .

Cas	Réactions
$Q_1$ En mouvement	$R_1 = \frac{1,05 \times Qv \max \times (2L - e)}{L} = 66,24 \text{Kn}$ $R_2 = \frac{1,05 \times Qv \min \times (2L - e)}{L} = 2,57 \text{Kn}$
$Q_2$ En mouvement	$R_m = \frac{R_1 + R_2}{2} = 34,41 \text{ kn}$
$Q_3 \rightarrow$ ( En freinage )	$R_1' = \frac{Qv \max \times (2L - e)}{L} = 63,09 \text{ Kn}$ $R_2' = \frac{Qv \min \times (2L - e)}{L} = 2,45 \text{ Kn}$
$Q_4 \rightarrow$ ( En freinage )	$R_{fre}' = \frac{0,1 \times Qv \max \times (2L - e)}{L} = 6,31 \text{ Kn}$
$Q_5$ ( En freinage )	$R_m' = \frac{R_1' + R_2'}{2} = 32,77 \text{ kn}$

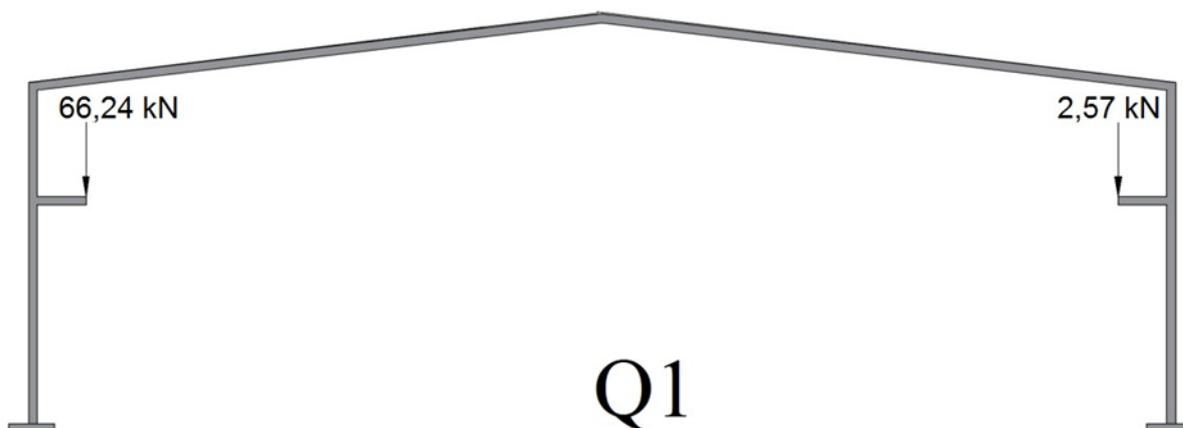


Figure 8.12 : chargement du portique sous  $Q_1$ .

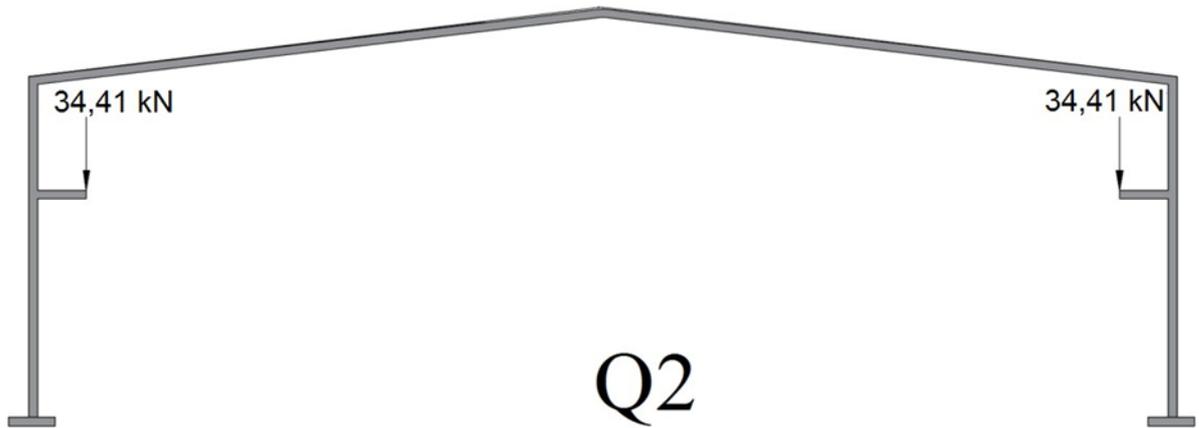


Figure 8.13 : chargement du portique sous Q2.

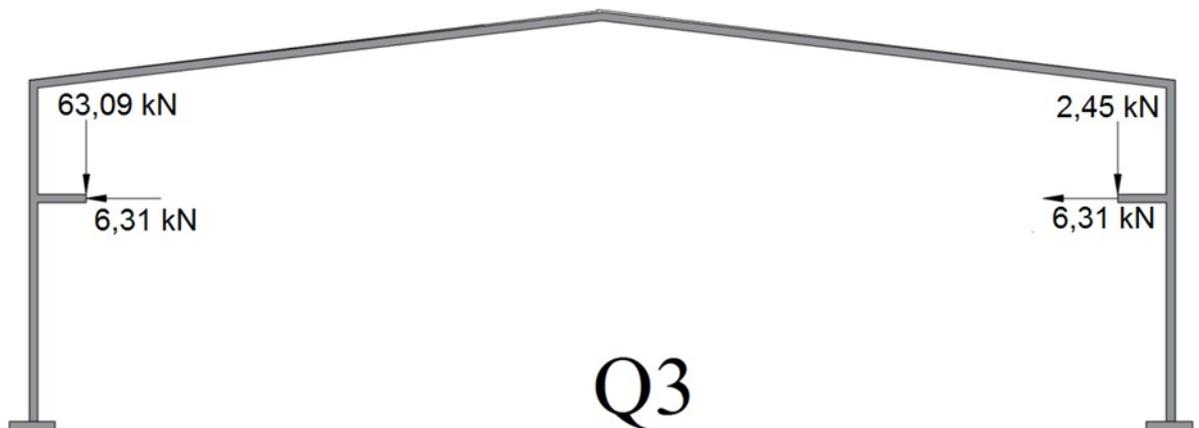


Figure 8.14 : chargement du portique sous Q3.



Figure 8.15 : chargement du portique sous Q4.

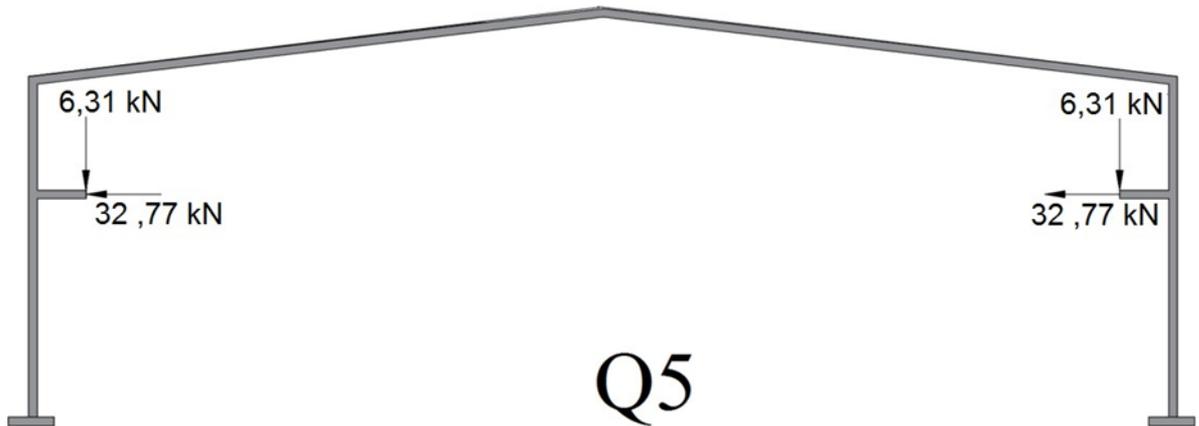


Figure 8.16 : chargement du portique sous Q5.

**B- portique de l'aile administrative :**

➤ **Charge permanente :**

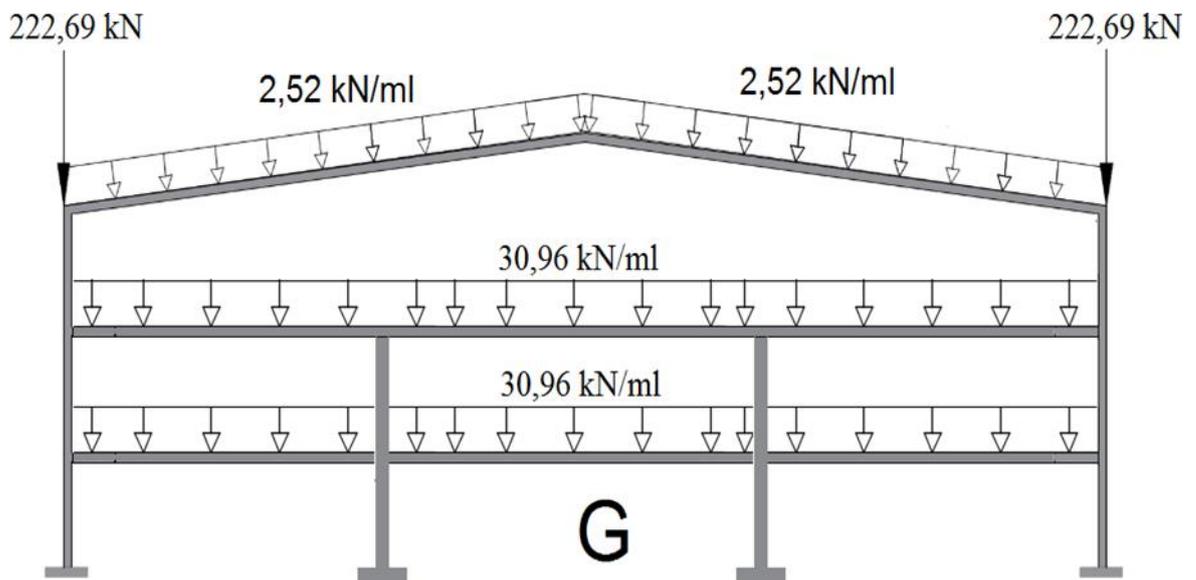


Figure 8.17 : chargement du portique sous G.

➤ **Charge d'exploitation :**

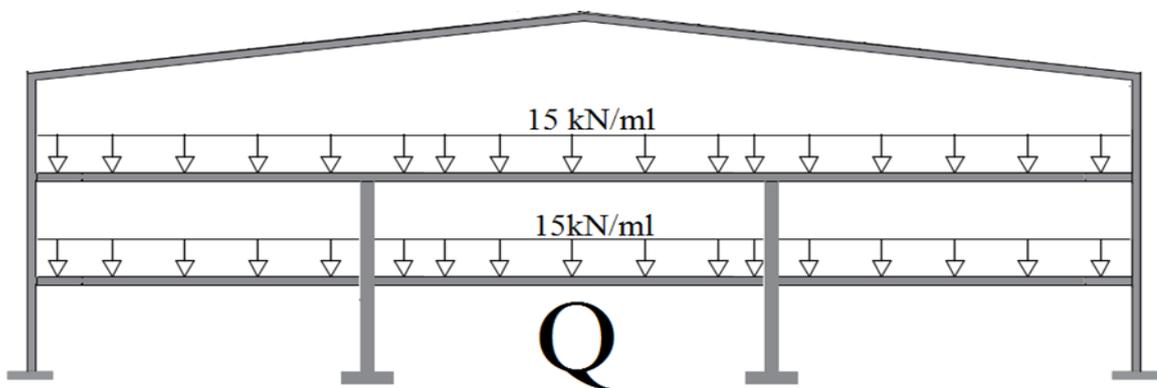


Figure 8.18 : chargement du portique sous Q.

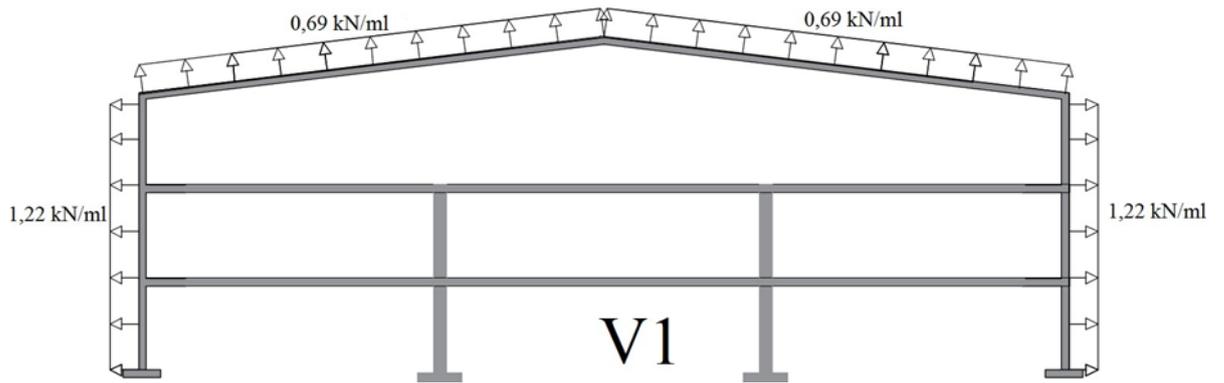


Figure 8.19 : chargement du portique sousV1.

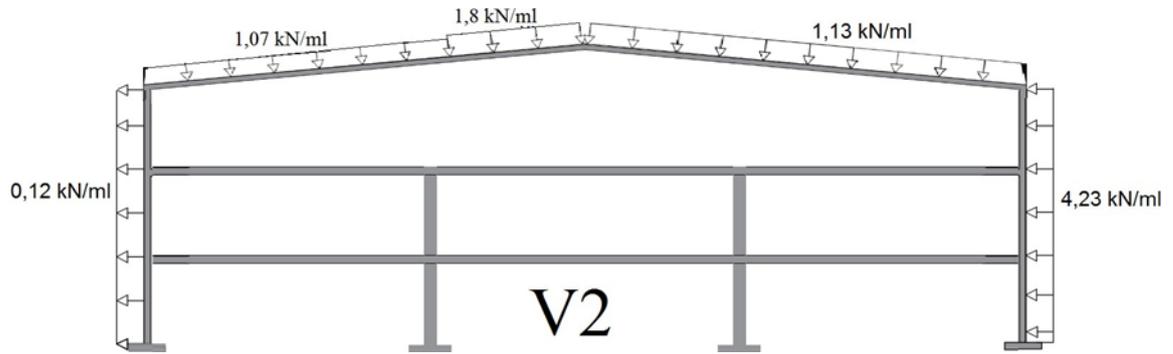


Figure 8.20 : chargement du portique sousV2.

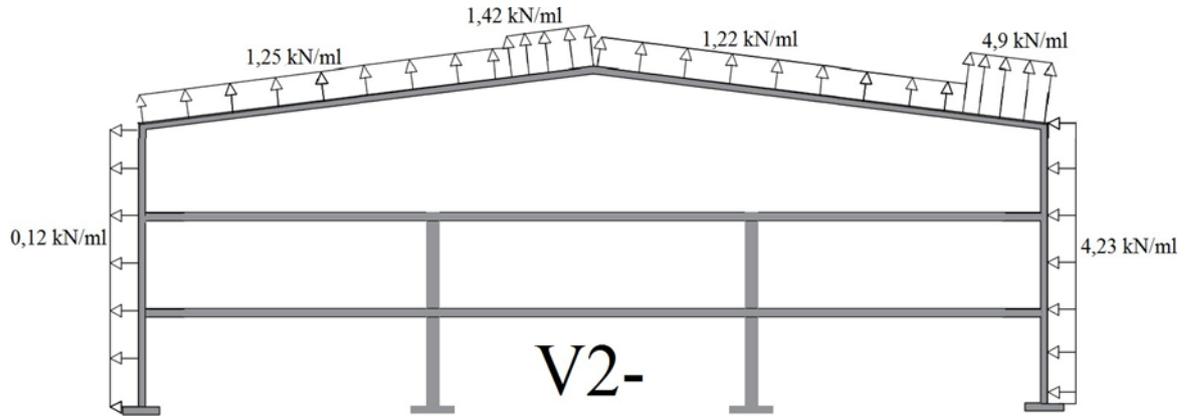


Figure 8.21 : chargement du portique sousV2-.

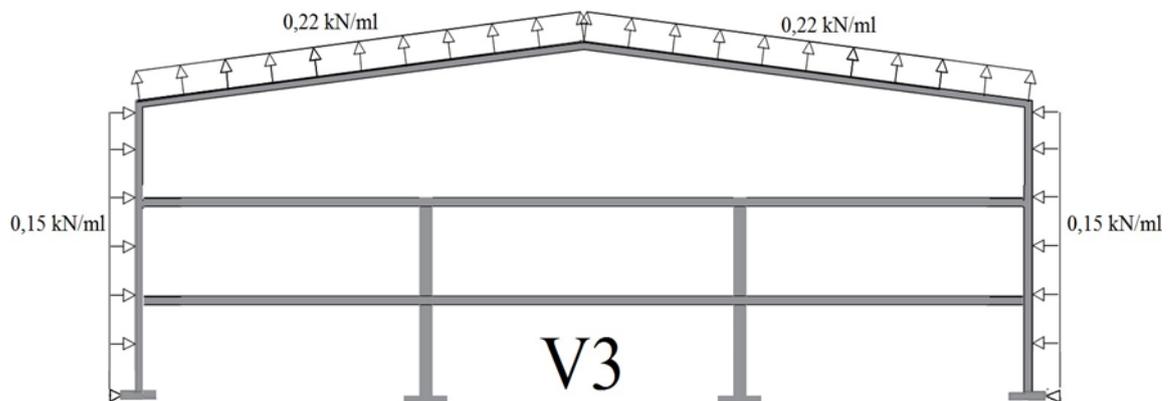


Figure 8.22 : chargement du portique sousV3

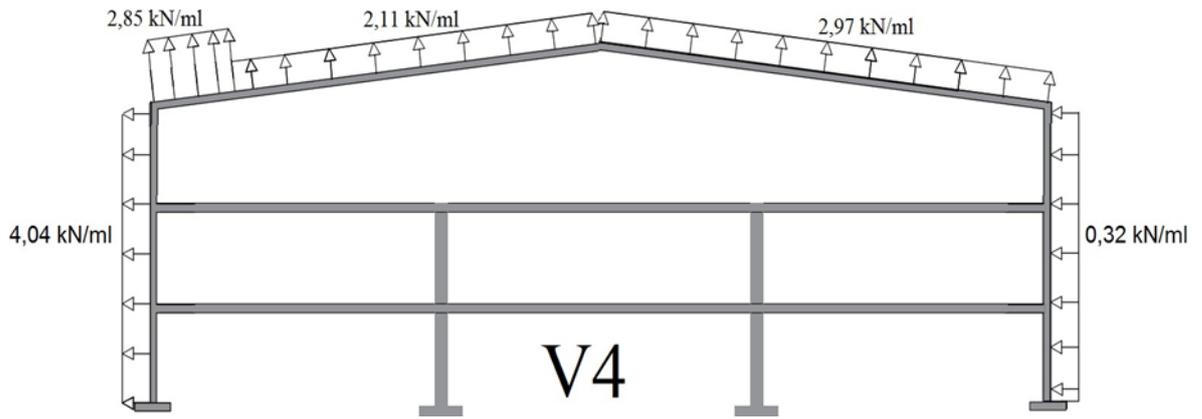


Figure 8.23 : chargement du portique sous V4

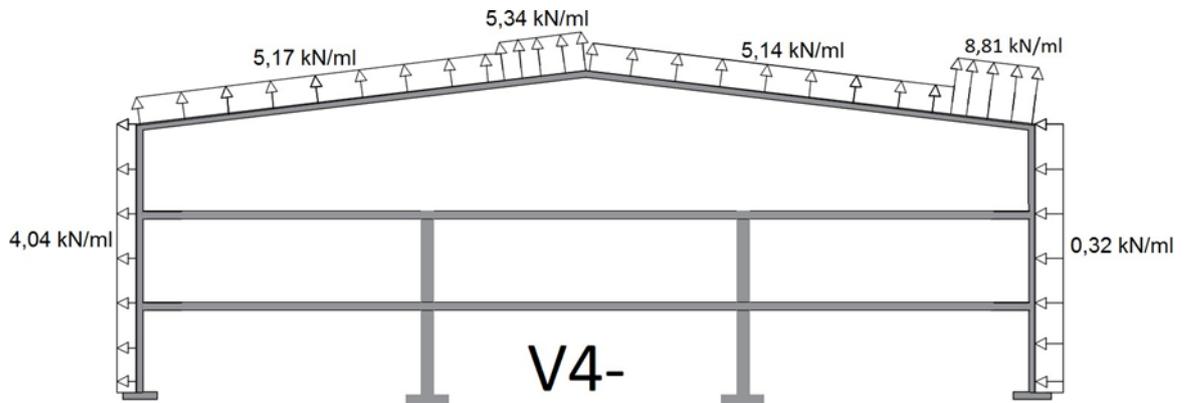


Figure 8.24 : chargement du portique sous V4-.

**8.7.2- TABLEAU DES EFFORTS INTERNES :**

Les résultats des efforts internes sont obtenus, en utilisant les logiciels de calcul « Robot bat ».

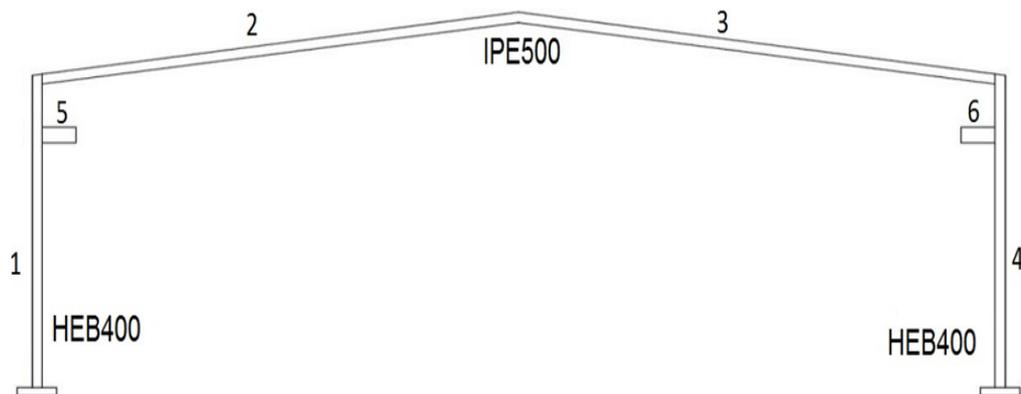
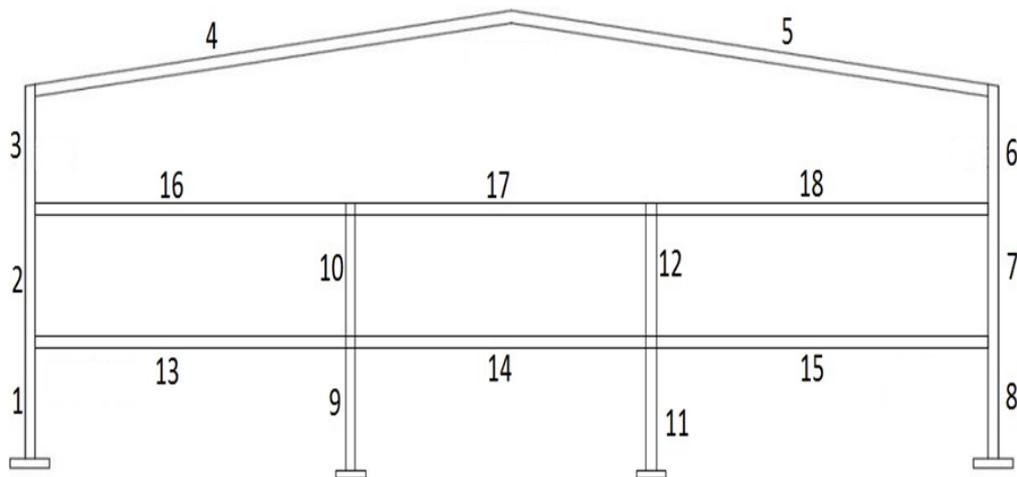


Figure 8.25 : Numérotation des éléments du portique de l'aile industrielle.



**Figure 8.26 :** Numérotation des éléments du portique de l'aile administrative.

**A- portique de l'aile industrielle :**

( voir APPENDICE B.1)

**B- portique de l'aile administrative:**

( voir APPENDICE B.1)

**8.8- DETERMINATION DES COMBINAISONS D'ACTION :**

Les combinaisons les plus défavorable du moment fléchissant , de l'effort normal et de l'effort tranchant pour chaque élément sont données dans les tableaux.

**Remarque :**

On utilise l'indice (i) qui varie entre  $1 \leq i \leq 5$  pour les cas de charge de pont roulant.et l'indice (j) qui varie aussi entre  $1 \leq j \leq 5$  pour les cas de chargement du vent .

**A- portique de l'aile industrielle :**

( voir APPENDICE B.2)

**B- portique de l'aile administrative :**

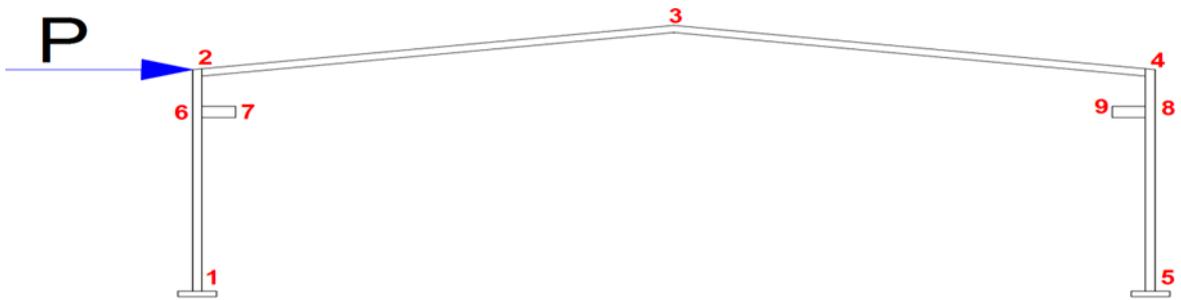
( voir APPENDICE B.2)

**8.9- LES EFFORTS DUS AUX EFFETS D'IMPERFECTION :**

- ❖ Méthode de calcul
- Repérage de l'élément le plus sollicité ainsi que sa combinaison la plus défavorable du type de sollicitation étudiée qui lui est appliquée.
- La soustraction de la somme des réactions verticales à la base de la structure de ceux à la partie supérieure donnera la force  $R_v$
- Multiplication de  $R_v$  par un coefficient  $\phi$  représentant le défaut initial d'aplomb pris égal à  $1/200$ .
- Évaluation des efforts internes sous l'effet de l'imperfection.
- Les additionner aux efforts dus à la combinaison pour trouver les efforts corrigés.

**A- portique de l'aile industrielle :**

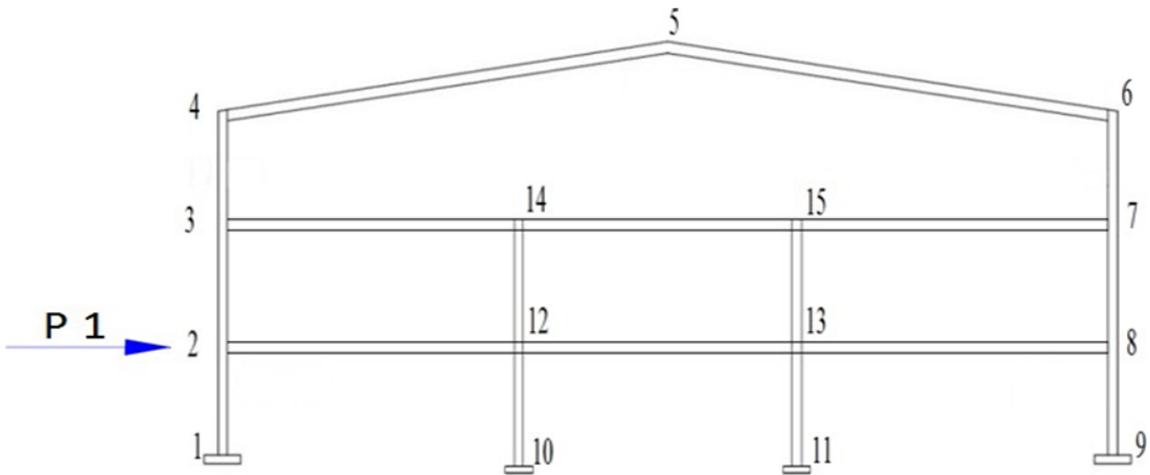
( voir APPENDICE B.3 )



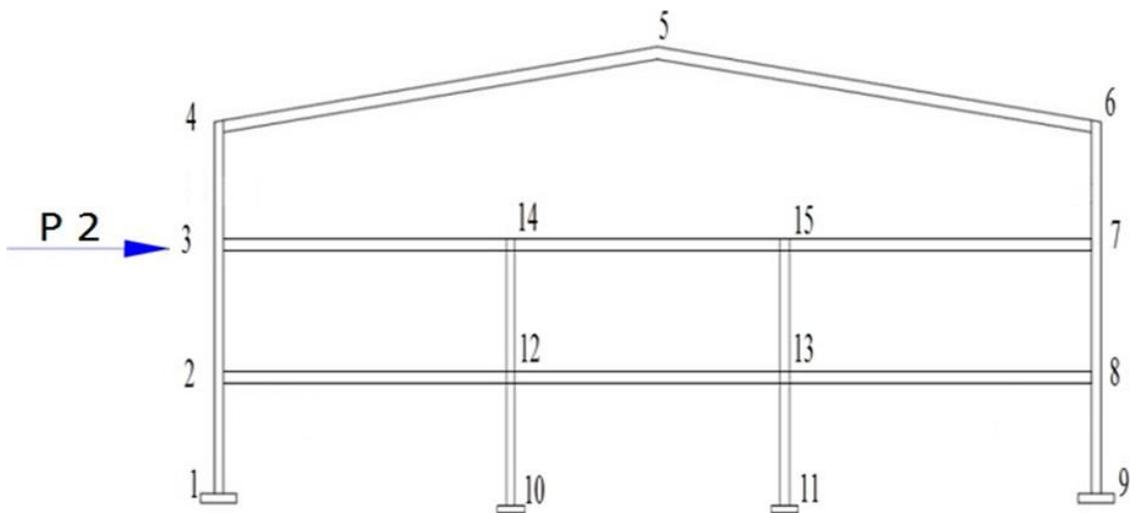
**Figure 8.27 :** Schématisation de la force d'imperfection "P" (aile industrielle).

**B- portique de l'aile administrative :**

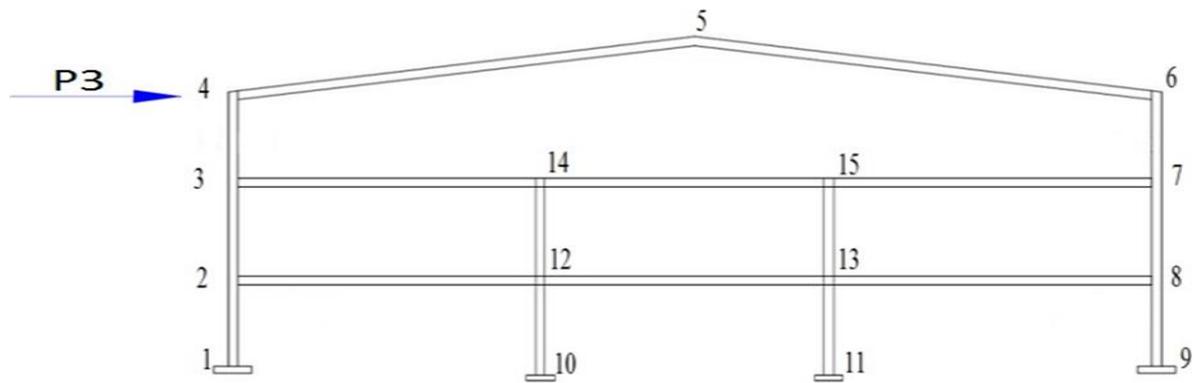
( voir APPENDICE B.3 )



**Figure 8.28 :** Schématisation de la force d'imperfection "P1" (aile administrative).



**Figure 8.29 :** Schématisation de la force d'imperfection "P2" (aile administrative)



**Figure 8.30** : Schéma station de la forced'imperfection "P3" (aile administrative).

### 8.10- CLASSIFICATION DE L'OSSATURE :

Une ossature peut être classée comme étant rigide si sa réponse aux charges horizontales dans le plan est suffisamment rigide pour que l'on puisse négliger avec une précision acceptable, les sollicitations additionnelles engendrées par la prise en compte des déplacements horizontaux dans ses nœuds. Toute autre ossature doit être classée comme souple (**d'après le CCM97**).

Une ossature peut être traitée comme ossature rigide pour un cas de charge donnée si le critère suivant est satisfait :

$$\frac{\delta}{h} + \frac{V}{H} \leq 0,1$$

Les tableaux suivants représentent les différentes valeurs de  $\delta_{\max}$ ,  $N_{\max}$ ,  $R_{vm}$ ,  $R_{h\max}$ , sous les différentes combinaisons et le critère le plus défavorable dans les deux portiques:

#### ➤ RDC:

$\delta$ : Déplacement à la tête de l'étage.

**h**: Hauteur de l'étage ( $h = 3,4$  m)

**H** : L'effort tranchant à la base de la structure.

**V** : L'effort normal à la base de la structure.

#### ➤ Niveau 1:

$\delta$ : Déplacement à la tête de l'étage.

**h**: Hauteur de l'étage. ( $h' = 3,4$  m)

**H** : L'effort tranchant à la base du niveau 1.

**V** : L'effort normal à la base du niveau 1.

#### ➤ Niveau 2:

$\delta$ : Déplacement à la tête de l'étage.

**h**: Hauteur de l'étage. ( $h'' = 3,2$  m)

**H** : L'effort tranchant à la base du niveau 2.

**V** : L'effort normal à la base du niveau 2.

**Administration**

**Tableau 8.1** : Classification (administration).

NIVEAU	POTEAUX	COMBINAISONS	δ (m)	H(KN)	V(KN)	CRITERES < 0,1
RDC	POTEAU 1	1,35G+1,5Q+1,5*0,6*(V2+S)	-0,09	-39,051	3125,6325	0,021186994
	POTEAU 2	1,35G+1,5Q+1,5*0,6V1	0	0	3093,7455	0
1	POTEAU 1	1,35G+1,5V4+1,5*0,67Q	-0,15	-42,06	1615,746	0,016947911
	POTEAU 2	1,35G+1,5Q+1,5*0,6V1	0	0	1889,937	0
2	POTEAU 1	1,35G+1,5V2+1,5*0,6S	-0,15	-20,715	730,866	0,016538423
	POTEAU 2	1,35G+1,5Q+1,5*0,6*V2+1,5*0,6S	-0,09	-12,429	718,056	0,016248552

**Industrie**

**Tableau 8.2** : Classification (industrie).

POTEAUX	COMBINAISONS	δ (m)	H(KN)	V(KN)	CRITERES < 0,1
POTEAU 1	1,35G+1,5V4+1,5*0,87*Q3+1,5*0,6*S	-2,418	81,2991	291,0909	0,008657633
POTEAU 2	G+1,5V+1,5*0,87*Q	-2,183	81,1041	188,0697	0,005062089

**Conclusion** : Le critère est satisfait, donc on peut classer notre portique comme un portique rigide.

**8.11- CALCUL DES LONGUEURS DE FLAMBEMENT DES POTEAUX :**

Sachant que la structure est classée rigide suivant tous les cas de charge les plus défavorables, les longueurs de flambement seront calculées selon un mode d’instabilité à nœuds fixes (d’après le CCM97). Lorsque le moment de calcul d’une poutre dépasse le moment résistant élastique, on doit supposer que la poutre est articulée aux points concernés.

$$M_{ely} = \frac{W_{ely} \times F_y}{\gamma M_0} = \frac{1930 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 412,32 \text{ kn.m pour les traverses}$$

$$M_{ely} = \frac{W_{ely} \times F_y}{\gamma M_0} = \frac{1500 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 320,45 \text{ kn.m pour les poutres maitresse}$$

**Administration**

**Tableau 8.3** : Classification des traverses et poutres maitresses (administration).

Éléments	Nœud	M <sub>tsd</sub>	M <sub>ely</sub>	Résultats
Traverse	4	143,094	412,138	Nœudrigide
	6	129,279		Nœudrigide
Poutremaitresse	13	216,6555	320,45	Nœudrigide
	15	215,3265		Nœudrigide

**Industrie****Tableau 8.4-** Classification des traverses (industrie).

Éléments	Nœud	M <sub>tsd</sub>	M <sub>ely</sub>	Résultats
Traverse	2	201,46	412,138	Nœudrigide
	4	156,59		Nœudrigide

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{11} + K_{22}}$$

Pour les nœuds fixes :

$$L_f = \frac{1+0.145(\eta_1+\eta_2)-0,26\times\eta_1\times\eta_2}{2-0.364(\eta_1+\eta_2)-0,247\times\eta_1\times\eta_2}$$

K:Rigidité du Poteau =  $\frac{Iy}{L}$

K<sub>ij</sub> : Rigidité effective des poutres.

➤ **Portique de l'aile industrielle:**

**Tableau 8.5-** longueur de flambement (aile industrielle).

Poteau	1	2
L (cm)	1000	1000
I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	57680	57680
K <sub>c</sub>	57,68	57,68
K <sub>11</sub>	26,64	/
K <sub>12</sub>	/	26,64
ε <sub>1</sub>	0,68	0,68
ε <sub>2</sub>	/	/
L <sub>f</sub>	0,684L	0,684L

➤ **Portique de l'aile administrative:****Tableau 8.6 :** longueur de flambement (aile administrative).

poteau	1			2	
L (cm)	340	340	320	340	340
$I_y$	57680	57680	57680	57680	57680
$K_c$	169,647	169,647	180,25	169,647	169,647
$K_1$	169,647	180,25	/	169,647	/
$K_1$	/	169,647	169,647	/	169,647
$K_{11}$	/	/	/	56,233	56,233
$K_{12}$	56,233	56,233	26,644	56,233	56,233
$K_{21}$	/	/	/	/	56,233
$K_{22}$	/	56,233	56,233	/	56,233
$\varepsilon_1$	0,857	0,861	0,871	0,751	0,601
$\varepsilon_2$	0	0,857	0,861	0	0,751
$L_f$	0,666	0,884	0,888	0,642	0,770

**8.12- VERIFICATIONS :**❖ **Vérification a l'ELU:**• **Vérification des poteaux.**

- Vérification à l'effort tranchant.
- Vérification à la flexion composée.

• **Vérification des traverses.**

- Vérification à l'effort tranchant.
- Vérification du moment fléchissant.

• **Vérification des poutres maitresses.**

- Vérification à l'effort tranchant.
- Vérification du moment fléchissant.

• **Vérification a l'ELS:**

- La flèche horizontale.
- La flèche verticale

**8.12.1- VERIFICATIONS A L'ELU :**

On vérifie nos poteaux qui sont soumis à la flexion et à la compression sans oublier de prendre en considération le risque de déversement suivant certains cas de charge:

**a) Vérification des poteaux**

Dans le cas présent nous nous référerons à la documentation suivante, (**Art5.4.6 DTR.BC.2.44**).

Nous devons vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{PIRd}$$

$$V_{PIRd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

$A_v$  : L'aire de cisaillement.

Pour les profilés en H laminés :

$$A_{vy} = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f = 19780 - 2 \times 300 \times 24 + (13,5 + 2 \times 27) \times 24 = 7000 \text{ mm}^2$$

$$V_{PIRd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{7000 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 863,4 \text{ kN}$$

$V_{sd}$  : L'effort tranchant maximal donné par les combinaisons suivantes :

- **Aile industrielle:**

$$1,35G + 1,5V_4 + 1,5 \times 0,87 \times Q_3 + 1,5 \times 0,6 \times S$$

- **Aile administrative:**

$$1,35G + 1,5V_2 + 1,5 \times 0,67Q + 1,5 \times 0,6S$$

- **Aile industrielle:**

$$V_{sd} = 59,47 \text{ kN} < V_{plrd} = 863,4 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 59,47 \text{ kN} < 0,5V_{plrd} = 431,7 \text{ kN}$$

- **Aile administrative:**

$$V_{sd} = 84,07 \text{ kN} < V_{plrd} = 863,4 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 84,07 \text{ kN} < 0,5V_{plrd} = 431,7 \text{ kN}$$

**Conclusion:** L'effort tranchant est vérifié et il n'a pas d'influence sur la résistance au moment fléchissant.

➤ **Vérification de la flexion et la compression avec risque de déversement:**

- **Aile industrielle:**

Les caractéristiques des poteaux constituant le portique sont les suivantes

**Caractéristiques de l' HEB 400 :**

Profilée	Poids	Section											
HEB	G	A	h	b	tw	tf	r	Iy	Wply	Wely	Iz	iy	iz
	Kg/m	Cm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	Cm <sup>3</sup>	Cm <sup>3</sup>	Cm <sup>4</sup>	cm	cm
400	155	197,8	400	300	13,5	24	27	57680	3232	2884	10820	17,1	7,4

Classe 1

**Tableau 8.7** –  $X_{min}$  de chaque poteau (blocs industriel)

Axe	Caractéristiques	Poteau 1	Poteau 2
Suivant y	$L_{fy}$ (cm)	684	684
	$i_y$ (cm)	17,88	17,88
	$\lambda$	38,26	38,26
	$\lambda_y$	0,407	0,407
	Courbe	a	a
	$\chi_y$	0,949	0,949
Suivant z	$L_{fz}$ (cm)	1000	1000
	$I_z$ (cm)	7,7	7,7
	$\lambda$	129,87	129,87
	$\lambda_z$	1,383	1,383
	Courbe	b	b
	$\chi_z$	0,389	0,389
$\chi_{min}$		0,389	0,389

➤ **1<sup>er</sup> cas :**

$$M_{sd \text{ Max}} = 208,63 \text{ kn.m} \quad N_{sd \text{ corre}} = 163,96 \text{ kn}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{F_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{K_{LT} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1 \quad (\text{CCM97}) \text{ Si le déversement est à craindre.}$$

➤ **2<sup>ème</sup> cas :**

$$M_{sd \text{ Max}} = 222,9 \text{ kn.m} \quad N_{sd \text{ corr}} = 113,75 \text{ kn}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{F_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{K_{LT} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1 \quad (\text{CCM97}) \text{ Si le déversement est à craindre.}$$

**Tableaux 8.8** – caractéristique de flambement .

Caractéristique	1 <sup>er</sup> cas	2 <sup>ème</sup> cas
<b>K</b>	1	1
<b>C<sub>1</sub></b>	1	1
<b>C<sub>2</sub></b>	0	0
<b>I<sub>w</sub></b>	3824220,8 ( cm <sup>4</sup> )	3824220,8 ( cm <sup>4</sup> )
<b>Z<sub>g</sub></b>	20	20
$\lambda_{LT}$	84,71	84,71
$\overline{\lambda}_{Lt}$	0,902	0,902

$\phi_{LT}$	0,981	0,981
$X_{LT}$	0,732	0,732
$X_{min}$	0,389	0,389
$\mu_{LT}$	0,0782	0,0782
$K_{LT}$	0,991	0,995

➤ 1<sup>er</sup> cas :

$$\frac{208,63 \times 10^3}{0,389 \times 19780 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{0,991 \times 163,96 \times 10^6}{0,732 \times 3232 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} = 0,448 \leq 1 \quad \text{vérifiée}$$

➤ 2<sup>eme</sup> cas :

$$\frac{113,75 \times 10^3}{0,389 \times 19780 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{0,995 \times 222,9 \times 10^6}{0,732 \times 3232 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} = 0,508 \leq 1 \quad \text{vérifiée}$$

• Portique de l'aile administrative :

Tableau 8.9 –  $X_{min}$  de chaque poteau (blocs administrative )

Axes	Caractéristiques	poteau 1			poteau 2	
suivant y	$L_{fy}$ (cm)	226,509049	300,582949	284,445637	218,361314	262,130666
	$i_y$ (cm)	17,88	17,88	17,88	17,88	17,88
	$\lambda$	12,6682913	16,8111269	15,9085927	12,2126014	14,6605518
	$\lambda y$	0,13491258	0,17903224	0,16942058	0,13005965	0,15612941
	Courbe	a	a	a	a	a
	$\chi y$	1,014	1,004	1,007	1,016	1,01
suivant z	$L_{fz}$ (cm)	340	340	320	340	340
	$I_z$ (cm)	17,88	17,88	17,88	17,88	17,88
	$\lambda$	19,01566	19,01566	17,8970917	19,01566	19,01566
	$\lambda z$	0,20250969	0,20250969	0,19059736	0,20250969	0,20250969
	Courbe	b	b	b	b	b
	$\chi z$	0,856	0,856	1,002	0,856	0,856
$\chi_{min}$		0,856	0,856	1,002	0,856	0,856

**Poteau 1 : ( L = 3400 mm )**

➤ **1<sup>er</sup> cas :**

$$M_{sd \text{ Max}} = 660,94 \text{ kn.m} \quad N_{sd \text{ corr}} = 65,92 \text{ kn}$$

➤ **2<sup>eme</sup> cas :**

$$M_{sd \text{ Max}} = 359,86 \text{ kn.m} \quad N_{sd \text{ corr}} = 146,38 \text{ kn}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{F_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{K_{LT} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1 \quad (\text{CCM97}) \text{ Si le déversement est à craindre.}$$

**Tableaux 8.10** –caractéristique de flambement (Poteau 1) .

Caractéristique	1 <sup>er</sup> cas	2 <sup>eme</sup> cas
<b>K</b>	1	1
<b>C<sub>1</sub></b>	1	1
<b>C<sub>2</sub></b>	0	0
<b>I<sub>w</sub></b>	3824220,8 ( cm <sup>4</sup> )	3824220,8 ( cm <sup>4</sup> )
<b>Z<sub>g</sub></b>	20	20
<b>λ<sub>LT</sub></b>	39,05	39,05
<b>λ̄<sub>LT</sub></b>	0,416	0,416
<b>φ<sub>LT</sub></b>	0,609	0,609
<b>X<sub>LT</sub></b>	0,949	0,949
<b>X<sub>min</sub></b>	0,856	0,856
<b>μ<sub>LT</sub></b>	0,0782	0,0782
<b>K<sub>LT</sub></b>	0,987	0,993

➤ **1<sup>er</sup> cas :**

$$\frac{660,94 \times 10^3}{0,856 \times 19780 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{0,987 \times 65,92 \times 10^6}{0,949 \times 3232 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} = 0,282 \leq 1 \quad \text{vérifiée}$$

➤ **2<sup>eme</sup> cas :**

$$\frac{359,86 \times 10^3}{0,856 \times 19780 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{0,993 \times 146,38 \times 10^6}{0,949 \times 3232 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} = 0,32 \leq 1 \quad \text{vérifiée}$$

**Poteau 2 : ( L = 3200 mm )**

➤ **1<sup>er</sup> cas :**

$$M_{sd \text{ Max}} = 660,94 \text{ kn.m} \quad N_{sd \text{ corr}} = 65,92 \text{ kn}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{F_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{K_{LT} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1 \quad (\text{CCM97}) \text{ Si le déversement est à craindre.}$$

➤ **2<sup>eme</sup> cas :**

$$M_{sd \text{ Max}} = 222,9 \text{ kn.m} \quad N_{sd \text{ corr}} = 113,75 \text{ kn}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{F_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{K_{LT} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1 \quad (\text{CCM97}) \text{ Si le déversement est à craindre.}$$

Tableaux 8.11 –caractéristique de flambement (Poteau 2)

Caractéristique	1 <sup>er</sup> cas	2 <sup>ème</sup> cas
<b>K</b>	1	1
<b>C<sub>1</sub></b>	1	1
<b>C<sub>2</sub></b>	0	0
<b>I<sub>w</sub></b>	3824220,8 ( cm <sup>4</sup> )	3824220,8 ( cm <sup>4</sup> )
<b>Z<sub>g</sub></b>	20	20
<b>λ<sub>LT</sub></b>	37,08	37,08
<b>λ<sub>Lt</sub></b>	0,395	0,395
<b>Ø<sub>LT</sub></b>	0,598	0,598
<b>X<sub>LT</sub></b>	0,955	0,955
<b>X<sub>min</sub></b>	0,856	0,856
<b>μ<sub>LT</sub></b>	0,0782	0,0782
<b>K<sub>LT</sub></b>	0,987	0,993

➤ **1<sup>er</sup> cas :**

$$\frac{660,94 \times 10^3}{0,856 \times 19780 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{0,987 \times 65,92 \times 10^6}{0,955 \times 3232 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} = 0,28 \leq 1 \quad \text{vérifiée}$$

➤ **2<sup>ème</sup> cas :**

$$\frac{359,86 \times 10^3}{0,856 \times 19780 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{0,993 \times 146,38 \times 10^6}{0,955 \times 3232 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} = 0,32 \leq 1 \quad \text{vérifiée}$$

### b) vérification des traverses :

La traverse est considérée comme une barre bi encastree soumise à son poids propre, le poids des pannes et de la toiture mais aussi aux efforts dus au vent et à la neige.

➤ **Vérification a l'effort tranchant :**

Nous nous référerons pour le présent travail au document suivant, (**Art 5.4.6DTR.BC.2.44**)

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{PIRd}$$

$$V_{PIRd} = \frac{Av \times Fy}{\sqrt{3} \times \gamma M0}$$

$$Av = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f$$

$$Av = 11600 - 2 \times 200 \times 16 + (10,2 + 2 \times 21) \times 16 = 6035,2 \text{ mm}^2$$

$$V_{PIRd} = \frac{Av \times Fy}{\sqrt{3} \times \gamma M0} = \frac{6035,2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 744,4 \text{ kn}$$

$V_{sd}$  : L'effort tranchant maximal donné par les combinaisons suivantes

- **Aile industrielle:**

$$1,35G + 1,5 V_2 + 1,5 \times 0,87 Q_3 + 1,5 \times 0,6 S$$

$$V_{sd} = 65,26 \text{ kN} < V_{plrd} = 744,4 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 65,26 \text{ kN} < 0,5 V_{plrd} = 372,2 \text{ kN}$$

- **Aile administrative:**

$$1,35G+1,5 V_2 + 1,5 \times 0,6 S$$

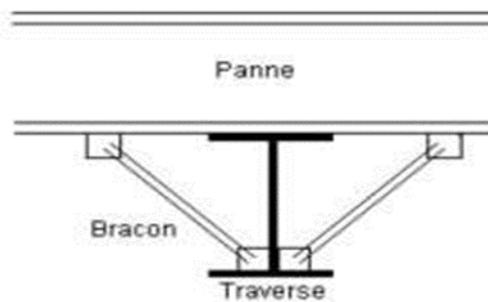
$$V_{sd} = 50,97 \text{ kN} < V_{plrd} = 744,4 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 50,97 \text{ kN} < 0.5V_{plrd} = 372,2 \text{ Kn}$$

**Conclusion :** L'effort tranchant est vérifié et il n'a pas d'influence sur la résistance au moment fléchissant.

➤ **Vérification du moment fléchissant :**

Nous nous référerons pour le présent travail au document suivant, (**Art 5.4.5DTR.BC.2.44**). Pour empêcher la rotation de la semelle comprimée, des **bracons** vont être disposés pour relier la semelle comprimée de la traverse aux pannes de la toiture comme le montre la figure suivante:



**Figure 8.31 :** position des bracons.

L'influence de l'effort axial sur la résistance plastique peut être négligée si : (**Art 5.4.8.1 DTR.BC.2.44**)

$$N_{sd} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_w \times F_y}{2 \times \gamma M_0} \\ \frac{A \times F_y}{4 \times \gamma M_0} \end{array} \right.$$

$N_{sd}$  : L'effort normal maximal dans les traverses est donné par les combinaisons :

- **Aile industrielle :**  $1,35G+1,5V_2+1,5 \times 0,87Q_4+1,5 \times 0,6S$
- **Aile administrative :**  $1,35G+1,5V_2+1,5 \times 0,67Q+1,5 \times 0,6S$

$$N_{sd} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{6035,2 \times 235}{2 \times 1,1} = 644,67 \text{ kn} \\ \frac{11600 \times 235}{4 \times 1,1} = 619,54 \end{array} \right. \quad N_{sd} \leq 619,54 \text{ kn}$$

- **Aile industrielle :**

$$N_{sd} = 46,44 \text{ kn}$$

- **Aile administrative :**

$$N_{sd} = 84,82 \text{ kN}$$

Dans ce cas nous devons vérifier que:

$$\frac{M_{ysd}}{W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma M_0}} \leq 1$$

$M_{y_{sd}}$  : Moment fléchissant maximal dans les traverses, donné par les combinaisons :

- **Aile industrielle** :  $1,35G+1,5V2+1,5\times 0,87Q5+1,5\times 0,6S$
- **Aile administrative** :  $1,35G+1,5V2+1,5\times 0,6S$
- **Aile industrielle** :  $M_{sd} = 201,46\text{kN.m}$

$$\frac{M_{y_{sd}}}{W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma M_0}} = \frac{201,46 \times 10^6}{2194 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} = 0,43 < 1$$

• **Aile administrative** :  $M_{sd} = 146,38 \text{ kN.m}$

$$\frac{M_{y_{sd}}}{W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma M_0}} = \frac{146,38 \times 10^6}{2194 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} = 0,31 < 1$$

**Conclusion** : Les traverses sont vérifiées à l'ELU pour les deux blocs du bâtiment.

**a)- vérification des poutres maitresses :**

Nous nous réfèrerons pour le présent travail au document suivant, (**Art 5.4.6DTR.BC.2.44**)

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{PIRd}$$

$$V_{PIRd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_0}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f$$

$$A_v = 9880 - 2 \times 190 \times 14,6 + (9,4 + 2 \times 21) \times 14,6 = 5082,44 \text{ mm}^2$$

$$V_{PIRd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_0} = \frac{5082,44 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 626,88 \text{ kN}$$

$V_{sd}$  : L'effort tranchant dans la poutre maitresse maximal donné par les combinaisons suivantes

$$1,35G+1,5Q+1,50,6V^4$$

$$V_{sd} = 206,52 \text{ kN} < V_{plrd} = 626,83 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 206,52 \text{ kN} < 0,5V_{plrd} = 313,42 \text{ kN}$$

**Conclusion** : L'effort tranchant est vérifié et il n'a pas d'influence sur la résistance au moment fléchissant.

➤ **Vérification du moment fléchissant :**

Nous nous réfèrerons pour le présent travail au document suivant, (**Art 5.4.5 DTR.BC.2.44**).

Nous devons vérifier que :

$$\frac{M_{y_{sd}}}{W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma M_0}} < 1$$

$M_{y_{sd}}$  : Moment fléchissant maximal dans la poutre maitresse, donné par les combinaisons :

$$1,35G+1,5Q+1,5\times 0,6(S+V2)$$

$$M_{y_{sd}} = 221,58 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{ysd}}{W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_{M0}}} = \frac{221,58 \times 10^6}{1702 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} = 0,61 < 1$$

**Conclusion :** La poutre maitresse est vérifiée à l'ELU.

**8.12.2-VERIFICATION A L'ELS :**

**1-Aile industrielle:**

**a- flèche horizontale:**

Les valeurs recommandées de la flèche en tête de poteaux sont mentionnées dans le tableau 4.2 des règles CCM97:

**1- Sans charge du vent:**  $\delta_{max} \leq \frac{h}{150} = 6,67 \text{ cm}$

Eléments	$\delta_G$	$\delta_{Qi}$	$\delta_s$	Combinaisons	$ \delta_{max} $	$\frac{h}{150}$
Poteau 1	-0,1	-0,6	0	$\delta_G + \delta_{Q4} + 0,6 \times \delta_s$	0,7	6,67
Poteau 2	0,1	-0,6	0	$\delta_G + \delta_{Q4} + 0,6 \times \delta_s$	0,5	6,67

**2- Avec charge du vent:**  $\delta_{max} \leq \frac{h}{125} = 8 \text{ cm}$

Eléments	$\delta_G$	$\delta_{Vi}$	$\delta_{Qi}$	$\delta_s$	Combinaisons	$ \delta_{max} $	$\frac{h}{125}$
Poteau 1	-0,1	-1,1	-0,6	0	$\delta_G + \delta_{V2} + 0,87 \times \delta_{Q4} + 0,6 \times \delta_s$	1,722	8
Poteau 2	0,1	-1,3	-0,6	0	$\delta_G + \delta_{V2} + 0,87 \times \delta_{Q4} + 0,6 \times \delta_s$	1,722	8

**3- Au droit du pont roulant :**

Le déplacement horizontal est limité selon la norme NFP22 615 à :

• **Sans le vent :** à  $\frac{H}{350}$

• **avec le vent:** à  $\frac{H}{200}$

Où H est calculé à partir du niveau de la face supérieure de la poutre de roulement par rapport au pied de poteau :  $H= 760+30 = 790 \text{ cm}$

• **Sans le vent:**

Eléments	$\delta_G$	$\delta_{Qi}$	$\delta_s$	Combinaisons	$ \delta_{max} $	$\frac{H}{350}$
Poteau 1	-0,3	-0,5	0	$\delta_G + \delta_{Q4} + 0,6 \times \delta_s$	0,8	2,26
Poteau 2	0,3	0,5	0	$\delta_G + \delta_{Q4} + 0,6 \times \delta_s$	0,8	2,26

- Avec le vent :

Eléments	$\delta_G$	$\delta_{Vi}$	$\delta_{Qi}$	$\delta_s$	Combinaisons	$ \delta_{max} $	$\frac{H}{200}$
Poteau 1	-0,1	-1,1	-0,9	0	$\delta_G + \delta_{V2} + 0,87 \times \delta_{Q4} + 0,6 \times \delta_s$	1,983	3,95
Poteau 2	0,1	-1,3	-1,2	0	$\delta_G + \delta_{V2} + 0,87 \times \delta_{Q4} + 0,6 \times \delta_s$	2,244	3,95

**a- Fleche verticale:**

D'après le tableau 4-1 page 19 du CCM 97, la flèche verticale doit vérifier la condition suivante :

$$\delta_{V \max} \leq \frac{L}{200} = 9 \text{ cm}$$

$$\delta_2 \leq \frac{L}{250} = 7,2 \text{ cm}$$

Eléments	$\delta_G$	$\delta_{Vi}$	$\delta_{Qi}$	$\delta_s$	Combinaisons	$ \delta_{max} $	$\frac{L}{200}$	$\delta_2 = \delta_{Vi}$	$\frac{L}{250}$
Traverse	-1,5	2,0	0	0	$\delta_G + \delta_{V4-}$	0,5	9	2,0	7,2

**Administratif:**

**a- Fleche horizontale:**

Sachant que ce portique contient deux planchers, le CCM 97 met des exigences particulières en matière de déformation.

Les valeurs recommandées de la flèche en tête de poteaux sont mentionnées Dans le tableau 4.2 page 20, CCM 97 :

**1- Sans charge du vent :  $\leq \frac{h_0}{500} = 2,0 \text{ cm}$**

Eléments	$\delta_G$	$\delta_{Qi}$	$\delta_s$	Combinaisons	$ \delta_{max} $	$\frac{h_0}{500}$
Poteau 1	-0,1	0	0	$\delta_G$	0,1	2,0
Poteau 2	0,1	0	0	$\delta_G$	0,1	2,0

**2- Avec charge du vent :  $\leq \frac{h_0}{420} = 2,38 \text{ cm}$**

Eléments	$\delta_G$	$\delta_{Qi}$	$\delta_{Qi}$	$\delta_s$	Combinaisons	$ \delta_{max} $	$\frac{h_0}{420}$
Poteau 1	-0,1	-0,2	0	0	$\delta_G + \delta_{V2}$	0,3	2,38
Poteau 2	0,1	-0,3	0	0	$\delta_G + \delta_{V4-}$	0,2	2,38

Les valeurs recommandées de la flèche inter-étage de poteaux sont mentionnées Dans le tableau 4.2 page 20, CCM 97 :

**1- Sans charge du vent** :  $\leq \frac{h_1}{300} = 1,13cm$

Eléments	$\delta_G$	$\delta_Q$	$\delta_s$	Combinaisons	$ \delta_{max} $	$\frac{h_1}{300}$
Poteau 1	0	0	0	$\delta_G + \delta_Q + 0,6 \times \delta_s$	0	1,13
Poteau 2	0	0	0	$\delta_G + \delta_Q + 0,6 \times \delta_s$	0	1,13

**1- Avec charge du vent** :  $\leq \frac{h_1}{250} = 1,36cm$

Eléments	$\delta_G$	$\delta_{Qi}$	$\delta_{Qj}$	$\delta_s$	Combinaisons	$ \delta_{max} $	$\frac{h_0}{250}$
Poteau 1	0	-0,1	0	0	$\delta_G + \delta_{V2}$	0,1	1,36
Poteau 2	0	-0,1	0	0	$\delta_G + \delta_{V4-}$	0,1	1,36

**a- Fleche verticale:**

D'après le tableau 4-1 page19 du CCM 97, la flèche verticale doit vérifier la condition suivante

**b.1- Traverse :**

$\delta_{v \max} \leq \frac{L}{200} = 9 \text{ cm}$

$\delta_2 \leq \frac{L}{250} = 7,2 \text{ cm}$

Eléments	$\delta_G$	$\delta_{Vi}$	$\delta_{Qi}$	$\delta_s$	Combinaisons	$ \delta_{max} $	$\frac{L}{200}$	$\delta_2 = \delta_{Vi}$	$\frac{L}{250}$
Traverse	-0,8	1,3	0	0	$\delta_G + \delta_{V4-}$	0,5	9	1,3	7,2

**b.2-Plancher :**

$\delta_{v \max} \leq \frac{L}{200} = 9 \text{ cm}$

$\delta_2 \leq \frac{L}{250} = 7,2 \text{ cm}$

Eléments	$\delta_G$	$\delta_{Vi}$	$\delta_{Qi}$	$\delta_s$	Combinaisons	$ \delta_{max} $	$\frac{L}{300}$	$\delta_2 = \delta_{Vi}$	$\frac{L}{250}$
Traverse	-0,1	0	0	0	$\delta_G$	0,1	6	0	7,2

**CHAPITRE 9**  
**ETUDE SISMIQUE**

---

## 9.1-METHODES DE CALCUL :

Le RPA 99 version 2003 préconise pour le calcul des forces sismiques trois méthodes différentes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

## 9.2-METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :

La méthode statique équivalente est une application simplifiée de la méthode modale spectrale, son utilisation est conditionnée par la RPA 99 version 2003.

Nous utiliserons donc dans ce chapitre cette méthode simplifiée.

### 9.2.1-CONDITIONS D'APPLICATION DE LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a)- Bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65 cm en zone I et II et à 30 cm en zone III.
- b)- Bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant les conditions énoncées en 'a' et les conditions complémentaires prescrites au paragraphe 4.1.2 du chapitre 4.

### 9.2.2-PRINCIPE DE LA METHODE :

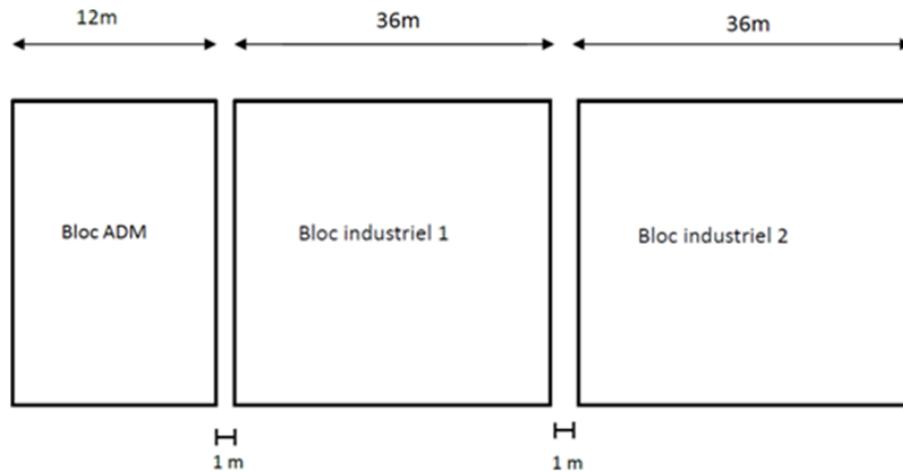
Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquer successivement suivant deux directions, longitudinale et transversale.

### 9.2.3-Application de la méthode :

#### 9.2.3.1-Calcul de la force sismique totale (Article 4.2.3 RPA99/2003) :

Dans notre cas, la structure compte 3 blocs : deux blocs identiques appartenant à l'aile industrielle du bâtiment auront les mêmes sources de sollicitation. Nous étudierons un seul bloc, ainsi que le bloc administrative.



**Figure 9.1** : Schéma montrant le fractionnement du bâtiment en bloc.

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure est calculée selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T$$

tell que :

- $V$  : Effort tranchant total agissant à la base de la structure dans les deux directions horizontale et orthogonale (longitudinale  $V_y$ , transversale  $V_x$ ).
- $A$  : Coefficient d'accélération des zones.
- $D$  : facteur d'amplification dynamique moyen.
- $Q$  : facteur de qualité.
- $R$  : coefficient de comportement global de la structure.
- $W_T$  : poids actif total de la structure.

❖ **Coefficient d'accélération de zone (a):**

Donné par le Tableau (4-1) dans le RPA99 version 2003 en fonction de la zone sismique et le groupe du bâtiment.

**Tableau 9.1-** Coefficient d'accélération.

Zone	Groupe	A
III	2	0.25

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyenne(d)**

En fonction de la catégorie du site, du facteur d'amortissement et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ), il est donné par la formule (4.2 ; RPA99 version2003).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2)$$

$T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par le Tableau 4.7 du RPA99 version2003.

Notre site étant meuble (S3), les périodes  $T_1$ ,  $T_2$  seront donc égales à :  $T_1=0.15s$  ;  $T_2=0.50s$

$\varepsilon$  = Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad \text{formule (4.3)}$$

$\xi$  ( % ) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un portique en acier avec remplissage dense, D'après le tableau (4.2)

$$\xi = 5\% \quad \text{D'où} \quad \eta = 1 \geq 0,7$$

$T$  : La période fondamentale de la structure

$$\begin{aligned} \text{Sens transversal } T_x &= \min \begin{cases} T = Ct \times hn \lambda^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0,9 \times hn}{\sqrt{D}} \end{cases} \\ \text{Sens longitudinal } T_y &= \min \begin{cases} T = Ct \times hn \lambda^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0,9 \times hn}{\sqrt{D}} \end{cases} \end{aligned}$$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage (**tableau RPA99-version2003**)

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 10,9 \text{ m}$$

$D$  : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

### **A -Bloc industriel :**

- **Sens transversal X-X:**

Le système de contreventement dans le sens longitudinal et de type palé triangulé en acier d'où:  $C_T = 0,05$

$$T_x = \min \begin{cases} T = 0,05 \times 10,9 \lambda^{\frac{3}{4}} = 0,3 \text{ s} \\ T = \frac{0,9 \times 10,9}{\sqrt{18}} = 0.23 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = 0,23 \text{ s}$$

$$D_x = 2,5\eta = 2,5$$

- **sens longitudinal Y-Y:**

Le système de contreventement dans le sens transversal et de type portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie.

d'où:  $C_T = 0,085$

$$T_y = \min \begin{cases} T = 0,085 \times 10,9 \lambda^{\frac{3}{4}} = 0,51 \text{ s} \\ T = \frac{0,9 \times 10,9}{\sqrt{36}} = 0,16 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = 0,16 \text{ s}$$

$$D_x = 2,5\eta = 2,5$$

### **A -Bloc industriel :**

- **Sens transversal X-X :**

Le système de contreventement dans le sens longitudinal et de type palé triangulé en acier

d'où :  $C_T = 0,05$

$$T_x = \min \begin{cases} T = 0,05 \times 10,9 \lambda^{\frac{3}{4}} = 0,3 \text{ s} \\ T = \frac{0,9 \times 10,9}{\sqrt{18}} = 0,23 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = 0,23 \text{ s}$$

$$D_x = 2,5\eta = 2,5$$

- **sens longitudinal Y-Y :**

Le système de contreventement dans le sens transversal et de type portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie.

d'où :  $C_T = 0,085$

$$T_y = \min \begin{cases} T = 0,085 \times 10,9 \lambda^{\frac{3}{4}} = 0,51 \text{ s} \\ T = \frac{0,9 \times 10,9}{\sqrt{12}} = 0,28 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = 0,28 \text{ s}$$

$$D_x = 2,5\eta = 2,5$$

### **Facteur de qualité q:**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non. Ces critères sont donnés par le tableau 4.4 RPA99-version2003

**Tableau 9.2-** détermination du facteur de qualité.

Critère s q	Pq Bloc ADM		Pq Bloc industriel	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
1. Condition minimalesur les files de contreventement	0,05	0,05	0,05	0,05

2. Redondances en plan	0,05	0	0	0,05
3. Régularités plan	0	0	0	0
4. Régularités en élévation	0	0	0	0
5. Contrôle de la quantité des matériaux	0,05	0,05	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1	0,1	0,1
Q	$Q_x = 1,25$	$Q_y = 1,2$	$Q_x = 1,2$	$Q_y = 1,25$

**Coefficient de comportement global de la structure r ( tab 4.3 rpa99 – version 2003) :**

**Dans le sens transversal x-x :** Portique auto stable ordinaire  $R_x = 4$

**Dans le sens longitudinal y-y :** Ossature contreventée par palées triangulées en X  $R_y = 4$

❖ **Calcul des poids :**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

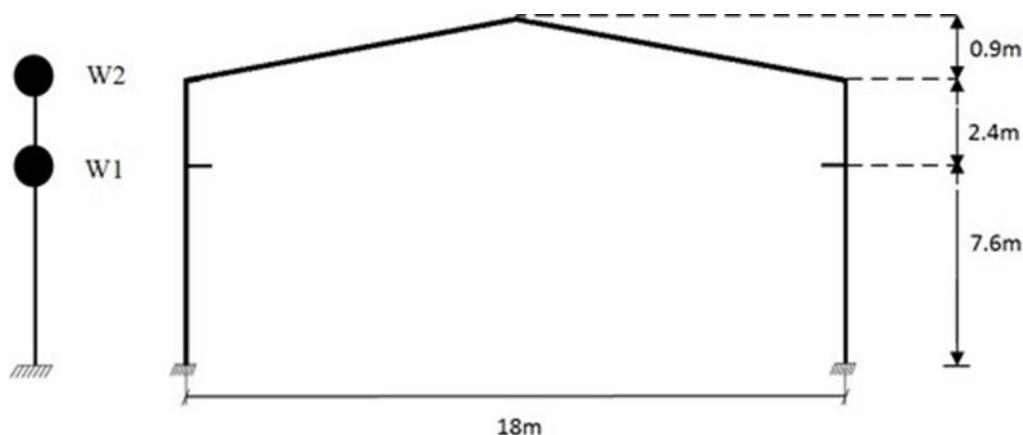
Avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération. (Tab 4.5 RPA99-version 2003).

❖ **Bloc industriel :**



**Figure 9.2 :** modèle brochette pour le bloc industriel.

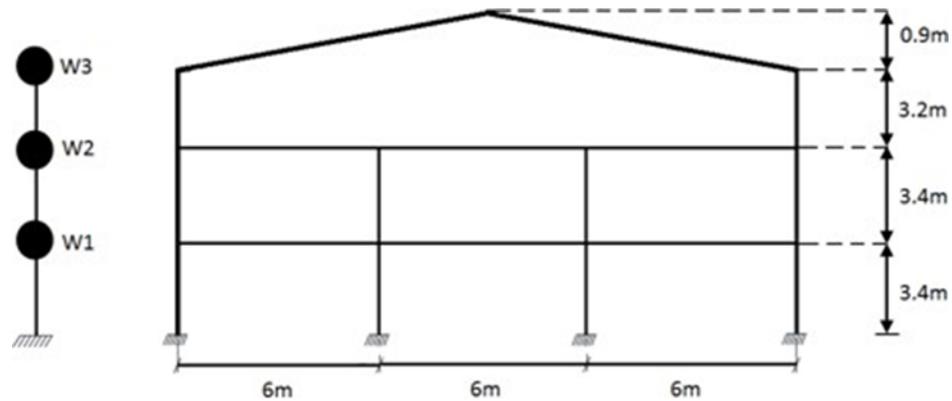
❖ **Bloc administratif :**

Figure 9.3 : modèle brochette pour le bloc administratif.

• **Calcul des poids du bloc industriel :**

Niveau	éléments	type	poids (t)
W1	poteaux	HEB400	10,85
	lisses	UAP150	7,164
	palée+sab	CAE 120X12/HEA120	0,94
	potelets	HEB260	0,93
	pontroulant	Chapitre VI	6,3
	chemin de roulement+corbeau	HEB300/HEB400	10,93
	bardage	LL35M	5,89
	0,4Q	pontroulant	2
Niveau 1	1,1W1+0,4WQ	49,3044	
W2	poteaux	HEB400	2,6
	lisses	UAB150	1,613
	potelets	HEB260	0,22
	palée /sablère	CAE 120X12/HEA120	0,59
	bardage/couverture	LL35M/TL75M	11,53
	traverses	IPE500	11,49
	sablère	HEA120	1,19
	Poutre au vent	CAE 100X10	4,5
	pannes	IPE160	6,64
Niveau 2	1,1W2	44,4103	
somme		93,7147	

• **Calcul des poids du bloc administratif :**

Niveau	éléments	type	poids (t)
W1	poteaux	HEB400	6,324
	lisses	UAP150	1,67
	palée+sab	CAE 100X10/HEA120	0,73
	potelets	HEB260	0,63
	plancher	(chapitre V)	93,96
	solive	IPE180	2,93

	bardage	LL35M	1,89
	poutremaître	IPE450	4,19
	0,4Q	(chapitre V)	21,6
Niveau 1	1,1W1+0,4WQ	145,1564	
W2	poteaux	HEB400	4,65
	lisses	UAP150	1,67
	palée+sab	CAE 100X10 /HEA120	0,65
	potelets	HEB260	0,614
	plancher	(chapitre V)	93,96
	solive	IPE180	2,93
	bardage	LL35M	1,83
	poutremaître	IPE450	4,19
	0,4Q	(chapitre V)	21,6
Niveau 2	1,1W2+0,4Q	143,1434	
W3	poteaux	HEB400	1,45
	lisses	UAB150	0,84
	potelets	HEB260	0,3
	palée /sablière	CAE 100X10/HEA120	0,44
	bardage/couverture	LL35M/TL75M	4,18
	traverses	IPE500	4,92
	sablières	HEA120	0,24
	Poutre au vent	CAE 100X10	4,5
	pannes	IPE160	1,33
Niveau 3	1,1W3	20,02	
somme	308,3198		

Valeur de  $V_{eque}$  selon les deux directions :

Bloc industriel	Bloc industriel	Bloc Administratif	Bloc Administratif
Axe X	Axe Y	Axe X	Axe Y
$V_X = \frac{A \times D \times Qx}{R_x} \times w$	$V_Y = \frac{A \times D \times Qy}{R_y} \times w$	$V_X = \frac{A \times D \times Qx}{R_x} \times w$	$V_Y = \frac{A \times D \times Qy}{R_y} \times w$
$V_x = \frac{0,25 \times 2,5 \times 1,2}{4} \times 93,7147$ =175,7 kn	$V_Y = \frac{0,25 \times 2,5 \times 1,25}{4} \times 93,7147$ = 183,04 kn	$V_x = \frac{0,25 \times 2,5 \times 1,25}{4} \times 308,3198$ =602,2kn	$V_Y = \frac{0,25 \times 2,5 \times 1,2}{4} \times 308,3198$ = 578,1 kn

### 9.2.3.1-DISTRIBUTION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES SELON LA HAUTEUR :

D'après le **RPA99/2003** l'article **4.2.5** la force sismique totale à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure sous forme de forces concentrées appliquées au centre de gravité des différents niveaux.

$$F_i = \frac{(V - Ft) \times W_i \times h_i}{\sum W_j \times h_j}$$

Avec :

$F_i$ : Effort horizontal revenant au niveau  $i$

$F_t$  : est une force concentrée au sommet de la structure permettant de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration, elle est déterminée par la formule :

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

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

Dans notre cas,

$F_t = 0$  selon les deux direction dans les deux blocs .

#### A- Bloc industriel :

X-X	Niveau	Hi (m)	Wi (t)	Wi*Hj	Vx (KN)	Fy (KN)
	1	7,6	49,3044	374,713	175.72	80.405
	2	10	44,4103	444,103	175.72	95.295
	La somme			818,816	/	175.72

Y-Y	Niveau	Hi (m)	Wi (t)	Wi*Hj	Vx (KN)	Fy (KN)
	1	7,6	49,3044	374,713	183.04	83.764
	2	10	44,4103	444,103	183.04	99.276
	La somme			818,816	/	183.04

#### B- Bloc Administratif :

X-X	Niveau	Hi (m)	Wi (t)	Wi*Hj	Vx (KN)	Fy (KN)
	1	3,4	145,1564	493,532	602,2	178,276
	2	6,8	143,1434	973,375	602,2	351,607
	3	10	20,02	200,2	602,2	72,317
	somme			1667,107	/	602,2

Y-Y	Niveau	Hi (m)	Wi (t)	Wi*Hj	Vx (KN)	Fy (KN)
	1	3,4	145,1564	493,532	578,1	171,141
	2	6,8	143,1434	973,375	578,1	337,536
	3	10	20,02	200,2	578,1	69,423
	somme			1667,107	/	578,1

### 9.3-REPARTITION DES FORCES :

#### 9.3.1-CALCUL DES EXCENTRICITE :

##### A- Bloc industriel

##### Centre de gravité :

Nous commencerons par calculer le centre de gravité de la structure plaçant le pont roulant au bout du bloc afin d'étudier le cas où l'excentricité entre le centre de torsion et le centre de gravité est la plus défavorable.

$$X_i = \frac{\sum W_i \times X_i}{\sum W_i} ; Y_i = \frac{\sum W_i \times Y_i}{\sum W_i}$$

**Tableau 9.3-** centre de gravité (Bloc industriel)

Niv	W1	W2
Xg(m)	9	9
Yg(m)	15,397	18,334

##### Centre de torsion :

Etant donné que le centre torsion dépend des éléments rigidifiant la structure et de leurs emplacements, étant donné que ceux-ci sont disposés de manière symétrique, le centre de torsion se trouve au centre de la structure.

**Tableau 9.4-** centre de torsion (Bloc industriel)

Niveau	W1	W2
Xc	9	9
Yc	18,24	18,8

##### ❖ Excentricité de calcul :

**Tableau 9.5-** Excentricité de calcul (Bloc industriel)

Niv	W1	W2
Ex	0	0
Ey	2,843	0,466

##### ❖ Excentricité théorique:

Le RPA impose une excentricité accidentelle égale à 5% de la plus grande dimension de la structure:

$$e = 5\% L_{\max}, \text{ selon la direction considérée}$$

**Tableau 9.6-** Excentricité de théorique (Bloc industriel)

/	$e = 5\% L_{\max}$
$E_{x_{acc}}(m)$	0.9
$E_{y_{acc}}(m)$	1.8

L'excentricité adoptée est:  $e = \max(e_{calcul}; e_{RPA})$ .

**Tableau 9.7-** Excentricité adoptée (Bloc industriel)

Niveau	W1	W2
$E_x (m)$	0.9	0.9
$E_y (m)$	2,843	1,8

## B- Bloc Administratif

**Tableau 9.8-** centre de gravité (Bloc administratif)

Centre de gravité (m)			
Niveau	W1	W2	W3
$X_g$	9	9	9
$Y_g$	5,955	5,957	5,306

**Tableau 9.9-** centre de torsion (Bloc administratif)

Centre de torsion (m)			
Niveau	W1	W2	W3
$X_c$	9	9	9
$Y_c$	5,690	5,632	4,690

**Tableau 9.10-** Excentricité de théorique (Bloc administratif)

Excentricité théorique (m)			
Niveau	W1	W2	W3
$E_x$	0	0	0
$E_y$	-0,266	-0,325	-0,616

**Tableau 9.11-** Excentricité accidentel (Bloc administratif)

Excentricité accidentel (m)			
Niveau	W1	W2	W3
$E_x$	0,9	0,9	0,9
$E_y$	0,6	0,6	0,6

**Tableau 9.12-** Excentricité adoptée (Bloc administratif)

Excentricité adoptée (m)			
Niveau	W1	W2	dW3
Ex	0,9	0,9	0,9
Ey	0,6	0,6	0,616

**9.3.2- REPARTITION DES FORCES AUX DEFERENTS NOEUDS :****A- Bloc industriel**

L'effort dû au séisme appliqué dans le sens transversal et repris par les portiques

$$F_X = \frac{F_{Xi}}{n} + \frac{M_x \times d_{max}}{\sum d_i^2}$$

$n = 7$  portiques

$d_{max}$  : distance max entre le centre de torsion et le portique d'extrémité.

**Portique :****Tableau 9.13-** Les forces aux déferents nœuds ( portique (Bloc industriel) )

i	W <sub>1</sub>	W <sub>2</sub>
$F_{Xi} / n$	11,486	13,614
$M_X = F_{Xi} \times E_y$	228,59	171,531
$d_{Max}$	18,24	18,8
$\sum d_i^2$	$6,24^2 + 12,24^2 + 18,24^2 + 0,24^2 + 5,76^2 + 11,76^2 + 17,76^2 = 1008,403$	$6,8^2 + 12,8^2 + 18,8^2 + 0,8^2 + 5,2^2 + 11,2^2 + 17,8^2 = 1033,48$
$F_X$	15,62	16,73

L'effort dû au séisme appliqué dans le sens longitudinal et repris par les palées

$$F_y = \frac{F_{yi}}{n} + \frac{M_y \times d_{max}}{\sum d_i^2}$$

$n = 2$  palées

$d_{max}$  : distance max entre le centre de torsion et la palée.

**Palée :****Tableau 9.14-** Les forces aux déferents nœuds ( palée (Bloc industriel) )

i	W <sub>1</sub>	W <sub>2</sub>
$F_{yi} / n$	41,882	49,638
$M_Y = F_{Yi} \times E_x$	75,388	89,348
$d_{Max}$	9	9
$\sum d_i^2$	$2 \times 9^2 = 162$	$2 \times 9^2 = 162$
$F_Y$	46,070	54,602

**B- Bloc Administratif**

L'effort dû au séisme appliqué dans le sens transversal et repris par les portiques

$$F_x = \frac{F_{xi}}{n} + \frac{M_x \times d_{max}}{\sum di \lambda^2}; n = 3$$

**Portique :**

**Tableau 9.15-** les forces aux différents nœuds ( portique (Bloc administratif) )

i	W <sub>1</sub>	W <sub>2</sub>	W <sub>3</sub>
F <sub>x</sub> / n	59,425	117,202	24,106
M <sub>x</sub> = F <sub>xi</sub> × E <sub>y</sub>	106,966	210,964	44,547
d <sub>MAX</sub>	5,69	5,63	4,69
∑ di <sup>2</sup>	5,69 <sup>2</sup> + (6-5,69) <sup>2</sup> + (12-5,69) <sup>2</sup> = 72,288	5,63 <sup>2</sup> + (6-5,63) <sup>2</sup> + (12-5,63) <sup>2</sup> = 72,411	4,69 <sup>2</sup> + (6-4,69) <sup>2</sup> + (12-4,69) <sup>2</sup> = 77,148
F <sub>x</sub>	67,845	133,605	26,814

L'effort dû au séisme appliqué dans le sens longitudinal et repris par les palées

$$F_y = \frac{F_{yi}}{n} + \frac{M_y \times d_{max}}{\sum di \lambda^2}; n = 2$$

**Palée :**

**Tableau 9.16-** les forces aux différents nœuds ( palée (Bloc administratif) )

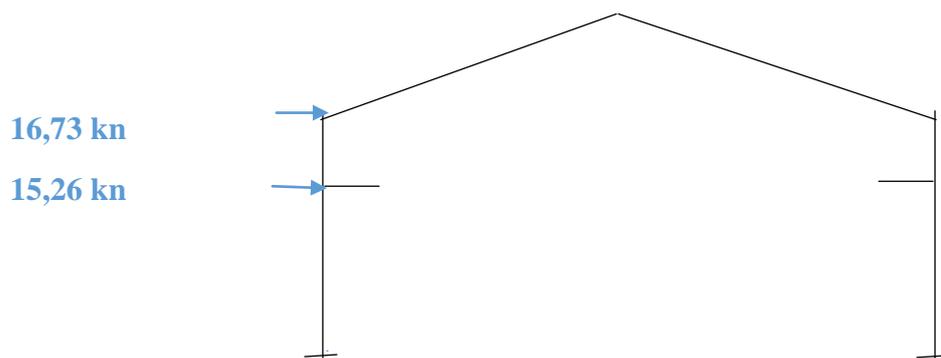
i	W <sub>1</sub>	W <sub>2</sub>	W <sub>3</sub>
F <sub>y</sub> / n	85,571	168,768	34,712
M <sub>x</sub> = F <sub>yi</sub> × E <sub>x</sub>	154,027	303,782	62,481
d <sub>MAX</sub>	9	9	9
∑ di <sup>2</sup>	2 × 9 <sup>2</sup> = 162	2 × 9 <sup>2</sup> = 162	2 × 9 <sup>2</sup> = 162
F <sub>y</sub>	94,128	185,645	38,183

**9.3.2.1-REPRESENTATION DES EFFORTS :**

**A- Bloc industriel**

**1) Portique :**

Représentation des efforts de séisme sur le portique



**Figure 9.4-** effort de séisme sur le portique.

## 2) Palée :

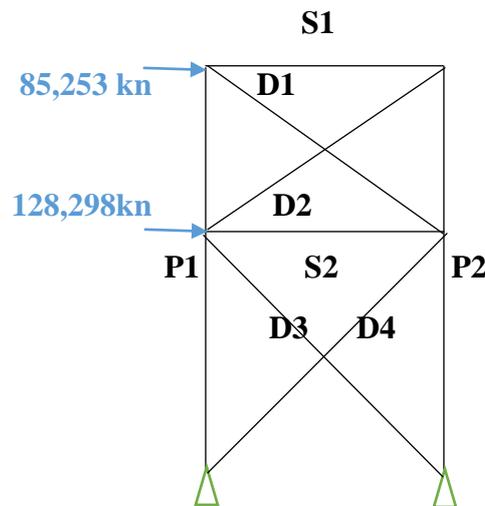
D'après l'article 8.4.3.1 du RPA99 les efforts des barres des palées triangulées doivent être majorés de 25%.

En prenant en compte les efforts dus aux imperfections (chapitre stabilité) nous obtiendrons les sollicitations suivantes :

$$F1 = 1,25 \times 54,602 + 17 = 85,253 \text{ KN}$$

$$F2 = 1,25 \times 46,070 + 70,81 = 128,398 \text{ KN}$$

Représentation des efforts de séisme sur la palée



**Figure 9.5 :** effort de séisme sur la palée de stabilité.

- **Les efforts internes de la palée de stabilité dus au séisme :**

**Tableau 9.17-** efforts internes de la palée de stabilité dus au séisme (2).

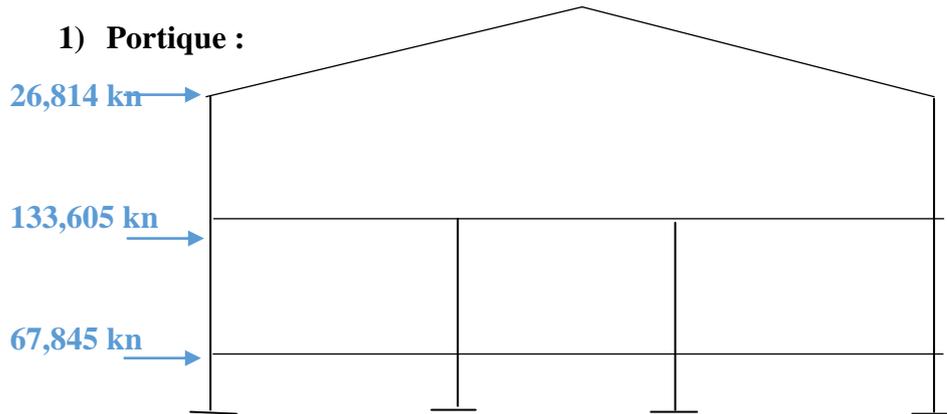
BARRES	COMPRESSION (KN)	TRACTION (KN)
P1	-	172,2
P2	161,6	-
S1	<b>19,1</b>	-
S2	34,5	-
D1	74,1	-
D2	-	24,3
D3	<b>172,8</b>	-
D4	-	159,4

### Conclusion :

Pour le bloc industriel les efforts dus au vent calculée au chapitre VII sont plus importants , donc nous pouvons garder les mêmes dimensions des éléments constituant notre palée de stabilité .

**B- Bloc ADM**

**1) Portique :**



**Figure 9.6 :** effort de séisme sur le portique du bloc administratif.

**2) Palée :**

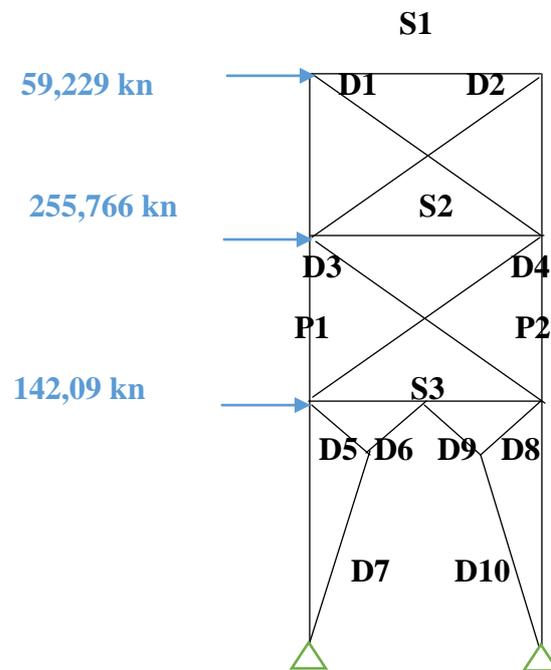
Calcul des efforts sismiques appliqués :

$$F1 = 1,25 \times 39,55 + 11,5 = 59,229 \text{ KN}$$

$$F2 = 1,25 \times 192,3 + 23,71 = 255,766 \text{ KN}$$

$$F3 = 1,25 \times 94,4 + 24,43 = 142,09 \text{ KN}$$

Représentation des efforts de séisme sur la palée



**Figure 9.7-** effort de séisme sur la palée de stabilité du bloc administratif.

- **Les efforts internes de la palée de stabilité dus au séisme tableau :**

**Tableau 9.18-** efforts internes de la palée de stabilité dus au séisme (1).

BARRES	COMPRESSION (KN)	TRACTION (KN)
P1	-	187,9
P2	147	-
S1	6,8	-
S2	64,4	-
S3	<b>76,1</b>	-
D1	58,9	-
D2	0,5	-
D3	<b>325,4</b>	-
D4	-	202,5
D5	-	354,5
D6	-	402,2
D7	-	410,5
D8	354,8	-
D9	402,6	-
D10	410,9	-

### 9.3.2.2- DIMENSIONNEMENT DES DIAGONALES :

Palée du bloc ADM :

Les calculs se feront de la même façon que le chapitre VII

La diagonale la plus sollicitée D10, la longueur **L= 6896 mm**

l'effort de compression est : **N<sub>sd</sub> = 410,9 kn = 4109 N**

Le dimensionnement se fera au flambement.

On choisit des **doubles**

**cornières L 120x120x12**

$$A = 27,5 \times 2 = 55 \text{ cm}^2; d = 3,4 \text{ mm}; I_{y1} = 368 \text{ cm}^4; I_{z1} = 368 \text{ cm}^4; i_y = 3,65 \text{ cm}; i_z = 3,65 \text{ cm}$$

$$e = 0,5 + 3,4 = 3,9 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 \times I_{y1} = 2 \times 368 = 736 \text{ cm}^4.$$

$$I_z = 2 (I_{z1} + A \times e^2) = 2 (368 + 55 \times 3,9^2) = 2409,1 \text{ cm}^4.$$

$$I_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{736}{55}} = 3,66 \text{ cm}$$

$$I_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{2409,1}{55}} = 6,62 \text{ cm}$$

$$Fe360 \rightarrow Fy235 \rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{Fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\text{Classe 1} \rightarrow \beta_A = 1$$

$$\lambda_Z = \frac{L}{i_z} = \frac{689,6}{6,62} = 104,17$$

$$\bar{\lambda}_Z = \frac{\lambda_Z}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{104,17}{93,9 \times 1} = 1,11$$

Section L  $\rightarrow$  Courbe C ( $\alpha=0,49$ )

$$\phi_Z = 0,5 [ 1 + \alpha (\bar{\lambda}_Z - 0,2) + \bar{\lambda}_Z^2 ] = 0,5 [ 1 + 0,49 (1,11 - 0,2) + 1,11^2 ] = 1,34$$

$$X = \frac{1}{\phi_Z + \sqrt{\phi_Z^2 + \bar{\lambda}_Z^2}} = \frac{1}{1,34 + \sqrt{1,34^2 - 1,11^2}} = 0,48$$

$$N_{PLrd} = X \times A \times \beta_A \times \frac{Fy}{\gamma_{m1}} = 0,48 \times 5500 \times 1 \times \frac{235}{1,1} = 564 \text{ kn} > N_{SD} = 410,9 \text{ kn} \text{ vérifiée}$$

$$N_{trd} = A \times \frac{Fy}{\gamma_{m0}} = 55 \times \frac{23,5}{1,1} = 1175 \text{ kn} > N_{tsd} = 410,9 \text{ kn} \text{ vérifiée}$$

### Conclusion :

Pour toutes les diagonales dupalée du bloc administratif on prendra des doubles corniers **120x120x12**

### 9.3.2.3-VERIFICATION DE LA PANNE SABLIERE :

On choisira pour les sablières des profilés en **HEA120**

$$\text{HEA120} : A=2530 \text{ mm}^2 ; i_z=30,2 \text{ mm} ;$$

$$L_f=L=6000 \text{ mm} ; \text{Classe 1}$$

La vérification se fera Pour La sablière N°3 :

$$N_{S3} = 76,1 \text{ kn} ; Fy235 (\varepsilon = 1)$$

$$\lambda_Z = \frac{L}{i_z} = \frac{6000}{30,2} = 198,68$$

$$\bar{\lambda}_Z = \frac{\lambda_Z}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{198,68}{93,9 \times 1} = 2,11$$

Axe Z-Z : Courbe C  $\rightarrow \phi = 3,149 ; \chi=0,18$

$$N_{PLrd} = \chi \times A \times \beta_A \times \frac{Fy}{\gamma_{m1}} = 0,18 \times 2530 \times 1 \times \frac{235}{1,1} = 97,29 \text{ kn} > N_{SD} = 76,1 \text{ kn}$$

**Vérifiée**

**Conclusion:** La panne sablière est vérifiée au flambement

### 9.3.2.4 - VERIFICATION DU PORTIQUE ADMINISTRATIF

Les vérifications se feront selon **RPA99 ver 2003**

On utilisera la combinaison suivante :

$$G + Q + 1,2E \quad (5.3)$$

**Vérification des poteaux ( HEB400 )**

- **Effort tranchant:**

$$V_{SD} \leq V_{PLrd}$$

$$V_{PLrd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$A_v$  : L'aire de cisaillement.

Pour les profilés en H laminés :

$$A_{vy} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2r) \times tf$$

$$A_{vy} = 19780 - 2 \times 300 \times 24 + (13,5 + 2 \times 27) \times 24$$

$$A_{vy} = 7000 \text{ mm}^2$$

$$V_{PLrd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{7000 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 863,401 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 72,74 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 72,74 \text{ kN} < V_{plrd} = 863,401 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 72,74 \text{ kN} < 0,5V_{plrd} = 431,7 \text{ kN}$$

L'effort tranchant est vérifié et il n'a pas d'influence au moment fléchissant .

- **Vérification de la flexion et la compression avec risque de déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{F_y}{\gamma_{m0}}} + \frac{K_{lt} \times M_{ysd}}{\chi_{Lt} \times W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_{m0}}} < 1$$

$$M_{ysd} = -179,4 \text{ kn} \times m$$

$$N_{sd} = 604,59 \text{ kn}$$

$$K_{LT} = 1 - \left[ \frac{\mu_{LT} - N_{sd}}{\chi_z \times A \times F_y} \right]$$

$$\mu_{LT} = 0,0782 < 0,9 ; \chi_{min} = \chi_z = 0,389 ; \chi_{LT} = 0,732$$

$$K_{LT} = 1 - \left[ \frac{\mu_{LT} - N_{sd}}{\chi_z \times A \times F_y} \right] = 1 - \left[ \frac{0,0782 - 604590}{0,389 \times 19780 \times 235} \right] = 0,97$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{F_y}{\gamma_{m0}}} + \frac{K_{lt} \times M_{ysd}}{\chi_{Lt} \times W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_{m0}}} = \frac{604590}{0,389 \times 19780 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{0,97 \times 179400000}{0,732 \times 3232000 \times \frac{235}{1,1}} = 0,71 < 1 \text{ vérifiée}$$

**Vérification des traverse ( IPE500 )**

- **Effort tranchant:**

$$V_{SD} \leq V_{PLrd}$$

$$V_{PLrd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$A_v$  : L'aire de cisaillement.

Pour les profilés en H laminés :

$$A_{vy} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2r) \times tf$$

$$A_{vy} = 11600 - 2 \times 200 \times 16 + (10,2 + 2 \times 21) \times 16$$

$$A_{vy} = 6035,2 \text{ mm}^2$$

$$V_{PLrd} = \frac{Av \times Fy}{\sqrt{3} \times \gamma m0} = \frac{6035,2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 744,4 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 35,53 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 35,53 \text{ kN} < V_{plrd} = 744,4 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

$$V_{sd} = 35,53 \text{ kN} < 0,5V_{plrd} = 372,2 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

L'effort tranchant est vérifié et il n'a pas d'influence au moment fléchissant .

- **Moment fléchissant :**

Les efforts normaux sont négligés

$$M_{ysd} = 117,08 \text{ kn.m}$$

$$\frac{M_{ysd}}{W_{ply} \times \frac{Fy}{\gamma m0}} \leq 1$$

$$\frac{11708000}{2194000 \times \frac{235}{1,1}} \leq 1$$

**Conclusion :**

Les profilés précédemment choisis dans le bloc administratif sont aptes à résister aux efforts dus au séisme, donc on gardera les mêmes profilés.

**CHAPITRE 10**  
**ASSEMBLAGES**

---

**10.1-INTRODUCTION :**

L'assemblage est un dispositif qui assure la liaison entre les différents éléments qui constituent notre construction et la continuité de la transmission des diverses sollicitations. Nous allons utiliser trois modes d'assemblage actuellement pratiqués en construction Métallique :

- Assemblages soudés.
- Assemblage par boulons ordinaires.
- Assemblage par boulons H-R.

**10.2-ASSEMBLAGES SOUDES :**

Le soudage est un procédé qui consiste à réaliser un joint soudé en assurant la continuité de la matière entre les différentes pièces assemblées.

Les assemblages soudés doivent satisfaire aux conditions d'exécution telles que la compatibilité entre le métal d'apport et le métal de base.

Les différentes pièces assemblées par ce type d'assemblage sont :

- ❖ Poteau – plaque d'assise.
- ❖ Potelet – plaque d'assise.
- ❖ Poteau -corbeau.
- ❖ Sablière -platine.
- ❖ Poutre de plancher - platine.
- ❖ Traverse - platine(faîtage).
- ❖ Traverse - platine(jarret).

**10.2.1-CORDONS DE LA SEMELLE :**

( Voir APPENDICE C.1)

**10.2.2-CORDONS DE L'AME :**

(Voir APPENDICE C.2)

**10.2.3-NOTE DE CALCUL :**

(Voir APPENDICE C.3)

**10.2.3.1- ASSEMBLAGE POTEAU HEB 400 - PLAQUE D'ASSISE :**

**Exemple de calcul :**

➤ **Semelle :**

$$F_{T Rd} = \frac{b \times t_f \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{300 \times 24 \times 235}{1,1} = 1538,18 \text{ kn}$$

$$L = 2b - (t_w + 2r) = 2 \times 300 - (13,5 + 2 \times 27) = 532,5 \text{ mm}$$

$$a_{f1} \geq \frac{2 \times F_{fRD}}{L \times \sqrt{2}} \times \frac{\beta_w \times \gamma M_w}{F_u} = \frac{2 \times 1538,18}{532,5 \times \sqrt{2}} \times \frac{0,8 \times 1,25}{360} \rightarrow a_{f1} \geq 11,35 \text{ mm}$$

$$a_{f2} \geq \frac{F_{fRD}}{L \times \sqrt{2}} \times \frac{\gamma M_w}{F_u} = \frac{1538,18}{532,5 \times \sqrt{2}} \times \frac{1,25}{360} \rightarrow a_{f2} \geq 7,09 \text{ mm}$$

$$a_f \geq \max(a_{f1}; a_{f2}) = \max(11,35; 7,09)$$

$$a_f \geq 11,35 \text{ mm}$$

➤ **Ame :**

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 19780 - 2 \times 300 \times 24 + (13,5 + 2 \times 27) \times 24 = 7000 \text{ mm}^2$$

$$V_{PLRD} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma M_0 \times \sqrt{3}} = \frac{7000 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 863,4 \text{ kn}$$

$$F_{WRD} = \frac{h_w \times t_w \times F_y}{2 \times \gamma M_0} = \frac{298 \times 13,5 \times 235}{2 \times 1,1} = 429,73 \text{ kn}$$

$$a_f \geq a_{f1} \geq 11,35 \text{ mm}$$

On prend  $a_f = 12 \text{ mm}$

$$L = 2 \times \frac{h_w}{2} = h_w = 298 \text{ mm}$$

$$a_{w1} \geq \frac{V_{plrd} \times \sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma M_w}{2 \times h_w \times F_u} = \frac{863400 \times \sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25}{2 \times 298 \times 360} \rightarrow a_{w1} \geq 6,97 \text{ mm}$$

$$a_{w2} \geq \frac{\beta_w \times \gamma M_w \times h_w \times t_w \times F_y}{F_u \times \gamma M_0 \times L \times \sqrt{2}} = \frac{0,8 \times 1,25 \times 298 \times 13,5 \times 235}{360 \times 1,1 \times 298 \times \sqrt{2}} \rightarrow a_{w2} \geq 5,66 \text{ mm}$$

$$a_{w3} \geq \frac{\beta_w \times \gamma M_w \times h_w \times t_w \times F_y}{2 \times F_u \times \gamma M_0 \times L \times \sqrt{2}} = \frac{0,8 \times 1,25 \times 298 \times 13,5 \times 235}{2 \times 360 \times 1,1 \times 298 \times \sqrt{2}} \rightarrow a_{w2} \geq 2,83 \text{ mm}$$

$$a_f \geq \max(a_{w1}; a_{w2}; a_{w3}) = \max(6,97; 5,66; 2,83)$$

$$a_f \geq 6,97 \text{ mm}$$

On prend  $a_w = 7 \text{ mm}$

**Remarque:**

Pour les assemblages restants on suivra les mêmes étapes de calcul, les résultats sont montrés dans les tableaux suivants

❖ **Cordons de la semelle :**

Assemblages	$F_{fd}$ [KN]	L [mm]	$a_{f1}$ [mm]	$a_{f2}$ [mm]	$a_f$ [mm]
1- Poteau HEB 400 Plaqué'assise	1538,18	532,5	11,35	7,09	12
2- Potelet HEB 260 Plaqué'assise	970,05	462,0	8,24	5,16	9

3-	Poteau HEB400 Corbeau HEB 400	1538,18	532,5	11,35	7,09	12
4-	Sablière HEA160 Platine	307,64	284	4,26	2,66	5
5-	Poutre de plancher IPE 450 platine	592,63	328,6	7,08	4,43	8

❖ **Cordons de l'âme :**

Assemblages	$A_v$ [mm <sup>2</sup> ]	$V_{plrd}$ [KN]	$L(h_w)$ [mm]	$F_{wrd}$ [KN]	$a_{w1}$ [mm]	$a_{w2}$ [mm]	$a_{w3}$ [mm]	$a_w$ [mm]
1- Poteau HEB 400 Plaque d'assise	7000	863,40	298	429,73	6,97	5,66	2,83	7
2- Potelet HEB 260 Plaque d'assise	3755	463,15	177	189,07	6,29	4,20	2,10	7
3- Poteau HEB400 Corbeau HEB400	7000	863,40	298	429,73	6,97	5,66	2,83	7
4-Sablière HEA 160 Platine	484	59,70	104	66,45	1,38	2,52	1,26	3
5- Poutre de plancher IPE 450 platine	2962,44	365,40	379	380,55	2,32	3,94	1,97	4

**10.2.4 -ASSEMBLAGES TRAVERSE PLATINE (FAITAGE/JARRET) :**

(Voir APPENDICE C.4)

**10.3-ASSEMBLAGES PAR BOULONS ORDINAIRES :**

Les boulons ordinaires, dit normaux, sont mis en œuvre avec un serrage simple, non contrôlé. La reprise des efforts perpendiculaires à l'axe des vis s'effectue par cisaillement direct de celle-ci et pression diamétrale sur l'épaisseur des pièces. Le trou est toujours supérieur de quelque millimètre du trou nominal ce qui procure un jeu de réglage qui autorise un glissement de l'assemblage au cours de la mise en charge en cisaillement.

Les pièces assemblées par les boulons ordinaires sont les suivants :

- ❖ Assemblages diagonales - goussets
  - ✓ Poutre au vent
  - ✓ Palée de stabilité
- ❖ Assemblage panne sablière -poteau
- ❖ Assemblage panne - traverse par échantignole
- ❖ Assemblage solive – poutre maitresse

**10.3.1-METHODE DE CALCUL :****10.3.1.1-ASSEMBLAGES TRAVAILLANT AU CISAILLEMENT :**

( Voir APPENDICE C.5 )

**10.3.1.2-RESISTANCE DE CALCUL D'UN BOULON A LA TRACTION :**

( Voir APPENDICE C.6 )

**10.3.2-NOTE DE CALCUL :****10.3.2.1-ASSEMBLAGE DIAGONALES GOUSSETS :****❖ Poutre au vent**

Les diagonales à assembler sont des **doubles cornières 100x100x10**, Le plus grand effort qui peut être repris par ces diagonales est :  $N_{bRd} = 79,49\text{kN}$ .

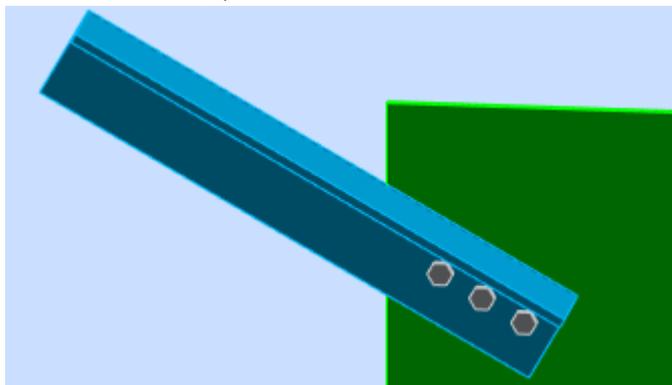
**Caractéristique du boulon utilise :**

$d = 14 \text{ mm}$  ;  $d_m = 23,7\text{mm}$  ;  $d_0 = 16\text{mm}$  ;  $A_s = 115 \text{ mm}^2$  ; Classe 6.6 ;  $f_{ub} = 600 \text{ N/mm}^2$  ;  
 $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

On prendra un gousset d'épaisseur  $t_{\text{gousset}} = 15 \text{ mm}$

$$F_{vRd} = \frac{0,6 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \times 600 \times 115}{1,25} = 33,12 \text{ kn}$$

$$n = \frac{N_{bRd}}{F_{vRd}} = \frac{79,49}{33,12} = 2,4 \rightarrow \text{On prendra } \mathbf{3 \text{ boulons}}$$



**Figure 10.1** : schéma de la disposition des boulons.

**✓ Les vérifications :**

$P = 75 \text{ mm}$  ;  $e = 30\text{mm}$  ;  $e_{t1} = 55 \text{ mm}$

- **Résistance au cisaillement :**

$$F_{vsd} = \frac{N_{bRd}}{3} = \frac{79,49}{3} = 26,5\text{kn} \leq F_{vRd} = 33,12 \text{ kn} \quad \text{vérifiée}$$

- **Pression diamétrale:**

$$F_{bRd} = \frac{2,5 \times \alpha \times d \times t \times F_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e1}{3d0} = \frac{30}{3 \times 16} = 0,625 \\ \frac{P1}{3d0} - \frac{1}{4} = \frac{75}{3 \times 16} - \frac{1}{4} = 1,31 \rightarrow \alpha = 0,625 \\ \frac{Fub}{Fu} = \frac{600}{360} = 1,67 \\ 1 \end{array} \right.$$

$$F_{bRd} = \frac{2,5 \times \alpha \times d \times t \times Fu}{\gamma Mb} = \frac{2,5 \times 0,625 \times 14 \times 15 \times 360}{1,25} = 94,5 \text{ kn}$$

$$F_{bRd} = 94,5 \text{ kn} \geq F_{vsd} = 26,5 \text{ kn} \text{ vérifiée}$$

### ❖ Palée de stabilité :

Les diagonales à assembler sont **des doubles cornières 120×120×12** dans les deux blocs, Le plus grand effort qui peut être repris par ces diagonales est:

$N_{bRd} = 260,85 \text{ kN}$ . pour l'aile industriel

$N_{bRd} = 421.83 \text{ kN}$ . pour l'aile administratif

#### 1)-Aile industriel :

##### Caractéristique du boulon utilisé:

$d = 18 \text{ mm}$  ;  $d_m = 29,1 \text{ mm}$  ;  $d_0 = 20 \text{ mm}$  ;  $A_s = 192 \text{ mm}^2$  ; Classe 6.6 ;  $f_{ub} = 600 \text{ N/mm}^2$  ;  $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

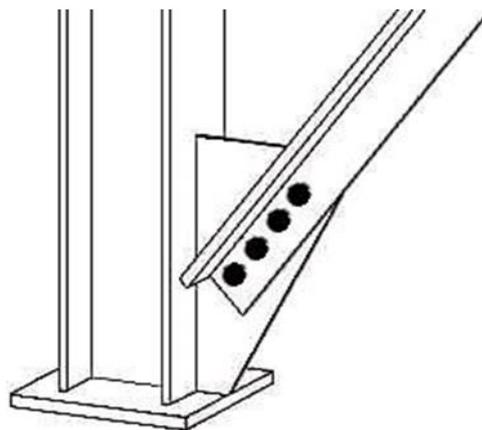
On prendra un gousset d'épaisseur  $t_{\text{gousset}} = 15 \text{ mm}$

$$F_{vRd} = 2 \times \frac{0,6 \times Fub \times A_s}{\gamma Mb} = 2 \times \frac{0,6 \times 600 \times 192}{1,25} = 110,59 \text{ kn}$$

$$n = \frac{NbRd}{FvRd} = \frac{260,85}{110,59} = 2,36 \rightarrow \text{On prendra } \mathbf{3} \text{ boulons}$$

#### 2)- Aile administratif :

$$n = \frac{NbRd}{FvRd} = \frac{421,83}{110,59} = 3,81 \rightarrow \text{On prendra } \mathbf{4} \text{ boulons}$$



**Figure 10.2 :** Schéma montrant un assemblage cornière poteau pour une palée de stabilité.

#### ✓ Les vérifications:

##### 1) - Aile industriel

$P = 85 \text{ mm}$  ;  $e = 45 \text{ mm}$  ;  $e_{t1} = 50 \text{ mm}$  ;  $d_{\text{cor}} = 34 \text{ mm}$

- **Résistance au cisaillement:**

- **effet de N :**

$$F_{Vn} = \frac{NbRd}{n} = \frac{260,85}{3} = 86,95 \text{ kn}$$

- **effet de M :**

$$e' = e_t - d_{cor} = 50 - 34 = 16 \text{ mm}$$

$$M_{sd} = N_{bRd} \times e' = 4173,6 \text{ kn} \cdot \text{mm}$$

$$F_{Vm} = \frac{M_{sd} \times r_{max}}{2(r_1^2 + r_2^2)} = \frac{4173,6 \times 127,5}{2(42,5^2 + 127,5^2)} = 14,73 \text{ kn}$$

$$r_1 = \frac{P}{2} = 42,5 \text{ mm}$$

$$r_2 = P + \frac{P}{2} = 172,5 \text{ mm}$$

$$F_{vsd} = \sqrt{F_{Vn}^2 + F_{Vm}^2} = \sqrt{86,95^2 + 14,73^2} = 88,19 \text{ kn} \leq F_{vRd} = 110,59 \text{ kn} \text{ vérifiée}$$

- **Pression diamétrale:**

$$F_{bRd} = \frac{2,5 \times \alpha \times d \times t \times F_u}{\gamma M_b}$$

$$\alpha = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3d_0} = \frac{45}{3 \times 20} = 0,75 \\ \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{85}{3 \times 20} - \frac{1}{4} = 1,17 \rightarrow \alpha = 0,75 \\ \frac{F_{ub}}{F_u} = \frac{600}{360} = 1,67 \\ 1 \end{array} \right.$$

$$F_{bRd} = \frac{2,5 \times \alpha \times d \times t \times F_u}{\gamma M_b} = \frac{2,5 \times 0,755 \times 18 \times 15 \times 360}{1,25} = 145,8 \text{ kn}$$

$$F_{bRd} = 145,8 \text{ kn} \geq F_{vsd} = 88,19 \text{ kn} \text{ vérifiée}$$

## 2) - Aile administratif

$$n = \frac{NbRd}{F_{vRd}} = \frac{421,83}{110,59} = 3,81 \rightarrow \text{On prendra } \mathbf{4} \text{ boulons}$$

### -Les vérifications:

#### 3) - Aile industriel

$$P = 85 \text{ mm} ; e = 45 \text{ mm} ; e_{t1} = 50 \text{ mm} ; d_{cor} = 34 \text{ mm}$$

##### a. Résistance au cisaillement:

- **effet de N :**

$$F_{Vn} = \frac{NbRd}{n} = \frac{421,83}{4} = 105,46 \text{ kn}$$

- **effet de M :**

$$e' = e_t - d_{cor} = 50 - 34 = 16 \text{ mm}$$

$$M_{sd} = N_{bRd} \times e' = 6749,28 \text{ kn} \cdot \text{mm}$$

$$F_{Vm} = \frac{Msd \times r \max}{2(r_1^2 + r_2^2)} = \frac{6749,28 \times 127,5}{2(42,5^2 + 127,5^2)} = 23,82 \text{ kn}$$

$$r_1 = \frac{P}{2} = 42,5 \text{ mm}$$

$$r_2 = P + \frac{P}{2} = 172,5 \text{ mm}$$

$$F_{vsd} = \sqrt{F_{vn}^2 + F_{vm}^2} = \sqrt{105,46^2 + 23,82^2} = 108,12 \text{ kn} \leq F_{vRd} = 110,59 \text{ kn} \text{ vérifiée}$$

- **Pression diamétrale:**

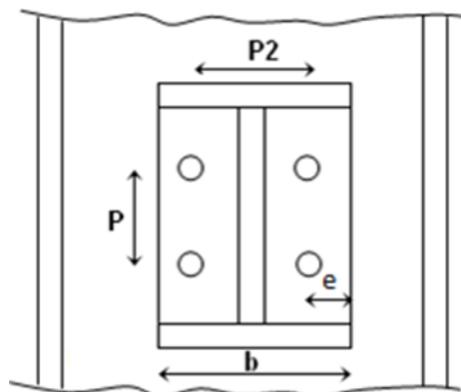
$$F_{bRd} = \frac{2,5 \times \alpha \times d \times t \times Fu}{\gamma Mb}$$

$$\alpha = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3d_0} = \frac{45}{3 \times 20} = 0,75 \\ \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{85}{3 \times 20} - \frac{1}{4} = 1,17 \rightarrow \alpha = 0,75 \\ \frac{F_{ub}}{Fu} = \frac{600}{360} = 1,67 \\ 1 \end{array} \right.$$

$$F_{bRd} = \frac{2,5 \times \alpha \times d \times t \times Fu}{\gamma Mb} = \frac{2,5 \times 0,755 \times 18 \times 15 \times 360}{1,25} = 145,8 \text{ kn}$$

$$F_{bRd} = 145,8 \text{ kn} \geq F_{vsd} = 88,19 \text{ kn} \text{ vérifiée}$$

**10.3.2.2-ASSEMBLAGE PANNE SABLIERE – POTEAU :**



**Figure 10.3 :** la disposition des boulons pour l'assemblage panne sablière-poteau.

Le plus grand effort qui peut être repris par la sablière (HEA140) :  $N_{bRd} = 154,29 \text{ KN}$

**CARACTERISTIQUE DU BOULON UTILISE:**

$d = 18 \text{ mm}$  ;  $d_m = 29,1 \text{ mm}$  ;  $d_0 = 20 \text{ mm}$  ;  $A = 254 \text{ mm}^2$  ;  $A_s = 192 \text{ mm}^2$  Classe 6,6 ;

$f_{ub} = 600 \text{ N/mm}^2$  ;  $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ .

- **PRE DIMENSIONNEMENT :**

données relatives :  $t_p = 25 \text{ mm}$  ;  $P_1 = 60 \text{ mm}$  ;  $P_2 = 80 \text{ mm}$  ;  $e_1 = 50 \text{ mm}$  ;  $e_2 = 40 \text{ mm}$

$$F_{tRd} = \frac{0,9 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma Mb} = \frac{0,9 \times 600 \times 192}{1,5} = 69,12 \text{ kn} \rightarrow \text{On prend } n = 4$$

➤ **Résistance des boulons à la traction :**

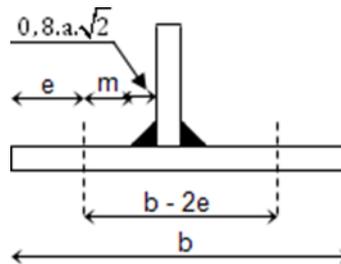
On doit vérifier que :

$$F_{tsd} \leq B_{tRd}$$

$$B_{tRd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,9 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma M_b} = \frac{0,9 \times 600 \times 192}{1,5} = 69,12 \text{ kn} \\ \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times F_u}{\gamma M_b} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 29,1 \times 25 \times 360}{1,5} = 328,95 \text{ kn} \end{array} \right. \rightarrow B_{tRd} = 69,12 \text{ kn}$$

$$F_{tsd} = \frac{N_{bRd}}{n} = \frac{154,29}{4} = 38,57 \text{ kn} \leq B_{tRd} = 69,12 \text{ kn} \text{ vérifiée}$$

- **Vérification de la résistance du tronçon en Téquivalent à l'assemblage :**



**Figure 10.4 :** les différents paramètres géométriques relatifs au calcul.

$$F_{tRd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{4 M_{plrd}}{m} \\ \frac{2 M_{plrd} + n \sum B_{tRd}}{m+n} \\ \sum B_{tRd} \end{array} \right.$$

$$m = \frac{b-2e_2}{2} - \frac{t_w}{2} - 0,8 \times a \times \sqrt{2} = 37 - 0,8 \times 3 \times \sqrt{2} = 33,61 \text{ kn}$$

$$n = \min \left\{ \begin{array}{l} e = e_2 = 40 \text{ mm} \\ 1,25m = 42,01 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow n = 40 \text{ mm}$$

- **Calcul des longueurs efficaces :**

$$n_r = 2$$

$$L_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4m + 1,25 e + (n_r - 1)P_1 = 244,44 \text{ mm} \\ n_r (4m + 1,25 e) = 368,88 \text{ mm} \\ n_r (2\pi m) = 422,36 \text{ mm} \\ h - 2t_f = 134 \text{ mm} \end{array} \right. \quad L_{eff} = 134 \text{ mm}$$

$$M_{PLRd} = 0,25 \times L_{eff} \times t_p^2 \times \frac{F_y}{\gamma M_0} = 0,25 \times 134 \times 25^2 \times \frac{235}{1,1} = 4473,01 \text{ kn.mm}$$

$$F_{tRd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{4 M_{plrd}}{m} = 532,34 \text{ kn} \\ \frac{2 M_{plrd} + n \sum B_{tRd}}{m+n} = 271,77 \text{ kn} \\ \sum B_{tRd} = 276,48 \text{ kn} \end{array} \right. \rightarrow F_{tRd} = 271,77 \text{ kn}$$

$$F_{tRd} = 271,77 \text{ kn} \geq N_{bRd} = 154,29 \text{ kn} \text{ vérifiée}$$

**10.3.2.3-ASSEMBLAGE DE L'ECHANTIGNOLE :**

Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement du au charges (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

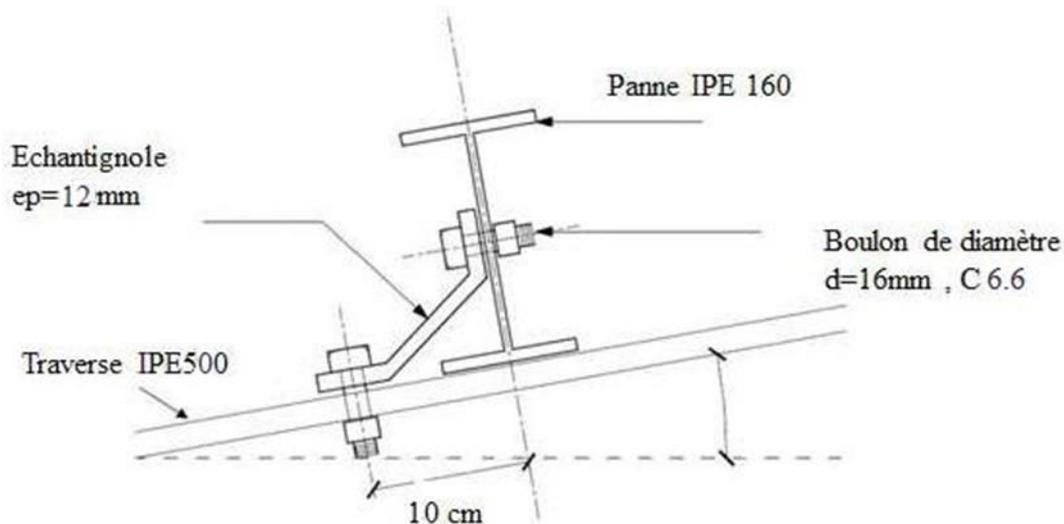


Figure 10.5 : schéma montrant les dispositions de l'échantignole.

### Dimensionnement de l'échantignole:

IPE160 :  $h = 160 \text{ mm}$  ;  $b = 82 \text{ mm}$

$$M_{sd} = (R_y - R_z) \times \frac{h}{2}$$

$$R_y = 2V_{Gy} = 2 \times 1,35 \times 11,07 = 29,89 \text{ dan} = 0,3 \text{ kn}$$

$$R_z = 2(V_{Gz} + 1,5V_{W-}) = 2 \times (110,7 - 1,5 \times 650,28) = -1724,49 \text{ dan} = -17,29 \text{ kn}$$

$$M_{sd} = (R_y - R_z) \times \frac{h}{2} = (0,3 + 17,29) \times \frac{160}{2} = 1407,2 \text{ kn.mm}$$

$$M_{sd} \leq W_{Ptech} \times \frac{F_y}{\gamma M_0}$$

$$W_{Ptech} = \frac{b t_{ech}}{4}$$

$$t_{ech} \geq \sqrt{\frac{4 \times M_{sd} \times \gamma M_0}{b \times F_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 1407200 \times 1,1}{82 \times 235}} = 17,92 \text{ mm}$$

On prendra  $t_{ech} = 18$  .

#### ➤ Vérification :

caractéristique géométrique des boulons utilisés

$d = 16 \text{ mm}$  ;  $d_m = 24,58 \text{ mm}$  ;  $d_0 = 18 \text{ mm}$  ;  $A = 201 \text{ mm}^2$  ;  $A_s = 157 \text{ mm}^2$  ; Classe 6,6 ;

$f_{ub} = 600 \text{ N/mm}^2$  ;  $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ .

avec  $e_h = 18 \text{ mm}$  ;  $e = 40 \text{ mm}$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{e}{3d_0} = \frac{40}{3 \times 18} = 0,74 \\ \frac{F_{ub}}{F_u} = \frac{600}{360} = 1,67 \end{cases} \rightarrow \alpha = 0,74$$

- **Boulons inférieurs :**

Les deux boulons inférieurs sont soumis à la traction et aux cisaillements, on vérifie :

$$F_{tsd} \leq F_{tRd}$$

$$F_{tsd} = \frac{Rz}{2} = \frac{|-17,29|}{2} = 8,645 \text{ kn}$$

$$F_{tRd} = \frac{0,9 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma M_b} = \frac{0,9 \times 600 \times 157}{1,5} = 56,52 \text{ kn}$$

$$F_{tsd} = 8,645 \text{ kn} \leq F_{tRd} = 56,52 \text{ kn} \text{ vérifiée}$$

$$F_{vsd} \leq F_{bRd}$$

$$F_{vsd} = \frac{Ry}{2} = \frac{0,3}{2} = 0,15 \text{ kn}$$

$$F_{bRd} = \frac{2,5 \times \alpha \times d \times t_{ech} \times F_u}{\gamma M_b} = \frac{2,5 \times 0,74 \times 16 \times 18 \times 360}{1,25} = 153,45 \text{ kn}$$

$$F_{vsd} = 0,15 \text{ kn} \leq F_{bRd} = 153,45 \text{ kn} \text{ vérifiée}$$

$$F_{tsd} \leq B_{PRd}$$

$$B_{PRd} = 0,6 \times \pi \times t \times d_m \times \frac{F_u}{\gamma M_b} = 0,6 \times 3,14 \times 18 \times 24,58 \times \frac{360}{1,5} = 200,05 \text{ kn}$$

$$F_{tsd} = 8,645 \text{ kn} \leq B_{PRd} = 200,05 \text{ kn}$$

**-Traction et cisaillement :**

$$\frac{F_{tsd}}{1,4 F_{tRd}} + \frac{F_{vsd}}{F_{vRd}} \leq 1$$

$$F_{vRd} = \frac{0,6 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma M_b} = \frac{0,6 \times 600 \times 157}{1,25} = 45,22 \text{ kn}$$

$$\frac{8,645}{1,4 \times 56,52} + \frac{0,15}{45,22} = 0,113 \leq 1 \text{ vérifiée}$$

- **Boulons supérieurs :**

Les deux boulons supérieurs sont soumis au cisaillement, on vérifie que :

$$F_{vsd} \leq F_{vRd}$$

$$F_{tsd} = \frac{Rz}{2} = \frac{|-17,29|}{2} = 8,645 \text{ kn}$$

$$F_{vsd} = 8,645 \text{ kn} \leq F_{vRd} = 45,22 \text{ kn}$$

**L'assemblage est vérifié.**

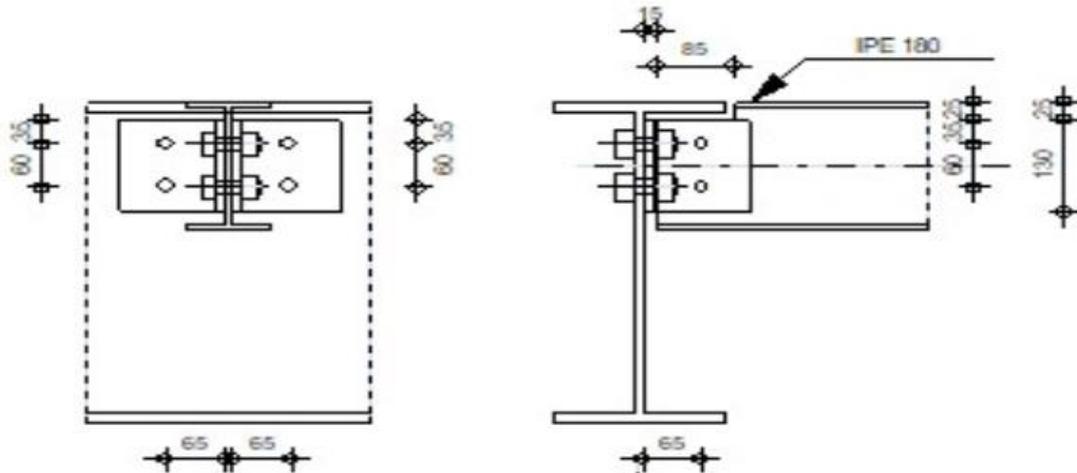
### 10.3.2.4-ASSEMBLAGE SOLIVE-POUTRE MAITRESSE :

L'assemblage solive/poutre maîtresse transmet uniquement un effort tranchant à l'aide des âmes des profilés à assembler. Les ailes des solives doivent être grugées en raison de leur coïncidence avec l'aile de la poutre maîtresse. Suivant : Nous utiliserons pour cet assemblage des boulons dont les caractéristiques sont dans le tableau :

d [mm]	d0 [mm]	d <sub>m</sub> [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>s</sub> [mm <sup>2</sup> ]	classe	f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>ub</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
20	22	32,4	314	245	6,6	360	600

Pièces assemblées : IPE450 ; IPE180 ; CAE 50x50x5.

Données relatives :  $p = 60 \text{ mm}$ ;  $e = 35 \text{ mm}$  ;  $e_t = 50 \text{ mm}$ .



**Figure 10.6** : Dispositions des boulons pour l'assemblage poutre maitresse-solive  
**-Vérification :**

• **Boulons de l'assemblage cornière - âme IPE450**

Cet assemblage est réalisé par 4 boulons qui sont soumis au cisaillement sur un plan de glissement.

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{4}$$

$$V_G = 23,22 \text{ kn}$$

$$V_Q = 11,25 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 1,35 V_G + 1,5 V_Q = 1,35 \times 23,22 + 1,5 \times 11,25 = 48,22 \text{ kn}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{48,22}{4} = 12,06 \text{ kn}$$

➤ **Résistance au cisaillement:**

On doit vérifier que :

$$F_{vRd} \geq F_{Vsd}$$

$$F_{vRd} = \frac{0,6 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma M_b} = \frac{0,6 \times 600 \times 245}{1,25} = 70,56 \text{ kn}$$

$$F_{vRd} = 70,56 \text{ kn} \geq F_{Vsd} = 12,06 \text{ kn} \text{ vérifiée}$$

➤ **Résistance a la pression diamétrale :**

Cornière :  $t = 5 \text{ mm}$

IPE450 :  $T_w = 9,4 \text{ mm}$

Nous vérifierons la pression diamétrale dans l'aile de la cornière.

$$\alpha = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3d_0} = \frac{35}{3 \times 22} = 0,53 \\ \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{60}{3 \times 22} - \frac{1}{4} = 0,66 \rightarrow \alpha = 0,53 \\ \frac{F_{ub}}{F_u} = \frac{600}{360} = 1,67 \\ 1 \end{array} \right.$$

$$F_{bRd} = \frac{2,5 \times \alpha \times d \times t_w \times F_u}{\gamma M_b} = \frac{2,5 \times 0,53 \times 20 \times 9,4 \times 360}{1,25} = 71,74 \text{ kn} \cdot F_{bRd} = 71,74 \text{ kn} \geq F_{vsd} = 12,06 \text{ kn} \text{ vérifiée}$$

- **Boulons de l'assemblage corniere-ame IPE180 :**

Cet assemblage est réalisé par 2 boulons qui sont soumis au cisaillement sur deux plans de glissement sous l'effet de :

**Effet de  $V_{SD}$  :**

$$F_{Vv} = \frac{V_{sd}}{2} = \frac{48,22}{2} = 24,11 \text{ kn}$$

**Effet de  $M_{SD}$  :**

$$F_{VM} = \frac{V_{sd} \times e_t}{P} = \frac{48,22 \times 50}{70} = 34,44 \text{ kn}$$

$$F_{vsd} = \sqrt{F_{vv}^2 + F_{vm}^2} = \sqrt{24,11^2 + 34,44^2} = 42,04 \text{ kn}$$

➤ **Résistance au cisaillement :**

$$F_{vRd} \geq F_{Vsd}$$

$$F_{vRd} = 2 \times \frac{0,6 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = 2 \times \frac{0,6 \times 600 \times 245}{1,25} = 141,12 \text{ kn}$$

$$F_{vRd} = 141,12 \text{ kn} \geq F_{Vsd} = 42,04 \text{ kn} \text{ vérifiée}$$

➤ **Résistance a la pression diamétrale :**

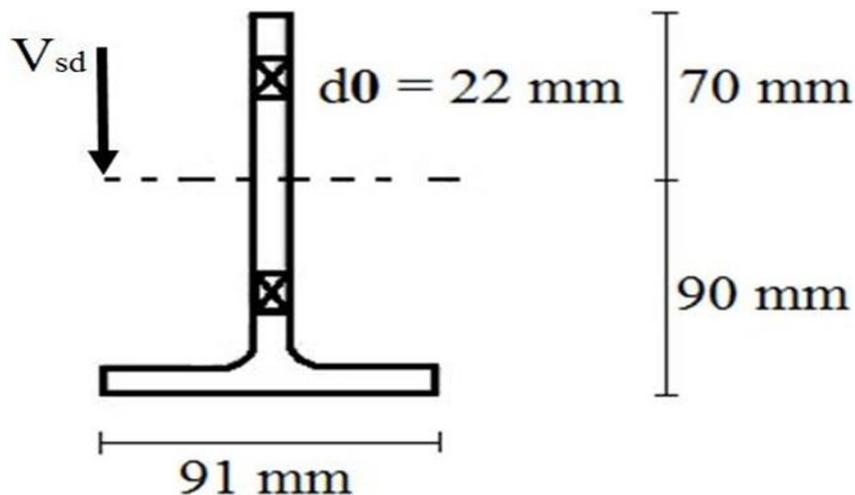
Cornière :  $t = 5 \text{ mm}$

IPE450 :  $T_w = 9,4 \text{ mm}$

Nous vérifierons la pression diamétrale dans l'aile de la cornière. (déjà vérifié)

**Conclusion :** les boulons de l'assemblage sont donc vérifiés.

- **VERIFICATION DE L'AME DU PROFILE IPE180 :**



**Figure 10.7 :** Caractéristiques géométriques de l'âme des Solives (IPE180).

**Caractéristique de profilée IPE180 :**

Profilée	Poids	Section											
IPE	G Kg/m	A Cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	Iy cm <sup>4</sup>	Wply Cm <sup>3</sup>	Wely Cm <sup>3</sup>	Iz Cm <sup>4</sup>	iy cm	iz cm
180	18,8	23,94	180	91	5,3	8	9	1317	166,4	146,3	100,9	7,42	2,05

**Vérification au cisaillement pur:**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{PIRd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

$$A_v = \frac{A - 2bt_f + (tw + 2r) \times t_f}{2} + 70 \times t_w = 931,2 \text{ mm}^2$$

$$A_{vnet} = A_v - 2 \times 20 \times 5,3 = 719,2 \text{ mm}^2$$

Dans notre cas, l'aire de cisaillement comporte des trous de fixations, la résistance plastique au cisaillement doit être réduite si :

$$A_{vnet} \leq \left(\frac{F_y}{F_u}\right) \times \left(\frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}}\right) \times A_v$$

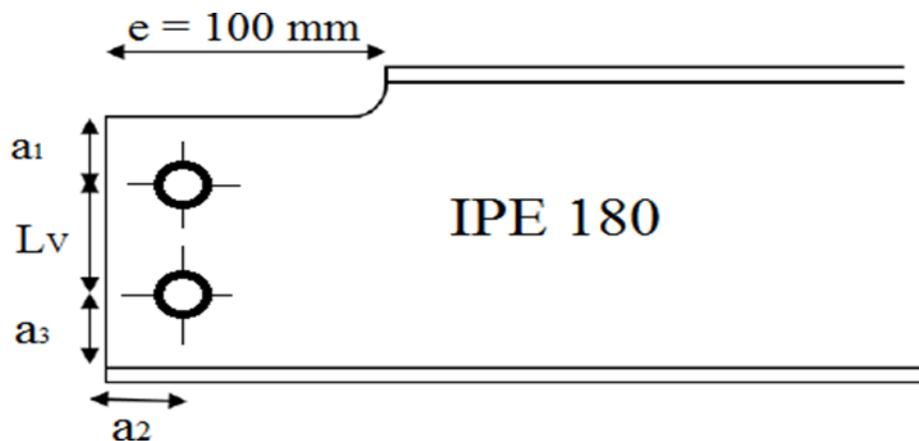
$$A_{vnet} = 719,2 \text{ mm}^2 \geq \left(\frac{235}{360}\right) \times \left(\frac{1,25}{1,1}\right) \times 931,2 = 690,76 \text{ mm}^2$$

Les trous n'ont donc pas d'influence sur la résistance au cisaillement

$$V_{sdn} = 48,22 \text{ kn} \leq V_{PIRd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{931,2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 114,86 \text{ kn}$$

**l'assemblage est vérifié au cisaillement pur.**

➤ **CISAILLEMENT DE BLOC:**



**Figure 10.8 :** Caractéristiques géométriques liées aux Solives (IPE180).

Nous devons vérifier la pièce au cisaillement de bloc, par conséquent la formule suivante devra être vérifiée :

$$V_{sd} \leq V_{effRd} = \frac{A_{veff} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

$$A_{veff} = t \times L_{veff}$$

Avec :  $L_{v,eff} \leq L_3$

$$L_1 = a_1$$

Avec :  $L_1 \leq 5d$

$$L_2 = ( a_2 - kd_0 ) \left( \frac{Fu}{Fy} \right)$$

$$L_3 = L_V + a_1 + a_3$$

$$\text{Avec : } L_3 \leq (L_V + a_1 + a_3 n d_{0v}) \left( \frac{Fu}{Fy} \right)$$

Nous savons que :

$a_1 = 45 \text{ mm}$  ;  $a_2 = 50 \text{ mm}$  ;  $a_3 = 45 \text{ mm}$  ;  $L_V = 70 \text{ mm}$ , et  $K = 0.5$  car nous avons une seule rangée de boulons.

$$L_1 = 45 \text{ mm} \leq 5d = 100 \text{ mm}$$

$$L_2 = 59,75 \text{ mm}$$

$$L_3 = 160 \text{ mm} \leq 162,5 \text{ mm}$$

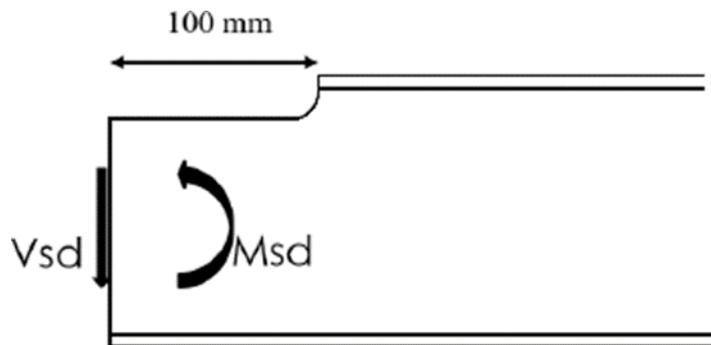
$$L_{V,eff} = 177,7 \text{ mm}$$

$$A_{veff} = 942 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff} R_d = 116.19 \text{ kN} > V_{sd} = 48,22 \text{ kN}$$

**L'âme de l'IPE est vérifiée.**

➤ **Vérification de la section grugée :**

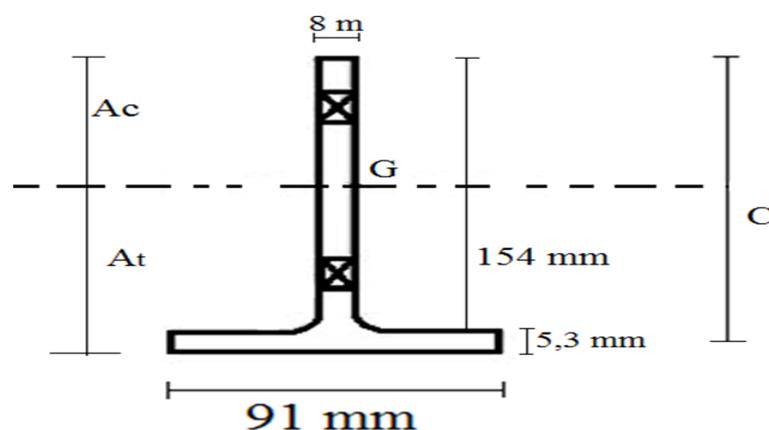


**Figure 10.9 :** Sollicitations sur la section grugée.

$$M_{sd} = V_{sd} \times 100 = 48,22 \times 100 = 4822 \text{ kn.mm}$$

On détermine la classe de la section, qui dépend de la classe de l'âme qui est à présent une paroi en console (dans la zone grugée).

✓ **Position de l'axe neutre plastique:**



**Figure 10.10 :** Schéma montrant la position de A.N.P .

$$C = 180 - 20 - 4 = 156 \text{ mm}$$

$$A_c = A_t \rightarrow tw \times x = b \times t_f + t_w \times (154 - x)$$

$$\rightarrow 5,3 \times x = 91 \times 8 + 5,3 \times (154 - x)$$

$$X = \frac{1544,2}{10,6} = 145,68 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{X}{c} = \frac{145,68}{156} = 0,93$$

Pour un calcul plastique il faut :

$$\frac{c}{tw} = \frac{156}{5,3} = 29,43 > \frac{11\varepsilon}{\alpha} = \frac{11 \times 1}{0,93} = 11,83$$

Donc la distribution plastique n'est pas envisageable sur la section, nous calculerons donc une distribution élastique.

✓ **Position de l'axe neutre élastique :**

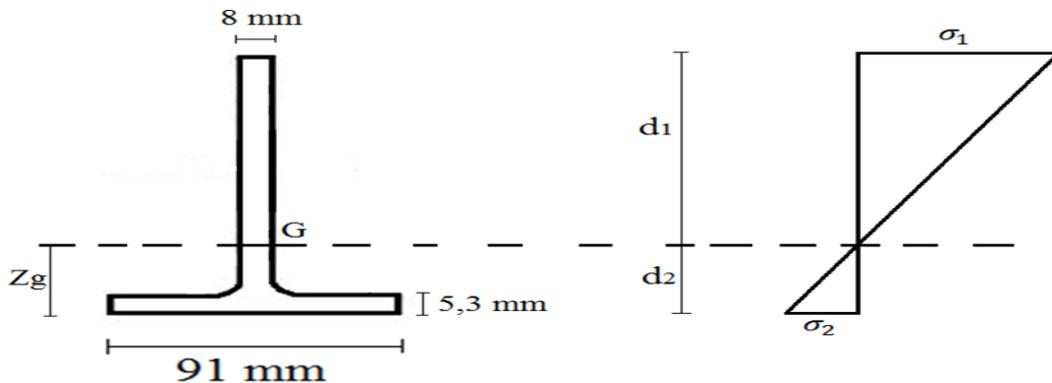


Figure 10.11 : Schéma montrant la position de A.N.E .

$$Z_g = \frac{98 \times \frac{8^2}{2} + 154 \times 5,3 \times (8 + \frac{154}{2})}{91 \times 8 + 5,3 \times 154} = 46,81 \text{ mm}$$

$$d_1 = 154 + 8 - 46,81 = 115,19 \text{ mm}$$

$$d_2 = - ( 46,81 - \frac{8}{2} ) = -42,81 \text{ mm}$$

$$-1 < \psi < 1$$

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{d_2}{d_1} = \frac{-42,81}{115,19} = -0,37$$

$$K\sigma = 0,57 - 0,21 \psi + 0,07 \psi^2 = 0,658$$

$$23\varepsilon\sqrt{k_\sigma} = 23 \times 1 \times \sqrt{0,658} = 18,66 < \frac{c}{tw} = \frac{156}{5,3} = 29,43$$

→ Ame de classe 4 .

Largeur efficace de la partie comprimée de l'âme :

$$b_{\text{eff}} = \rho \times b_c = \frac{\rho \times C}{1 - \psi}$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}}{28,4 \times \varepsilon \times \sqrt{K\sigma}}$$

Parois en console →  $\bar{b} = C = 156 \text{ mm}$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\frac{156}{5,3}}{28,4 \times 1 \times \sqrt{0,658}} = 1,29 > 0,673$$

$$\rightarrow \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,22}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{1,29 - 0,22}{1,29^2} = 0,643$$

$$b_{\text{eff}} = \frac{\rho \times C}{1 - \psi} = \frac{0,643 \times 156}{1 + 0,37} = 73,22 \text{ mm}$$

$$Z_{\text{Geff}} = \frac{91 \times \frac{8^2}{2} + 112,38 \times 5,3 \left( 8 + \frac{112,38}{2} \right)}{91 \times 8 + 112,38 \times 5,3} = 31,08 \text{ mm}$$

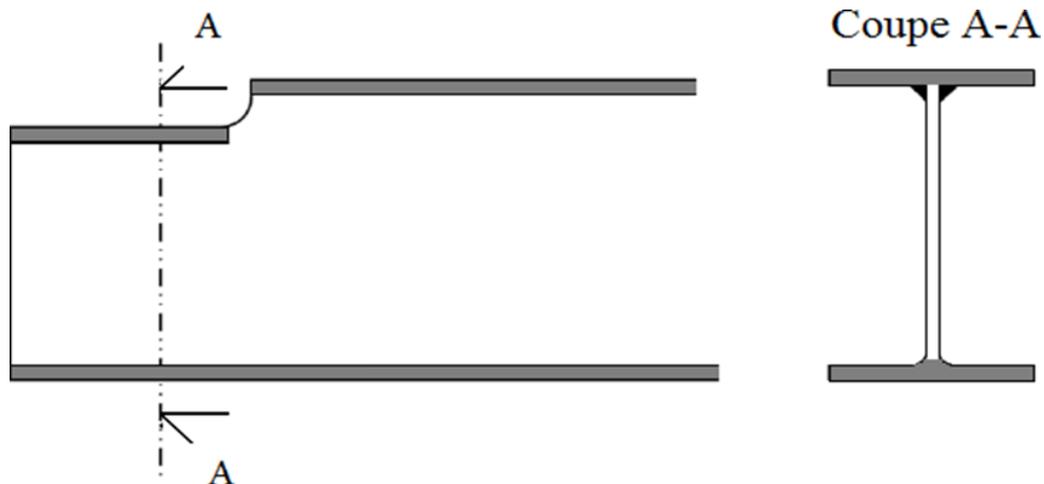
$$I_{\text{eff}} = \frac{91 \times 8^3}{12} + 8 \times 91 \times (31,08 - 4)^2 + \frac{5,3 \times 112,38^3}{12} + 5,3 \times 112,38 \times \left( 107,5 - \frac{112,38}{2} \right)$$

$$I_{\text{eff}} = 119,52 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{eff}} = \frac{I_{\text{eff}}}{v_{\text{max}}} = \frac{119,52}{10,75} = 11,12 \text{ cm}^3$$

$$M_{\text{effRd}} = W_{\text{eff}} \times \frac{F_y}{\gamma_{M0}} = 2375 \text{ kn.mm} < M_{\text{sd}} = 4822 \text{ kn.mm}$$

**Le moment n'est pas vérifié donc on doit renforcer le profile dans la partie grugée :**



**Figure 10.12 :** Schéma qui montre le renforcement de la partie grugée.

$$I_{\text{eff}} = 2 \left( \frac{91 \times 8^3}{12} + 8 \times 91 \times 86^2 \right) + \frac{5,3 \times 172^3}{12}$$

$$I_{\text{eff}} = 1302,37 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{eff}} = \frac{I_{\text{eff}}}{v_{\text{max}}} = \frac{1302,37}{9} = 144,71 \text{ cm}^3$$

$$M_{\text{effRd}} = W_{\text{eff}} \times \frac{F_y}{\gamma_{M0}} = 30915 \text{ kn.mm} < M_{\text{sd}} = 4822 \text{ kn.mm}$$

**vérifiée**

#### 10.4-ASSEMBLAGES PAR BOULONS H-R :

(Voir APPENDICE C.7)

##### 10.4.1-LES PIECES ASSEMBLEES PAR LES HR :

( Voir APPENDICE C.8)

**10.4.2-METHODE DE CALCUL :**

**10.4.2.1-RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU MOMENT DE FLEXION  $M_{RD}$**

( Voir APPENDICE C.9)

**10.4.2.2-CALCUL DES LONGUEURS EFFICACES POUR CHAQUE RANGEE DE BOULONS :**

**10.4.2.2.1-SEMELLE RAIDIE DE POTEAU :**

( Voir APPENDICE C.10)

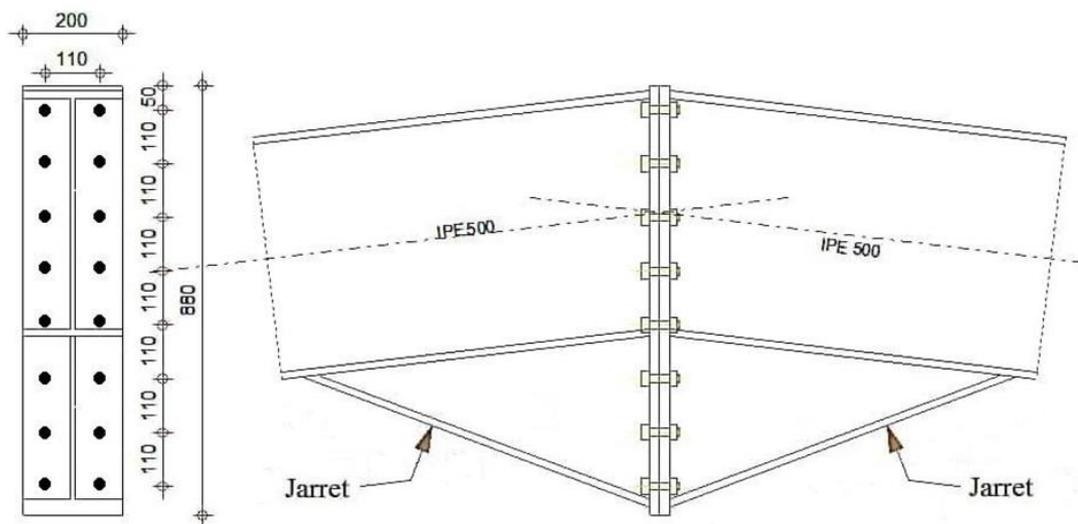
**10.4.2.2.2-PLATINE D'EXTREMITE :**

( Voir APPENDICE C.11 )

**10.4.2.3-RESISTANCE A LA TRACTION D'UN TRONÇON EN T :**

( Voir APPENDICE C.12)

**10.4.3-ASSEMBLAGE TRAVERSE – TRAVERSE :**



**Figure 10.13 :** La disposition des boulons dans l'assemblage traverse-traverse.

**Données relatives :**

**- Caractéristique du boulons utilises:**

classe	$f_{yb}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ub}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	d [mm]	d0 [mm]	$d_m$ [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]
10,9	900	1000	30	33	49,6	707	561

**- Traverse IPE 500:**

hp [mm]	bp [mm]	$t_w$ [mm]	$t_f$ [mm]	r [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]
500	200	10,2	16	21	116

- **Platine** :  $t_p = 25 \text{ mm}$  ;  $b = 200 \text{ mm}$

- **Acier** :  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  ;  $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ .

➤ **Résistance d'un boulon a la traction:**

$$B_{trd} = \min \left\{ \begin{array}{l} FtRd = \frac{0,9 \times 1000 \times 561}{1,5} = 336,6 \text{ kn} \\ BpRd = \frac{0,6 \times 3,14 \times 49,6 \times 25 \times 360}{1,5} = 560,68 \text{ kn} \end{array} \right. \rightarrow B_{trd} = 336,6 \text{ kn}$$

➤ **Détermination des longueurs efficaces pour chaque rangée:**

- **Données relatives :**

$P = 110$  ;  $m = m_1 = 44,24 \text{ mm}$  ;  $m_2 = 22,69 \text{ mm}$  ;  $e = 50 \text{ mm}$  ;  $n = 50 \text{ mm}$

$$m = \frac{110 - 10,2}{2} - 0,8 \times 5 \times \sqrt{2} = 44,24 \text{ mm}$$

$$n = e = 50 \text{ mm}$$

$$m_1 = m = 44,24 \text{ mm}$$

$$m_2 = \frac{760 - 6 \times 110 - 2 \times 16}{2} - 0,8 \times 10 \times \sqrt{2} = 22,69 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_1 = \frac{m_1}{m_1 + e} = \frac{44,24}{44,24 + 50} = 0,5 \\ \lambda_2 = \frac{m_2}{m_1 + e} = \frac{22,69}{44,24 + 50} = 0,24 \end{array} \right. \quad \alpha = 2\pi$$

Rangée de boulons en dessous de la semelle tendue de la poutre :

$$L_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \alpha m = 277,99 \text{ mm} \\ 2\pi m = 277,99 \text{ mm} \end{array} \right. \quad L_{eff} = 277,99 \text{ mm}$$

Rangée de boulons intérieurs :

$$L_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} P = 110 \text{ mm} \\ 4m + 1,25e = 239,46 \text{ mm} \\ 2\pi m = 277,99 \text{ mm} \end{array} \right. \quad L_{eff} = 110 \text{ mm}$$

Rangée de boulons à extrémité inférieure :

$$L_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5P + 2m + 0,625e = 174,74 \text{ mm} \\ 4m + 1,25e = 239,46 \text{ mm} \\ 2\pi m = 277,99 \text{ mm} \end{array} \right. \quad L_{eff} = 174,74 \text{ mm}$$

➤ **Résistance de calcul en traction des tronçons en te équivalente:**

( Voir APPENDICE C.13 )

➤ **Résistance potentielle de calcul:**

**Tableau 10.1-** Résistance potentielle de calcul.

Rangée	$F_{trd}$ [KN]
7	554,09
6	480,94
5	435,08
4	435,08
3	435,08
2	353,90
1	331,97

➤ **Résistance d'une rangée isolée:**

$$L_{eff} = \min \left\{ \begin{aligned} 4m + 1,25e &= 239,46mm \\ 2\pi m &= 277,99mm \end{aligned} \right. \quad L_{eff} = 239,46mm$$

$$M_{PIRd} = 0,25 \times L_{eff} \times t_p^2 \times \frac{F_y}{\gamma M_0} = 0,25 \times 239,47 \times 25^2 \times \frac{235}{1,1} = 7993,67 \text{ kn}$$

$$F_{tRd} = \min \left\{ \begin{aligned} \frac{4M_{PIRd}}{m} &= 722,75 \text{ kn} \\ \frac{2M_{PIRd} + n \sum B_{tRd}}{m+n} &= 526,8 \text{ kn} \\ \sum B_{tRd} &= 673,2 \text{ kn} \end{aligned} \right. \quad F_{tRd} = 526,8 \text{ kn}$$

➤ **Résistance de calcul adoptée:**

**Tableau 10.2-** Résistance de calcul adoptée.

Rangée de boulons	Résistance individuelle limite [KN]	Résistance potentielle plus correction [KN]	Résidu [KN]	Résistance après redistribution [KN]
7	526,8	554,09	27	526,80
6		480,94	0	480,94
5		435,08	0	435,08
4		435,08	0	435,08
3		435,08	0	435,08
2		353,90	0	353,90
1		331,97	0	331,97

$$F_{tRd}^{max} = 526,8 \text{ kn} \leq 1,8B_{tRd} = 1,8 \times 336,6 = 605,88 \text{ kn}$$

➤ **Résistance efficace totale de toutes les rangées de boulons :**

$$F_{tRd} = \sum F_{tRdi} = 2998,87 \text{ kn}$$

➤ **Résistance de l'âme de la poutre dans la zone tendue :**

$$F_{tRd}^{wb} = \frac{b_{eff} \times t_w \times F_y}{\gamma M_0} = \frac{1002,72 \times 10,2 \times 235}{1,1} = 2185,03 \text{ kn}$$

$$F_{tRd}^{wb} = 2185,03 \text{ kn} < F_{tRd} = 2998,87 \text{ kn}$$

La résistance de l'âme de la poutre est plus faible que la résistance efficace totale et donc nous redistribuons les résistances au droit des rangées de boulons comme suit :

$$\text{Soit : } F_{tRd} = 2185,03 \text{ kn}$$

❖ **Nouvelle distribution des résistances au droit des rangées des boulons:**

**Tableau 10.3-** Résistance au droit des rangées des boulons (1).

Rangées	F <sub>tRdi</sub> [KN]
7	526,80
6	480,94
5	435,08
4	435,08
3	307,11

2	0,00
1	0,00
Somme	2185,03

➤ **Résistance de l'âme de la poutre dans la zone tendue :**

$$F_{tRd}^{wb} = \frac{b_{eff} \times t_w \times F_y}{\gamma M_0} = \frac{892,72 \times 10,2 \times 235}{1,1} = 1945,32 \text{ kn}$$

$$F_{tRd}^{wb} = 1945,32 \text{ kn} < F_{tRd} = 2185,03 \text{ kn}$$

-La redistribution des résistances au droit des rangées de boulons est:

**Tableau 10.4-** Résistance au droit des rangées des boulons (2).

Rangées	$F_{trdi}$ [KN]
7	526,80
6	480,94
5	435,08
4	435,08
3	67,42
2	0,00
1	0,00
Somme	1945,32

➤ **Calcul du moment résistant de l'assemblage :**

$$M_{Rd} = \sum F_{trdi} \times h_i = 1106,56 \text{ kn.m}$$

**Tableau 10.5-** Moment résistant de l'assemblage.

Rangées	$F_{trdi}$ [KN]	$h_i$ [mm]
7	526,80	702
6	480,94	592
5	435,08	482
4	435,08	372
3	307,11	262
2	0,00	152
1	0,00	42
$M_{Rd}$ [KN.m]	1106,56	

➤ **Moment plastique de la traverse:**

$$M_{pRd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma M_0} = \frac{2194000 \times 235}{1,1} = 468,72 \text{ kn.m} \leq M_{Rd} = 1106,56 \text{ kn.m}$$

➤ **Effort tranchant résistant de l'assemblage:**

Nous devons faire la vérification des boulons vis-à-vis du glissement d'après l'article : 6.5.6.1 CCM 97.

$$F_{SRd} = \frac{K_s \times n \times u}{\gamma_{Ms}} \times F_{pcd}$$

Avec :  $u$ : Le coefficient de frottement.

$n$ : Le nombre d'interface de frottement.

$K_s$  : Facteur de forme de trou.

$$F_{pcd} = 0,7 \times F_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 561 = 392,7 \text{ kn}$$

$$F_{SRd} = 14 \times \frac{1 \times 1 \times 0,4}{1,25} \times 392,7 = 1759,3 \text{ kn} > F_{vsd} = V_{plRd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 744,4 \text{ kn} \quad \text{vérifiée}$$

Avec :  $A_v = A - 2btf + (tw + 2r)tf = 6035,2 \text{ mm}^2$

➤ **Résistance a la pression diamétrale:**

$$\alpha = \min \begin{cases} \frac{e1}{d0} = \frac{50}{33} = 1,52 \\ \frac{p}{3d0} - \frac{1}{4} = 0,861 \\ \frac{F_{ub}}{F_u} = 2,78 \\ 1 \end{cases} \quad \alpha = 0,861$$

$$F_{bRd} = \frac{2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times F_u}{\gamma_{Mb}} = \frac{2,5 \times 0,861 \times 30 \times 25 \times 360}{1,25} = 6510 \text{ kn} > F_{vsd} = 744,4 \text{ kn} \quad \text{vérifiée}$$

**10.4.4-ASSEMBLAGE POTEAU – TRAVERSE :**

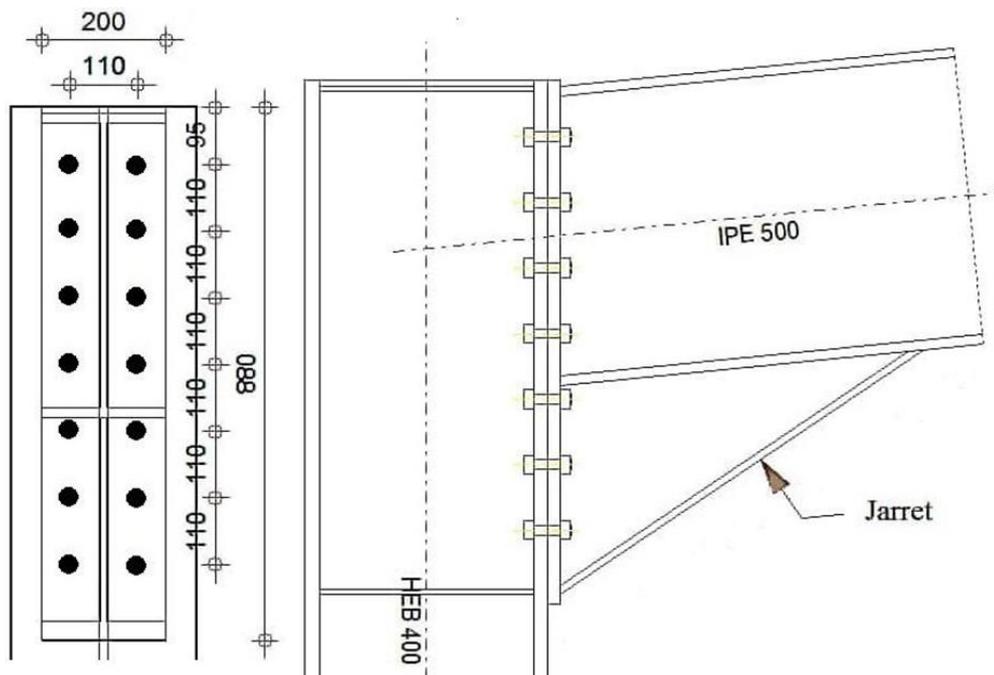


Figure 10.14 : La disposition des boulons dans l'assemblage poteau-traverse.

**Données relatives :**

- **Boulons utilisés :**

classe	$f_{yb}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ub}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$d$ [mm]	$d_0$ [mm]	$d_m$ [mm]	$A$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]
10,9	900	1000	27	30	44,2	573	459

- Poteau HEB400 :

Caractéristique de profilée HEA400 :

hp [mm]	bp [mm]	t <sub>w</sub> [mm]	t <sub>f</sub> [mm]	r [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]
400	300	13,5	24	27	197,8

- Platine :

$$t_p = 20 \text{ mm} ; b = 300 \text{ mm}$$

- Raidisseur : t<sub>r</sub> = 15 mm

➤ Résistance d'un boulon a la traction:

$$B_{tRd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,9 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma M_b} = 257,4 \text{ kn} \\ 0,6 \times \pi \times d_m \times t^2 \times \frac{F_y}{\gamma M_b} = 399,91 \text{ kn} \end{array} \right. \quad B_{tRd} = 257,4 \text{ kn}$$

❖ Aile du poteau

$$P = 110 \text{ mm}$$

$$m = \frac{110 - 13,5}{2} - 0,8 \times 27 = 26,65 \text{ mm}$$

$$n = \min \left\{ \begin{array}{l} e = 99 \text{ mm} \\ 1,25m = 33,31 \text{ mm} \end{array} \right. \quad n = 33,31 \text{ mm}$$

$$m_1 = m = 26,65 \text{ mm}$$

$$m_2 = 95 - t_r - 0,8\alpha\sqrt{2} = 95 - 15 - 0,8 \times 10\sqrt{2} = 68,69 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_1 = \frac{m_1}{m_1 + e} = 0,22 \\ \lambda_2 = \frac{m_2}{m_1 + e} = 0,56 \end{array} \right. \quad \alpha = 2\pi$$

❖ Platine d'extrémité:

$$P = 110 \text{ mm}$$

$$m = \frac{110 - 10,2}{2} - 0,8 \times 5\sqrt{2} = 44,24 \text{ mm}$$

$$n = \min \left\{ \begin{array}{l} e = 95 \text{ mm} \\ 1,25m = 55,3 \text{ mm} \end{array} \right. \quad n = 55,3 \text{ mm}$$

$$m_1 = m = 44,24 \text{ mm}$$

$$m_2 = 95 - t_r - 0,8\alpha\sqrt{2} = 95 - 15 - 0,8 \times 8\sqrt{2} = 70,95 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_1 = \frac{m_1}{m_1 + e} = 0,32 \\ \lambda_2 = \frac{m_2}{m_1 + e} = 0,51 \end{array} \right. \quad \alpha = 2\pi$$

➤ Résistance de calcul en traction des tronçons en te équivalents:

❖ Aile du poteau:

( Voir APPENDICE C.14)

❖ Platine d'extrémité :

( Voir APPENDICE C.15 )

➤ **Résistance d'une rangée isolée:**

❖ **Aile du poteau :**

$$L_{\text{eff}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4m + 1,25e = 230,45\text{mm} \\ 2\pi m = 167,45\text{mm} \end{array} \right. \quad L_{\text{eff}} = 167,45\text{mm}$$

$$M_{\text{plRd}} = 0,25 \times L_{\text{eff}} \times t^2 \times \frac{F_y}{\gamma M_0} = 5151,28\text{mm}$$

$$F_{\text{tRd}} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{4M_{\text{plRd}}}{m} = 773,17\text{kn} \\ \frac{2M_{\text{plRd}} + n \sum B_{\text{tRd}}}{m+n} = 477,82\text{kn} \\ \sum B_{\text{tRd}} = 550,8\text{kn} \end{array} \right.$$

D'où :  $F_{\text{tRd}} = 477,82\text{kn}$

❖ **Platine d'extrémité:**

$$L_{\text{eff}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4m + 1,25e = 295,71\text{mm} \\ 2\pi m = 277,97\text{mm} \end{array} \right. \quad L_{\text{eff}} = 277,97\text{mm}$$

$$M_{\text{plRd}} = 0,25 \times L_{\text{eff}} \times t^2 \times \frac{F_y}{\gamma M_0} = 5938,45\text{mm}$$

$$F_{\text{tRd}} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{4M_{\text{plRd}}}{m} = 536,93\text{kn} \\ \frac{2M_{\text{plRd}} + n \sum B_{\text{tRd}}}{m+n} = 425,32\text{kn} \\ \sum B_{\text{tRd}} = 550,8\text{kn} \end{array} \right.$$

D'où :  $F_{\text{tRd}} = 425,32\text{kn}$

➤ **Résistance de calcul adopte:**

( Voir APPENDICE C.16)

$$F_{\text{tRd}} \leq 1,8B_{\text{tRd}}$$

$$F_{\text{tRd}} = 477,82\text{kn} \leq 1,8B_{\text{tRd}} = 495,72\text{kn}$$

➤ **Résistance efficace totale de toutes les rangées de boulons :**

$$F_{\text{tRd}} = \sum F_{\text{tRd}i} = 1991,2\text{kn}$$

➤ **Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue:**

$$F_{\text{tRd}}^{\text{wc}} = \frac{b_{\text{eff}} \times t_{\text{wc}} \times F_y}{\gamma M_0} + \frac{A_s \times F_y}{\gamma M_0}$$

$$A_s = (b - t_w) \times t_r = (300 - 13,5) \times 15 = 4297,5\text{mm}^2$$

$$b_{\text{eff}} = 884,9\text{mm}$$

$$F_{\text{tRd}}^{\text{max}} = \frac{884,9 \times 13,5 \times 235}{1,1} + \frac{4297,5 \times 235}{1,1} = 3470,23\text{kn}$$

$$F_{\text{tRd}}^{\text{max}} = 3470,23\text{kn} > F_{\text{tRd}} = 1991,2\text{kn} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **Résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée:**

$$b_{\text{eff}} = t_{\text{fb}} + 2t_p + 5(t_f + r_c) = 311\text{mm}$$

$$F_{\text{tRd}}^{\text{wc}} = \frac{b_{\text{eff}} \times t_{\text{wc}} \times F_y}{\gamma M_0} + \frac{A_s \times F_y}{\gamma M_0} = 1815,05\text{kn} < F_{\text{tRd}} = 1991,2\text{kn} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **Résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée:**

$$V_{PIRd} = \frac{Av \times Fy}{\sqrt{3} \times \gamma M0}$$

$$Avc = Ac - 2bc \times t_{fc} + t_{fc}(t_{wc} + 2r_c) = 7000 \text{ mm}$$

$$V_{PIRd} = 863,4 \text{ kn} < F_{tRd} = 1991,2 \text{ kn}$$

**La condition n'est pas vérifiée.**

➤ **Résistance de l'âme de la poutre dans la zone tendue:**

$$b_{eff} = 1030,8 \text{ mm}$$

$$F_{tRd}^{wb} = \frac{b_{eff} \times t_{wb} \times Fy}{\gamma M0} = 2246,31 \text{ kn} > F_{tRd} = 1991,2 \text{ kn} \text{ vérifiée}$$

La valeur limite est : **863,4 KN**

La résistance de l'âme du poteau à adopter pour la suite du calcul est la plus faible des résistances calculées aux étapes précédentes, soit :

$$F_{TRD} = 863,4 \text{ KN}$$

➤ **Nouvelle distribution des résistances au droit des rangées des boulons:**

**Tableau 10.6-** Résistance au droit des rangées des boulons (3).

Rangées	Redistribution [KN]
7	425,32
6	393,07
5	45,01
4	0,00
3	0,00
2	0,00
1	0,00

**NOTE :** On prend désormais en considération uniquement les rangées 3,4,5,6 et 7, de boulons, puisque les rangées 1 et 2 ne participent plus à la résistance de l'assemblage.

➤ **Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue Réduite:**

$$b_{eff} = 444,9 \text{ mm}$$

$$F_{tRd}^{wc} = \frac{b_{eff} \times t_{wc} \times Fy}{\gamma M0} + \frac{As \times Fy}{\gamma M0} = 2201,23 \text{ kn} > F_{tRd} = 863,4 \text{ kn} \text{ vérifiée}$$

➤ **Résistance de l'âme de la poutre dans la zone tendue Réduite:**

$$b_{eff} = 590,8 \text{ mm}$$

$$F_{tRd}^{wb} = \frac{b_{eff} \times t_{wb} \times Fy}{\gamma M0} = 1287,51 \text{ kn} > F_{tRd} = 1099,97 \text{ kn} \text{ vérifiée}$$

➤ **Calcul du moment résistant de l'assemblage :**

$$M_{Rd} = \sum FtRdi \times hi$$

**Tableau 10.7-** Moment résistant de l'assemblage (2).

Rangées	$F_{tRd}$	Hi (mm)
7	425,32	747,00
6	393,07	637,00
5	45,01	527,00
4	0,00	417,00
3	0,00	307,00
2	0,00	197,00
1	0,00	87,00
$M_{rd}$ (KN.m)		591,82

**-Vérifications :**➤ **Moment plastique de la poutre IPE500:**

$$M_{Rd} \geq M_{plRd}$$

$$M_{plRd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{M0}} = 468,72 \text{ kn. mm}$$

$$M_{Rd} = 591,82 \text{ kn.mm} \geq M_{plRd} = 468,72 \text{ kn.mm} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **Effort tranchant résistant de l'assemblage:**

D'après l'article 6.5.6.1 du « CCM97 », nous devons vérifier que :

$$V_{Rd} \geq V_{plRd}$$

$$V_{Rd} = N \times F_{SRd}$$

$$F_{SRd} = \frac{K_s \times n \times u}{\gamma_{Ms}} \times F_{pcd}$$

$$F_{pcd} = 0,7 \times F_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 459 = 321,3 \text{ kn}$$

$$V_{Rd} = 14 \times \frac{1 \times 1 \times 0,4}{1,25} \times 321,3 = 1439,42 \text{ kn}$$

$$V_{Rd} = 1439,42 \text{ kn} \geq V_{plRd} = 744,4 \text{ kn} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **résistance a la pression diamétrale:**

$$\alpha = \begin{cases} \frac{e_1}{d_0} = 3,17 \\ \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = 0,972 \\ \frac{F_{ub}}{F_u} = 2,78 \\ 1 \end{cases} \quad \alpha = 0,972$$

$$F_{bRd} = \frac{0,2 \times 0,972 \times 27 \times 20 \times 360}{1,25} = 377,91 \text{ kn} > F_{vsd} = \frac{744,4}{14} = 53,17 \text{ kn} \quad \text{vérifiée}$$

10.4.5-ASSEMBLAGE POTEAU - POUTRE DE PLANCHER :

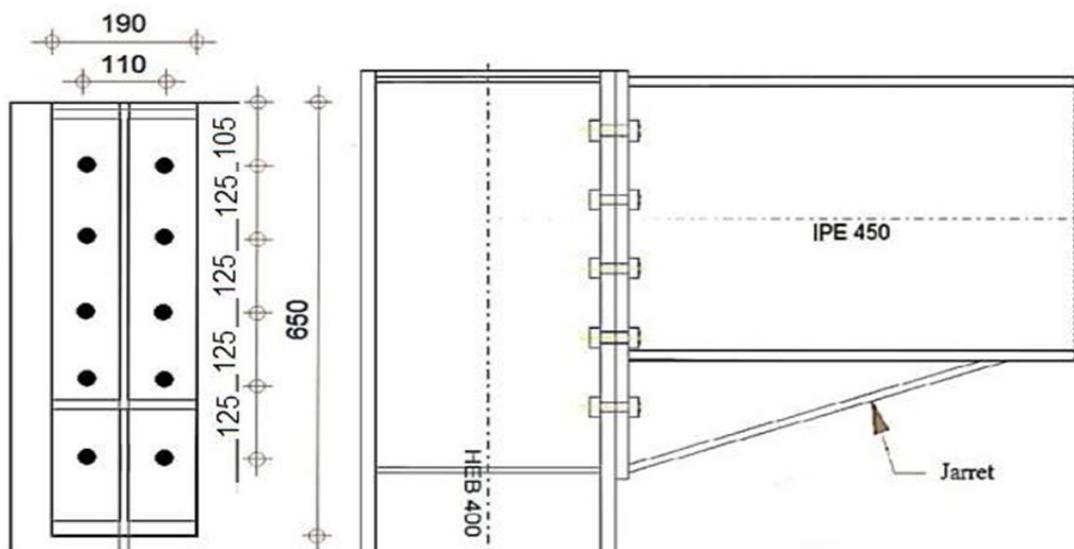


Figure 10.15 : La disposition des boulons dans l'assemblage poteau-poutre de plancher.

Données relatives :

- Boulons utilisés

classe	$f_{yb}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ub}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	d [mm]	$d_0$ [mm]	$d_m$ [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]
10,9	900	1000	27	30	44,2	573	459

- Poutre IPE450:

Caractéristique de profilée IPE450 :

hp [mm]	bp [mm]	$t_w$ [mm]	$t_f$ [mm]	r [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]
450	190	9,4	14,6	21	98,8

- Patine:

$t_p = 25 \text{ mm} ; b = 300$

- Raidisseur :  $t_r = 15 \text{ mm}$

Résistance d'un boulon a la traction:

$$B_{tRd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,9 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = 257,4 \text{ kn} \\ 0,6 \times \pi \times d_m \times t^2 \times \frac{F_y}{\gamma_{Mb}} = 499,89 \text{ kn} \end{array} \right. \quad B_{tRd} = 257,4 \text{ kn}$$

❖ **Aile du poteau :**

$P = 125 \text{ mm}$

$m = \frac{110-13,5}{2} - 0,8 \times 27 = 26,65 \text{ mm}$

$n = \min \begin{cases} e = 95 \text{ mm} \\ 1,25m = 33,31 \text{ mm} \end{cases} \quad n = 33,31 \text{ mm}$

$m_1 = m = 26,65 \text{ mm}$

$m_2 = 95 - t_r - 0,8\alpha\sqrt{2} = 95 - 15 - 0,8 \times 10\sqrt{2} = 68,69 \text{ mm}$

$$\begin{cases} \lambda_1 = \frac{m_1}{m_1+e} = 0,22 \\ \lambda_2 = \frac{m_2}{m_1+e} = 0,56 \end{cases} \quad \alpha = 2\pi$$

❖ **Platine d'extrémité:**

$P = 125 \text{ mm}$

$m = \frac{110-9,4}{2} - 0,8 \times 5\sqrt{2} = 44,64 \text{ mm}$

$n = \min \begin{cases} e = 105 \text{ mm} \\ 1,25m = 55,8 \text{ mm} \end{cases} \quad n = 55,8 \text{ mm}$

$m_1 = m = 44,64 \text{ mm}$

$m_2 = 95 - t_r - 0,8\alpha\sqrt{2} = 95 - 15 - 0,8 \times 10\sqrt{2} = 78,69 \text{ mm}$

$$\begin{cases} \lambda_1 = \frac{m_1}{m_1+e} = 0,3 \\ \lambda_2 = \frac{m_2}{m_1+e} = 0,53 \end{cases} \quad \alpha = 2\pi$$

➤ **résistance de calcul en traction des tronçons en te équivalents:**

❖ **Aile du poteau :**

**Tableau 10.8-** Traction des tronçons en te équivalents (Aile du poteau)

Rangée de boulons à considérer dans les assemblages successifs		5	4	3	2	1
$L_{\text{eff}}$ (mm)	rangée 5	167,45	167,45	167,45	167,45	167,45
	rangée 4	125,00	125,00	125,00	167,45	/
	rangée 3	125,00	125,00	167,45	/	/
	rangée 2	125,00	167,45	/	/	/
	rangée 1	167,45	/	/	/	/
$L_{\text{eff}}$ [mm] "Tronçon en Tééquivalent"		709,9	584,9	459,9	334,9	167,4
$M_{\text{plrd}}$ (KN.mm)		21838,9	17993,5	14148,0	10302,6	5151,3
$F_{\text{trd}}$ (KN)	mode 1	3277,9	2700,7	2123,5	1546,3	773,2
	mode 2	2258,4	1824,2	1389,9	955,6	477,8
	mode 3	2754,0	2203,2	1652,4	1101,6	550,8
$F_{\text{trd}}$ (KN)	/	2258,4	1824,2	1389,9	955,6	477,8
Résistance potentielle par rangée (KN)		434,3	434,3	434,3	477,8	477,8

❖ **Platine d'extrémité:**

**Tableau 10.9-** Traction des tronçons en te équivalents (Platine d'extrémité)

Rangée de boulons à considérer dans les assemblages successifs		5	4	3	2	1
L <sub>eff</sub> ( mm)	rangée 5	277,99	277,99	277,99	277,99	277,99
	rangée 4	125,00	125,00	125,00	217,41	
	rangée 3	125,00	125,00	217,41		
	rangée 2	125,00	217,41			
	rangée 1	217,41				
L <sub>eff</sub> [mm] "Tronçon en Téquivalent"		870,4	745,4	620,4	495,4	278,0
M <sub>plrd</sub> ( KN.mm)		18594,9	15924,4	13254,0	10583,5	5938,8
F <sub>trd</sub> (KN)	mode 1	1681,2	1439,7	1198,3	956,9	536,9
	mode 2	1903,6	1543,9	1184,3	824,6	425,3
	mode 3	2754,0	2203,2	1652,4	1101,6	550,8
F <sub>trd</sub> (KN)	/	1681,2	1439,7	1184,3	824,6	425,3
Résistance potentielle par rangée (KN)		241,4	255,4	359,7	399,3	425,3

➤ **Résistance d'une rangée isolée:**

❖ **Pour l'aile du poteau:**

$$L_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4m + 1,25e = 225,35mm \\ 2\pi m = 167,45mm \end{array} \right. \quad L_{eff} = 167,45mm$$

$$M_{plRd} = 0,25 \times L_{eff} \times t^2 \times \frac{F_y}{\gamma M_0} = 5151,28mm$$

$$F_{tRd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{4M_{plRd}}{m} = 773,17kn \\ \frac{2M_{plRd} + n \sum B_{tRd}}{m+n} = 477,82kn \\ \sum B_{tRd} = 550,8 kn \end{array} \right.$$

D'où :  $F_{tRd} = 477,82kn$

❖ **Platine d'extrémité:**

$$L_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4m + 1,25e = 309,81mm \\ 2\pi m = 280,5mm \end{array} \right. \quad L_{eff} = 280,5mm$$

$$M_{plRd} = 0,25 \times L_{eff} \times t^2 \times \frac{F_y}{\gamma M_0} = 9363,28mm$$

$$F_{tRd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{4M_{plRd}}{m} = 839,00kn \\ \frac{2M_{plRd} + n \sum B_{tRd}}{m+n} = 492,45kn \\ \sum B_{tRd} = 550,8 kn \end{array} \right.$$

D'où :  $F_{tRd} = 492,45kn$

➤ **résistance de calcul adopte :**

Il faut vérifier que :

( Voir APPENDICE C.17)

$$F_{tRd} \leq 1,8B_{tRd}$$

$$F_{tRd} = 494,45kn \leq 1,8B_{tRd}=495,72kn$$

➤ **résistance efficace totale de toutes les rangées de boulons :**

$$F_{tRd} = \sum FtRdi = 1681,1kn$$

➤ **résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue:**

$$F_{tRd}^{wc} = \frac{beff \times twc \times Fy}{\gamma M0} + \frac{As \times Fy}{\gamma M0}$$

$$As = (b - t_w) \times t_r = (300 - 13,5) \times 15 = 4297,5mm^2$$

$$b_{eff} = 709,9mm$$

$$F_{tRd}^{max} = \frac{709,9 \times 13,5 \times 235}{1,1} + \frac{4297,5 \times 235}{1,1} = 2965,52kn$$

$$F_{tRd}^{max} = 2965,52 > F_{tRd} = 1681,1kn \quad \text{vérifiée}$$

➤ **résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée:**

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_f + r_c) = 311mm$$

$$F_{tRd}^{wc} = \frac{beff \times twc \times Fy}{\gamma M0} + \frac{As \times Fy}{\gamma M0} = 1815,05kn < F_{tRd} = 1681,1kn \quad \text{vérifiée}$$

➤ **résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée:**

$$V_{PIRd} = \frac{Av \times Fy}{\sqrt{3} \times \gamma M0}$$

$$Avc = Ac - 2bc \times t_{fc} + t_{fc}(t_{wc} + 2r_c) = 7000mm$$

$$V_{PIRd} = 863,4kn < F_{tRd} = 1991,2kn \quad \text{La condition n'est pas vérifié.}$$

➤ **résistance de l'âme de la poutre dans la zone tendue:**

$$b_{eff} = 811,6 mm$$

$$F_{tRd}^{wb} = \frac{beff \times twb \times Fy}{\gamma M0} = 1747,92 kn > F_{tRd} = 1681,1kn \quad \text{vérifiée}$$

La valeur limite est : **863,4 KN**

➤ **Nouvelle distribution des résistances au droit des rangées des boulons:**

**Tableau 10.10-** Résistance au droit des rangées des boulons (4).

Rangées	Redistribution [KN]
5	425,32
4	399,32
3	38,76
2	0,00
1	0,00

➤ **Calcul du moment résistant de l'assemblage:**

$$M_{Rd} = \sum FtRdi \times hi$$

**Tableau 10.11-** Moment résistant de l'assemblage (3).

Rangées	Ftrdi	Hi
5	425,32	607,70
4	399,32	497,70
3	38,76	387,70
2	0,00	277,70
1	0,00	167,70
$M_{rd}$ (KN.m)		472,23

**Vérifications :**

➤ **Moment plastique de la poutre IPE450:**

$$M_{Rd} \geq M_{plRd}$$

$$M_{plRd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{M0}} = 363,61 \text{ kn.mm}$$

$$M_{Rd} = 472,23 \text{ kn.mm} \geq M_{plRd} = 363,61 \text{ kn.mm} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **Effort tranchant résistant de l'assemblage:**

D'après l'article 6.5.6.1 du « CCM97 », nous devons vérifier que :

$$V_{Rd} \geq V_{plRd}$$

$$V_{Rd} = N \times F_{SRd}$$

$$F_{SRd} = \frac{K_s \times n \times u}{\gamma_{Ms}} \times F_{pcd}$$

$$F_{pcd} = 0,7 \times F_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 459 = 321,3 \text{ kn}$$

$$V_{Rd} = 10 \times \frac{1 \times 1 \times 0,4}{1,25} \times 321,3 = 1028,13 \text{ kn}$$

$$V_{Rd} = 1028,13 \text{ kn} \geq V_{plRd} = 744,4 \text{ kn} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **résistance a la pression diamétrale:**

$$\alpha = \begin{cases} \frac{e1}{d0} = 3,15 \\ \frac{P1}{3d0} - \frac{1}{4} = 1,14 \\ \frac{Fub}{Fu} = 2,78 \\ 1 \end{cases} \quad \alpha = 1$$

$$F_{bRd} = \frac{0,2 \times 1 \times 27 \times 25 \times 360}{1,25} = 486 \text{ kn} > F_{vsd} = \frac{744,4}{10} = 74,44 \text{ kn} \quad \text{vérifiée}$$

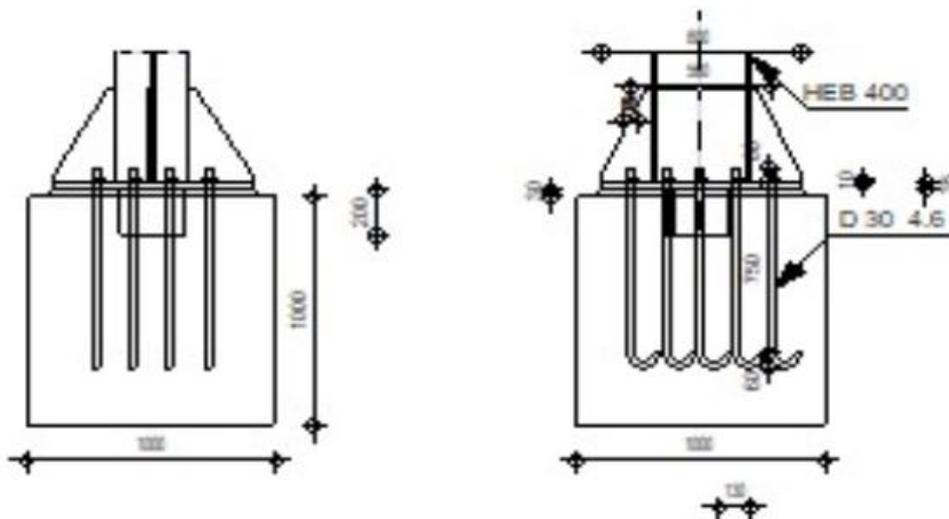
**CHAPITRE 11**  
**PIEDS DE POTEAU**

---

### 11.1- INTRODUCTION :

Les pieds de poteaux constituent la jonction entre l'ossature métallique et les fondations (ou l'infrastructure) en béton armé. Ils sont admis soit articulés, soit encastrés. Ces hypothèses sont rarement satisfaites de façon absolue. En effet, l'articulation n'est jamais parfaite à cause de la rigidité de la plaque de base et l'encastrement est en général élastique surtout à cause de la déformabilité du sol sur lequel repose la structure.

Lorsque le pied de poteau est articulé, la plaque de base est chargée de transmettre les efforts du poteau métallique au béton. En cas d'efforts importants à transmettre, on utilise des plaques de base de forte épaisseur, plus rarement des plaques raidies. En cas de pied de poteau encastré, l'infrastructure en béton armé doit être conçue pour recevoir les ancrages nécessaires. Vu le ferrailage des fondations, la plaque de base ne peut pas être noyée dans la dalle, mais dans l'épaisseur de la chape.



**Figure 11.1** : Figure montrant pied de poteau.

Les pieds de poteaux assurent la transmission des efforts de compression de toute la superstructure aux fondations grâce à :

#### La plaque d'assise:

Une plaque représente une platine soudée en bout du poteau dont le rôle est de répartir la compression amenée par le poteau sur le béton.

#### Des tiges d'ancrage:

Ces tiges reprennent les efforts de soulèvement amenés par le poteau.

### 10.2- PIED DE POTEAU ARTICULE :

#### 10.2.1- PROCEDURE DE CALCUL :

- Vérification du pied de poteau à l'effort décompression.
- Vérification du pied de poteau vis-à-vis de cisaillement.

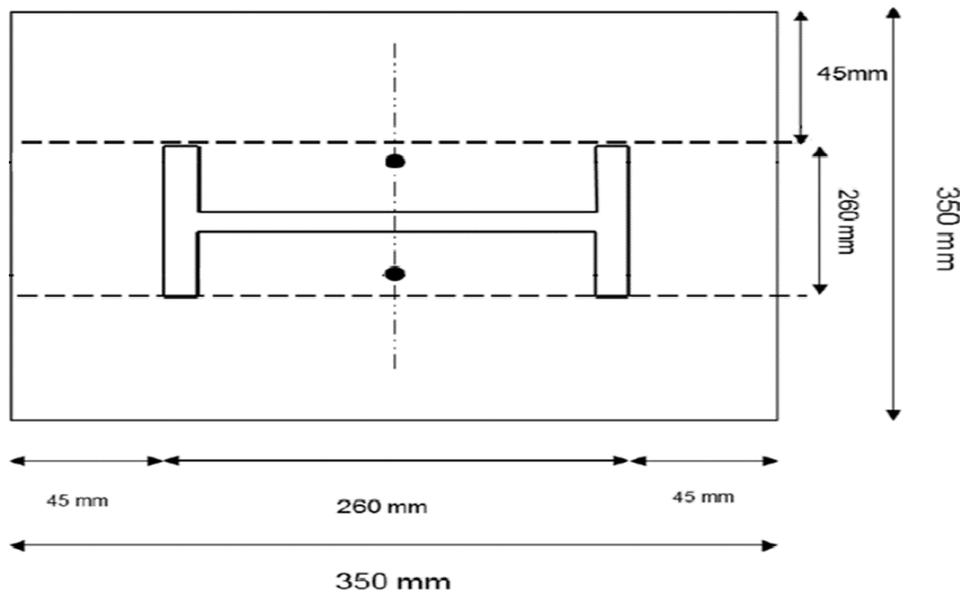
### 10.2.2 - NOTE DE CALCUL :

**Potelet HEB260:**  $h = 260 \text{ mm}$ ;  $b = 260 \text{ mm}$  ;  $t_w = 10 \text{ mm}$  ;  $t_f = 17.5 \text{ mm}$ .

**Béton:**  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$  ;  $E_{cm} = 30500 \text{ N/mm}^2$ .

**Tige d'ancrage:** Classe 8.8 ;  $d = 18 \text{ mm}$  ;  $d_0 = 20 \text{ mm}$  ;  $A = 254 \text{ mm}^2$  ;  $A_s = 192 \text{ mm}^2$ .

**Platine:**  $(350 \times 350 \times 15) \text{ mm}^3$  ;  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  ;  $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ .



**Figure 11.2 :** Schéma montrant la disposition des boulons du pied de poteau articulé.

#### 11.2.2.1. VERIFICATION DU PIED DE POTEAU A L'EFFORT DE COMPRESSION :

Le dimensionnement du pied de poteau se fera avec l'exigence d'obtenir une résistance complète, l'effort de compression résistant du potelet est :

$F_y = 235 \text{ Mpa}$  ;  $\beta_A = 1$  ;  $\chi = 0,254$

$$N_{Csd} = N_{bRd} = \chi \times A \times \beta_A \times \frac{F_y}{\gamma_{M1}} = 0,254 \times 11840 \times 1 \times \frac{235}{1,1} = 642,45 \text{ kn}$$

(Chapitre : les éléments secondaires, partie : les potelets)

##### a) Vérification du Béton :

Nous devons donc vérifier la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N_{csd}}{A_{eff}} \leq F_j$$

Avec :

$F_j$  : La résistance de contact de la liaison (mortier-béton).  $F_j = \frac{2}{3} \times K_j \times F_{cd}$

$K_j$  : Facteur de concentration est pris égal à 1,0.  $F_{cd} = \frac{F_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ N/mm}^2$

$f_{ck}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression.

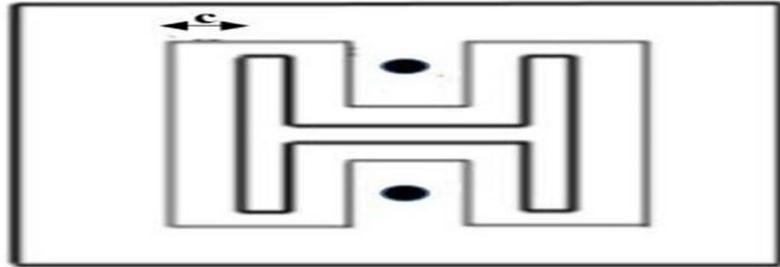
$\gamma_c = 1,5$  (Coefficient partiel relatif à la résistance à la compression du béton).

Donc :

$$F_j = \frac{2}{3} \times K_j \times F_{cd} = \frac{2}{3} \times 1 \times 16,67 = 11,11 \text{ N/mm}^2$$

$A_{\text{ceff}}$ : La surface portante avec une largeur supplémentaire d'appui « c » ne dépasse pas :

$$C = t_p \times \sqrt{\frac{F_y}{3 \times F_j \times \gamma M_0}} \quad C = 15 \times \sqrt{\frac{235}{3 \times 11,11 \times 1,1}} = 38 \text{ mm}$$



**Figure 11.3 :** Schéma de la distance portante du pied de poteau articulé.

$$A_{\text{ceff}} = (2(b + 2c)(2c + t_f)) + ((2c + t_w)(h - 2t_f - 2c))$$

$$A_{\text{ceff}} = (2(260 + 2 \times 38)(2 \times 38 + 17,5)) + ((2 \times 38 + 10)(260 - 2 \times 38 - 2 \times 17,5))$$

$$A_{\text{ceff}} = 75646 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{N_{\text{csd}}}{A_{\text{ceff}}} = \frac{42480}{75646} = 8,49 \text{ N/mm}^2 \leq F_j = 11,11 \text{ N/mm}^2$$

La résistance de la liaison mortier-béton est vérifiée.

### **b- la platine :**

#### **b-1- vérification a l'effort tranchant :**

$$V_{\text{plRd}} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_0}$$

$A_v = t_p \times 1 \text{ ml/ml}$  Par unité de largeur. Donc :  $A_v = 15 \text{ mm}$

$$V_{\text{plRd}} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_0} \text{ Donc : } V_{\text{plRd}} = \frac{15 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 1850,15 \text{ N}$$

$$V_{\text{sd}} = \sigma \times c = 8,49 \times 38 = 322,62 \text{ N} \leq V_{\text{plRd}} = 1850,15 \text{ N}$$

$$V_{\text{sd}} = 322,62 \text{ N} \leq \frac{V_{\text{plRd}}}{2} = 925,08 \text{ N}$$

L'effort tranchant est vérifié et n'a pas d'influence sur la résistance au moment fléchissant.

#### **B-2- vérification vis-à-vis du moment fléchissant :**

Afin de vérifier le moment fléchissant affectant le pied de poteau nous procéderons comme suit :

$$M_{\text{sd}} = \frac{\sigma \times C^2}{2} = \frac{8,49 \times 38^2}{2} = 6129,78 \text{ kn.mm}$$

La résistance au moment fléchissant se calcul comme suit :

$$M_{\text{Rd}} = \frac{F_y \times t_p^2}{6 \times \gamma M_0} = \frac{235 \times 15^2}{6 \times 1,1} = 8011,36 \text{ kn.mm}$$

$M_{\text{Rd}} = 8011,36 \text{ kn.mm} > M_{\text{sd}} = 6129,78 \text{ kn.mm} \rightarrow$  Le moment fléchissant est donc vérifié.

**11.2.2.2. VERIFICATION DU PIED DE POTEAU VIS-A-VIS DE CISAILLEMENT :**

Pour une tige on a :

$$F_{vsd} \leq \min \begin{cases} F_{vRd} = \text{Résistance au cisaillement} \\ F_{bRd} = \text{Résistance a la pression diamétrale de la platine} \\ F_{bcRd} = \text{Résistance a l'éclatement du béton} \end{cases}$$

$$F_{vsd} \leq \min \begin{cases} F_{vRd} = \frac{0,6 \times F_{bu} \times A}{\gamma_{Mb}} = 97,54 \text{ Kn} \\ F_{bRd} = \frac{2,5 \times t_p \times \alpha \times d \times F_u}{\gamma_{Mb}} = 194,4 \text{ Kn} \\ F_{bcRd} = \frac{0,29 \times d^2}{\gamma_{Mb}} \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} = 65,64 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$F_{vsd} \leq \min \begin{cases} F_{vRd} = \frac{0,6 \times 800 \times 254}{1,25} = 97,54 \text{ Kn} \\ F_{bRd} = \frac{2,5 \times 15 \times 1 \times 18 \times 360}{1,25} = 194,4 \text{ Kn} \\ F_{bcRd} = \frac{0,29 \times 18^2}{1,25} \times \sqrt{25 \times 30500} = 65,64 \text{ Kn} \end{cases}$$

$F_{vsd}$ : Effort tranchant par tige.

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 11840 - 2 \times 260 \times 17,5 + (10 + 2 \times 24) \times 17,5 = 3755 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{3755 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 463,15 \text{ Kn} > F_{bcRd} = 65,64 \text{ Kn}$$

**Conclusion :** Le pied de poteau est vérifié par rapport à toutes les sollicitations pouvant l'affecter.

**11.3- PIED DE POTEAU ENCASTRE:****11.3.1- PROCEDURES DE CALCUL:**

- Les efforts sollicitant les pieds de poteaux.
- Vérifications du pied de poteau

**11.3.2 NOTE DE CALCUL:**

Pour diminuer la flèche en tête des poteaux, ces derniers doivent être encastres. Le système doit résister à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant.

**Remarque :**

Nous avons ajouté pour les pieds de poteaux de notre structure les raidisseurs pour les intérêts suivants :

- Augmentation de la partie comprimée par l'augmentation de « c » et par conséquence l'augmentation de la résistance en compression.
- Augmentation de la résistance en traction par l'augmentation de la longueur efficace «  $L_{eff}$  »

**Poteau:** HEB400; acier Fe360; h = 400 mm; b = 300 mm;  $t_w = 13,5$  mm;  $t_f = 24$  mm.

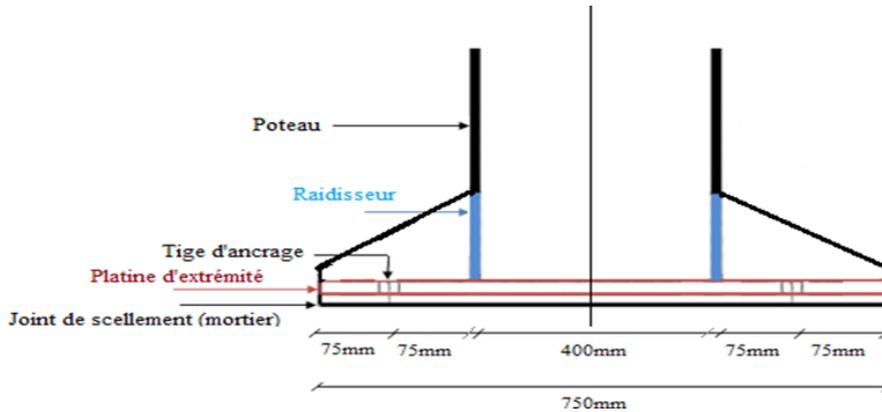
**Béton :**  $f_{ck} = 25$  N/mm<sup>2</sup> ;  $E_{cm} = 30,5$  KN/mm<sup>2</sup>.

**Platine :** (750 x 650 x 35 mm) :  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  ;  $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ .

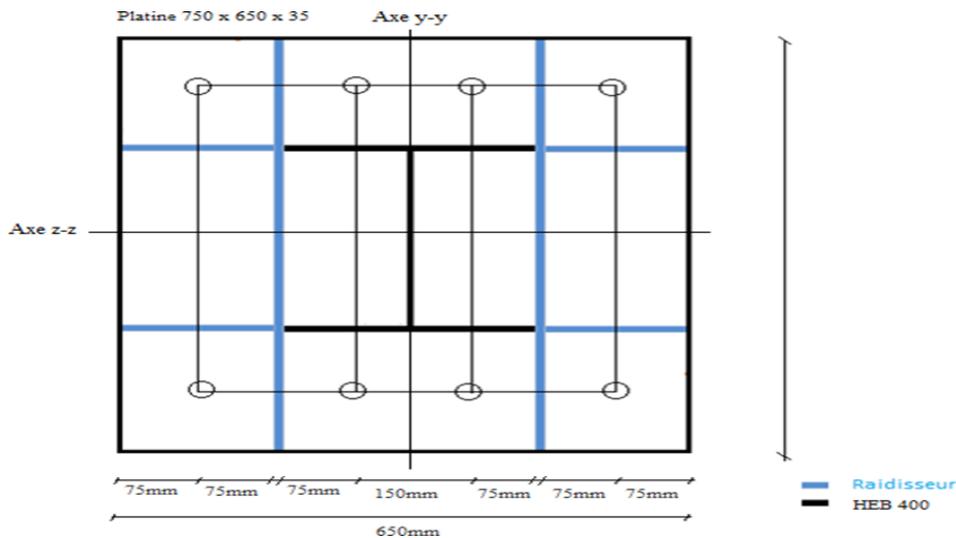
**Raidisseurs :**  $t_r = 25\text{mm}$

**Tige d'ancrage :**  $d = 42 \text{ mm}$  ;  $d_0 = 45 \text{ mm}$  ;  $d_m = 73,5 \text{ mm}$  ;  $A_s = 1039,08 \text{ mm}^2$ .

Les tiges d'ancrages sont recourbées à leurs extrémités inférieures, elles sont destinées à s'opposer à un effort très important. L'extrémité recourbée des tiges s'accroche à une barre horizontale.



**Figure 11.4 :** Schéma montrant la disposition des éléments constituant le pied de poteau.



**Figure 11.5 :** Schéma montrant la disposition des boulons du pied de poteau.

### 11.3.2.1- LES EFFORTS SOLLICITANT LES PIEDS DE POTEAUX:

Les pieds de poteaux seront dimensionnés et vérifiés dans l'optique d'obtenir une résistance complète au effet maximum pouvant solliciter le poteau et des diagonales des palées de stabilité dont ils sont à la base.

#### a) Poteau :

$$M_{plRd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3232000 \times 235}{1,1} = 690,47 \text{ kn.m}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{7000 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 863,4 \text{ kn}$$

- **Aile administrative:**

$$N_{brd} = \chi \times A \times \beta_A \times \frac{Fy}{\gamma M1} = 0,856 \times 15500 \times 1 \times \frac{235}{1,1} = 2834,53 \text{ kn}$$

- **Aile industrielle :**

$$N_{brd} = \chi \times A \times \beta_A \times \frac{Fy}{\gamma M1} = 0,389 \times 15500 \times 1 \times \frac{235}{1,1} = 1228,12 \text{ kn}$$

**a) Diagonales de la palée de stabilité:**

Etant donné que les efforts sollicitant seront beaucoup plus importants pour les diagonales de la palée de stabilité de l'aile administrative que pour les diagonales de l'aile industrielle comme montrer plus bas, nous dimensionnerons les pieds de poteau on ne prenant en compte que les données concernant les diagonales de cette dernière.

- **Aile administrative :**  $N_{Dbrd} = 421,83 \text{ kn}$        $\alpha = 29,54^\circ$
- **Aile industrielle :**  $N_{Dbrd} = 260,85 \text{ kn}$        $\alpha = 51,71^\circ$

**1er cas :**

$$N = N_{brd} + N_{Dbrd} \cos \alpha = 421,83 \cos 29,54^\circ + 2834,53 = 3201,53 \text{ kn}$$

$$V = N_{Dbrd} \sin \alpha = 421,83 \sin 29,54^\circ = 207,98 \text{ kn}$$

**2ème cas :**

$$N = N_{Dbrd} \cos \alpha = 421,83 \cos 29,54^\circ = 367 \text{ KN}$$

$$V = \sqrt{V_{plRd}^2 + N_{Dbrd} \times \sin^2 \alpha} = \sqrt{863,4^2 + 207,98^2} = 888,1 \text{ Kn}$$

**11.3.2.2- VERIFICATIONS DU PIED DE POTEAU:**

**Remarque :** Le pied de poteau situé au droit de la palée étant le plus sollicité à cause des efforts axiaux transmis par la palée, on calculera donc seulement celui-ci.

**a) Vérification du Béton:**

Nous devons donc vérifier la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N_{csd}}{A_{ceff}} \leq F_j$$

Avec :

$$F_j : \text{La résistance de contact de la liaison (mortier-béton).} \quad F_j = \frac{2}{3} \times K_j \times F_{cd}$$

$$K_j : \text{Facteur de concentration est pris égal à 1,0.} \quad F_{cd} = \frac{F_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ N/mm}^2$$

$f_{ck}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression.

$\gamma_c = 1,5$  (Coefficient partiel relatif à la résistance à la compression du béton).

Donc :

$$F_j = \frac{2}{3} \times K_j \times F_{cd} = \frac{2}{3} \times 1 \times 16,67 = 11,11 \text{ N/mm}^2$$

$A_{ceff}$ : La surface portante avec une largeur supplémentaire d'appui « c » ne dépasse pas :

$$C = t_p \times \sqrt{\frac{Fy}{3 \times F_j \times \gamma M0}} \quad C = 35 \times \sqrt{\frac{235}{3 \times 11,11 \times 1,1}} = 88,61 \text{ mm}$$

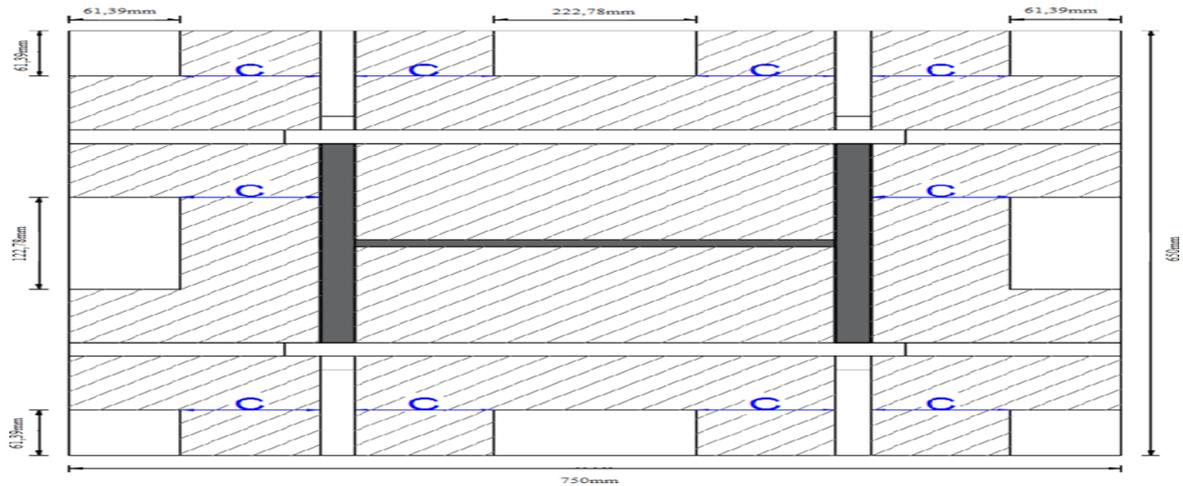


Figure 11.6 : Schéma de la distance portante du pied de poteau encastré.

$$A_{\text{ceff}} = 750 \times 650 - 4 \times 61,39^2 - 2(122,78 \times 61,39) - 2(222,78 \times 61,39)$$

$$A_{\text{ceff}} = 429997,21 \text{ mm}^2$$

$$N_{\text{Csd}} = 3201,53 \text{ kn}$$

$$\sigma = \frac{N_{\text{csd}}}{A_{\text{ceff}}} = \frac{3201530}{429997,21} = 7,44 \text{ N/mm}^2 \leq F_j = 11,11 \text{ N/mm}^2$$

La résistance de liaison mortier-béton est vérifiée

### b) La platine:

#### B-1- vérification a l'effort tranchant :

$$V_{\text{plRd}} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

$A_v = t_p \times 1 \text{ ml}$  Par unité de largeur. Donc :  $A_v = 35 \text{ mm}$

$$V_{\text{plRd}} = \frac{A_v \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \text{ Donc : } V_{\text{plRd}} = \frac{35 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 4317,01 \text{ N}$$

$$V_{\text{sd}} = \sigma \times c = 7,44 \times 88,61 = 659,26 \text{ N} \leq V_{\text{plRd}} = 4317,01 \text{ N}$$

$$V_{\text{sd}} = 659,26 \text{ N} \leq \frac{V_{\text{plRd}}}{2} = 2158,51 \text{ N}$$

#### b-2- vérification vis-à-vis du moment fléchissant :

Afin de vérifier le moment fléchissant affectant le pied de poteau nous procéderons comme suit :

$$M_{\text{sd}} = \frac{\sigma \times c^2}{2} = \frac{7,44 \times 88,61^2}{2} = 29203,44 \text{ kn.mm}$$

La résistance au moment fléchissant se calcul comme suit :

$$M_{\text{Rd}} = \frac{F_y \times t_p^2}{6 \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 35^2}{6 \times 1,1} = 43617,42 \text{ kn.mm}$$

$$M_{\text{Rd}} = 43617,42 \text{ kn.mm} > M_{\text{sd}} = 29203,44 \text{ kn.mm}$$

Le moment fléchissant est donc vérifié.

**11.3.2.3- CALCUL DE LA RESISTANCE A LA TRACTION (TIGES +PLATINE) :**

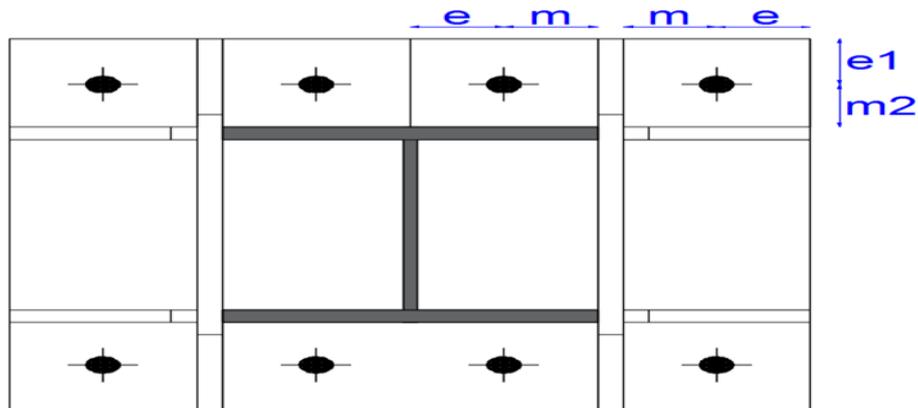
$$B_{tRd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,9 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma M_b} = \frac{0,9 \times 1039,08 \times 1000}{1,5} = 623,45 \text{ kn} \\ 0,6 \times \pi \times d_m \times t \times \frac{F_u}{\gamma M_b} = 0,6 \times \pi \times 73,5 \times 35 \times \frac{360}{1,1} = 1163,77 \text{ kn} \end{array} \right.$$

$$B_{tRd} = 623,45 \text{ kn}$$

**11.3.2.4- CALCUL DE LA LONGUEUR EFFICACE:**

Pour traiter les rangées de boulons extérieurs , on a utilisé par analogie les formules données pour la rangée d’extrémité adjacente à un raidisseur, dans le cas de la semelle de poteau raidie. (Cette analogie est utilisée dans l’article de **I. RAYAN** dans **la revue Construction Métallique n°3-2006 (3)**).

Les tronçons en T étant semblables on procédera au calcul d’un seul tronçon :



**Figure 11.7 :** Présentation des indices de calcul.

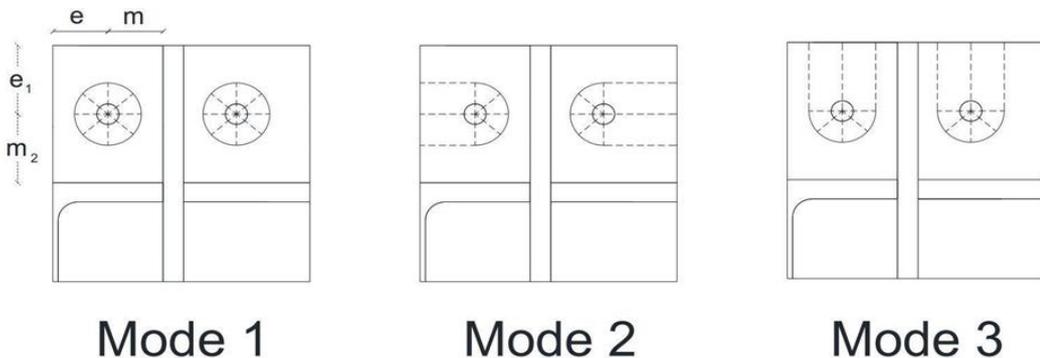
$$e_1 = 75\text{mm} ; e = 75\text{mm}$$

$$m_2 = 75 - 0,8 \times 122 = 61,42\text{mm}$$

$$m = m_1 = 75 - 0,8 \times 72 = 67,08\text{mm}$$

$$n = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,25m = 83,85\text{mm} \\ e = 75 \text{ mm} \end{array} \right. \quad n = 75\text{mm}$$

**Pour les mécanismes circulaires :** L0 est la valeur minimale des modes suivants :



**Mode 1**

**Mode 2**

**Mode 3**

**Figure 11.8-** Schéma montrant les mécanismes de ruine circulaire.

$$L_0 = \min \begin{cases} 2\pi \times m_{min} = 385,91mm \\ \pi \times m_{min} \times 2e = 342,96mm \\ \pi \times m_{min} \times 2e_1 = 342,96mm \end{cases} \quad L_0 = 342,96mm$$

Pour les mécanismes non circulaires :  $L_0$  est la valeur min des modes suivantes :

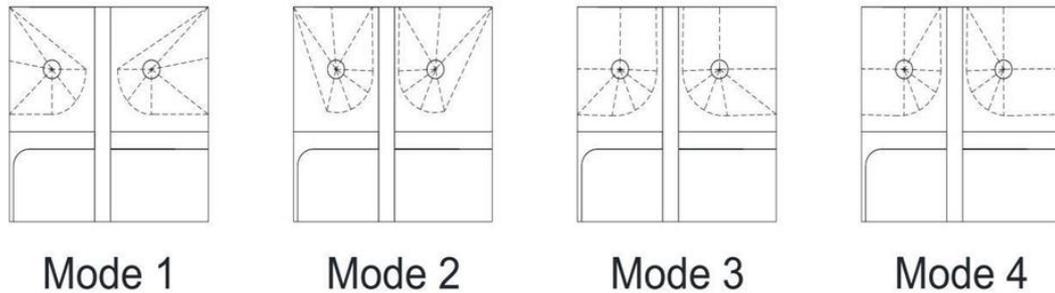


Figure 11.9 : Schéma montrant les mécanismes de ruine non-circulaire.

$$L_2 = \min \begin{cases} \alpha m = 411,87mm \\ \alpha' m = 415,9mm \\ e1 + \alpha m - (2m + 0,625e) = 305,84mm \\ e + \alpha' m2 - (2m + 0,625e) = 274,77mm \end{cases} \quad L_2 = 274,77mm$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda1 = \frac{m}{m+e} = 0,472 \\ \lambda2 = \frac{m2}{m+e} = 0,432 \end{cases} \quad \alpha = 6,14$$

$$\begin{cases} \lambda1' = \frac{m2}{m2+e} = 0,45 \\ \lambda2' = \frac{m}{m2+e} = 0,492 \end{cases} \quad \alpha = 6,2$$

$$L_{eff} = \min \begin{cases} L0 = 342,96mm \\ L2 = 274,44mm \end{cases} \quad L_{eff} = 274,44mm$$

$$M_{plRd} = 0,25 \times L_{eff} \times t_p^2 \times \frac{Fy}{\gamma M0} = 0,25 \times 247,77 \times 35^2 \times \frac{235}{1,1} = 16210,63 \text{ kn}$$

$$F_{tRdi} = \min \begin{cases} FtRdi1 = \frac{4 \times M_{plRd}}{m} \\ FtRdi2 = \frac{2 \times M_{plRd} + n \times \sum B_{tRd}}{m+n} \\ FtRdi3 = \sum B_{tRd} \end{cases}$$

$$F_{tRdi} = \min \begin{cases} FtRdi1 = \frac{1 \times 16210,23}{67,08} = 966,62kn \\ FtRdi2 = \frac{2 \times 16210,23 + 75 \times 2 \times 623,45}{67,08 + 75} = 886,39kn \\ FtRdi3 = 2 \times 623,45 = 1246,9kn \end{cases} \quad F_{tRdi} = 886,39 \text{ kn}$$

### 11.3.2.5- RESISTANCE DU RAIDISSEUR DANS LA ZONE TENDUE (AME DU TRONÇON ENTE) :

$$b_{eff} = L_{eff} = 247,77mm$$

$$F_{tRd} = b_{eff} \times t_r \times \frac{Fy}{\gamma M0} = 247,77 \times 25 \times \frac{235}{1,1} = 1467,52kn > F_{tRdi} = 886,39 \text{ kn}$$

La condition est donc vérifiée.

**11.3.2.6- RESISTANCE AU GLISSEMENT (ADHERENCE TIGE-BOULONS) :**

$d = 42 \text{ mm}$  et  $H = 1000 \text{ mm}$

$D > 5d = 5 \times 42 = 210 \text{ mm} \rightarrow D = 220 \text{ mm}$

$\ell_2 > 2d = 2 \times 42 = 84 \text{ mm} \rightarrow \ell_2 = 200 \text{ mm}$

La contrainte d'adhérence de calcul  $\tau_s$ , entre la surface de la tige et le béton est en fonction de la résistance caractéristique du béton à la compression. La contrainte limite d'adhérence est définie par la formule ci-dessous selon l'EC2 (EN 1992-1-1(8.4.2)):

$$F_{bd} = 2,25\eta_1 \times \eta_2 \times F_{ctd}$$

Avec :

$F_{ctd}$ : La résistance de calcul du béton à la traction

$\eta_1$ : est un coefficient lié aux conditions d'adhérence et à la position de la barre en cas de reprise de bétonnage.

$\eta_1 = 10$  Si les conditions d'adhérence sont bonnes  $\eta_1 = 0,7$  dans les autres cas.

$\eta_2$  : dépend du diamètre de la barre  $\emptyset$

$$\eta_2 = \frac{132 - \emptyset}{100} = \frac{132 - 42}{100} = 0,9$$

Pour qu'il n'y ait pas de rupture du béton, la contrainte moyenne du béton ne doit pas excéder cette contrainte limite :

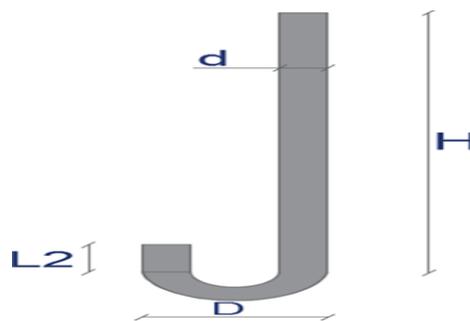
$F_{ctd} = 2,1 \text{ Mpa}$

$$F_{bd} = 2,25 \times 0,7 \times 0,9 \times 2,1 = 2,98 \text{ Mpa}$$

$\tau_s < F_{bd} = 2,98 \text{ Mpa}$  Donc on prend :  $\tau_s = 2 \text{ Mpa}$

$$F_{sRd} = \pi \times d \times \tau_s (H + 2,7 \times D + 4 \times d + 3,5 \times \ell_2)$$

$$F_{sRd} = \pi \times 42 \times 2 (1000 + 2,7 \times 220 + 4 \times 42 + 3,5 \times 200) = 649,71 \text{ kn}$$



**Figure 11.10** : Schéma de la tige d'ancrage courbe.

**11.3.2.7- RESISTANCE DE LA ZONE TENDUE (Traction centrée):**

$$F_{tRd} = \min \begin{cases} 8F_s R_d = 5196,8 \text{ kn} \\ 4F_t R_{di} = 3545,56 \text{ kn} \end{cases} \quad F_{tRd} = 3545,56 \text{ kn}$$

**11.3.2.8- VERIFICATION AU CISAILLEMENT:**

$$V_{sd} = 904,29 \text{ kn}$$

$$F_{vRd} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} F_{vRd} = \frac{0,9 \times F_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}} = 498,76 \text{ kn} \\ F_{bRd} = \frac{2,5 \times t_p \times \alpha \times d \times F_u}{\gamma_{Mb}} = 1058,4 \text{ kn} \\ F_{bcRd} = \frac{0,29 \times d^2}{1,25} \times \sqrt{F_{ck} \times E_{cm}} = 357,36 \text{ kn} \end{array} \right.$$

$F_{vRd}$  : Résistance au cisaillement.

$F_{bRd}$  : Résistance à la pression diamétrale de la platine.

$F_{bcRd}$  : Résistance à l'éclatement du béton

$$F_{vRd} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} F_{vRd} = \frac{0,9 \times 1000 \times 1039,08}{1,25} = 498,76 \text{ kn} \\ F_{bRd} = \frac{2,5 \times 35 \times 1 \times 42 \times 360}{1,25} = 1058,4 \text{ kn} \\ F_{bcRd} = \frac{0,29 \times 42^2}{1,25} \times \sqrt{25 \times 30500} = 357,36 \text{ kn} \end{array} \right.$$

$$F_{vRd} = \frac{V_{sd}}{8} = \frac{904,29}{8} = 113,04 \text{ kn} < F_{bcRd} = 357,36 \text{ kn}$$

La condition de vérification à l'effort tranchant est satisfaite.

**11.3.2.9- VERIFICATION AU CISAILLEMENT ET A LA TRACTION:****1er cas :**

$$N = N_{brd} + N_{Dbrd} \cos \alpha = 421,83 \cos 29,54^\circ + 2834,53 = 3201,53 \text{ kN}$$

$$V = N_{Dbrd} \sin \alpha = 421,83 \sin 29,54^\circ = 207,98 \text{ kN}$$

$$F_{tsd} = \frac{N_{sd}}{8} = \frac{3201,53}{8} = 400,19 \text{ kn} < F_{tRd} = 623,45 \text{ kn}$$

$$F_{vRd} = \frac{V_{sd}}{8} = \frac{207,98}{8} = 25,99 \text{ kn} < F_{bcRd} = 357,36 \text{ kn}$$

$$\frac{F_{tsd}}{1,4 \times F_{tRd}} + \frac{F_{vRd}}{F_{vRd}} = \frac{400,19}{1,4 \times 623,45} + \frac{25,99}{665,01} = 0,5 < 1$$

**2ème cas :**

$$N = N_{Dbrd} \cos \alpha = 421,83 \cos 29,54^\circ = 367 \text{ KN}$$

$$V = \sqrt{V_{plRd}^2 + N_{Dbrd} \times \sin \alpha^2} = \sqrt{863,4^2 + 207,98^2} = 888,1 \text{ Kn}$$

$$F_{tsd} = \frac{N_{sd}}{8} = \frac{367}{8} = 45,88 \text{ kn} < F_{tRd} = 623,45 \text{ kn}$$

$$F_{vRd} = \frac{V_{sd}}{8} = \frac{904,29}{8} = 113,04 \text{ kn} < F_{bcRd} = 357,36 \text{ kn}$$

$$\frac{F_{tsd}}{1,4 \times F_{tRd}} + \frac{F_{vRd}}{F_{vRd}} = \frac{45,88}{1,4 \times 623,45} + \frac{113,04}{665,01} = 0,23 < 1$$

$$\frac{F_{tRd}}{2} = \frac{3645,04}{2} = 1822,52 \text{ kn}$$

### 11.3.2.10- CALCUL DU MOMENT RESISTANT :

Calcul de la longueur de la zone comprimée :

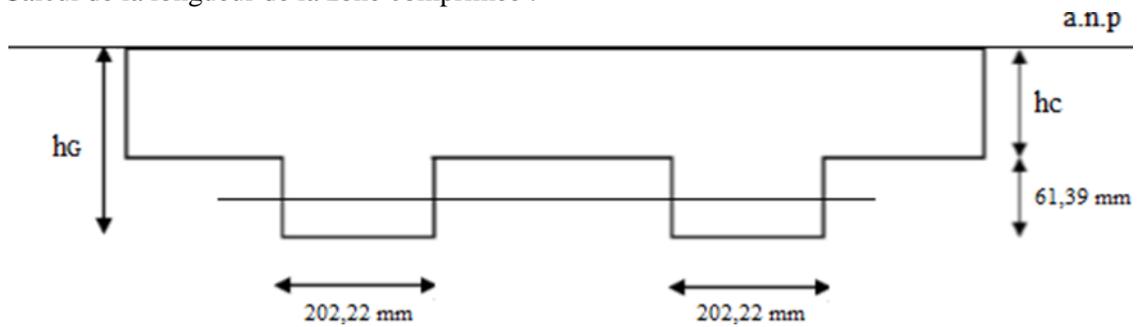


Figure 11.11 : Schéma montrant les dimensions de la zone comprimée.

$$\frac{FtRd}{2} = F_j \times b_c \times h_c$$

$$\frac{FtRd}{2} = F_j (750 \times h_c + 2 \times 61,39 \times 202,22)$$

$$h_c = 185,62 \text{ mm}$$

Le centre de gravité de la zone comprimée :

$$h_G = \frac{(185,62 \times 750 \times 154,2) + (2 \times 202,22 \times 61,39 \times 30,695)}{(185,62 \times 750) + (2 \times 202,22 \times 61,39)} = 135,51 \text{ mm}$$

$$M_{rd} = \frac{FtRd}{2} (750 - h_G) = \frac{1822,52}{2} (750 - 135,51) = 1119,92 \text{ kn.m}$$

$$M_{rd} = 1119,92 \text{ kn.m} > M_{plRd} = 690,47 \text{ kn.mm}$$

#### Conclusion:

les pieds de poteaux pour lesquels nous avons opter ont vérifiés toutes les conditions émises afin d'assurer la résistance de la structure.

# **CHAPITRE 12**

## **FONDATION**

---

### 12.1-INTRODUCTION :

Les fondations sont les éléments de l'infrastructure qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges et les surcharges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

### 12.2-L'ETUDE DU SOL :

Dans le cadre d'un projet de construction, cette étude permet de connaître précisément les caractéristiques du sol. Elle apporte donc une information indispensable aux professionnels du bâtiment. En fonction des résultats obtenus, cela permettra également de définir le type de fondation adapté et donc de prévoir le budget adéquat (surtout en cas de fondations) en évitant ainsi toutes mauvaises surprises de dernière minute.

#### 12.2.1-DETERMINATION DE LA CONTRAINTE ADMISSIBLE :

La contrainte admissible est obtenue à partir de l'essai de pénétration dynamique, le principe de l'essai consiste à l'enfoncement d'un train de tige par battage et de compter le nombre de coups nécessaires à la pénétration de 20 cm de la pointe.

La relation d'Hermine permet le calcul de la contrainte admissible du sol suivant la relation :

$$q_{adm} = \frac{R_p}{\alpha}$$

avec :

$q_{adm}$  : Contrainte admissible en bars.

$R_p$  : La résistance moyenne minimale de sol égale à 36 bars.

$\alpha$  : Coefficient de sécurité égal à 20.

$$q_{adm} = \frac{36}{20} = 1,8 \text{ bars}$$

L'analyse des différents résultats contenus nous a permis de choisir des fondations superficielles de type **semelles isolées**, ancrées à 2.00 m à partir du niveau actuel du terrain naturel avec une contrainte de sol recommandée de 2 bars.

On prend :

$$\sigma_{SOLu} = 3,2 \text{ bars à l'ELU.}$$

$$\sigma_{SOLser} = 2,5 \text{ bars à l'ELS.}$$

### 12.3-PROCEDURE DE CALCUL :

- ❖ Plan de repérage.
- ❖ Les fondations calculer.
- ❖ Note de calcul.
- ❖ Ferrailage de fût.
- ❖ Les longrines.

12.3.1-PLAN DE REPERAGE :

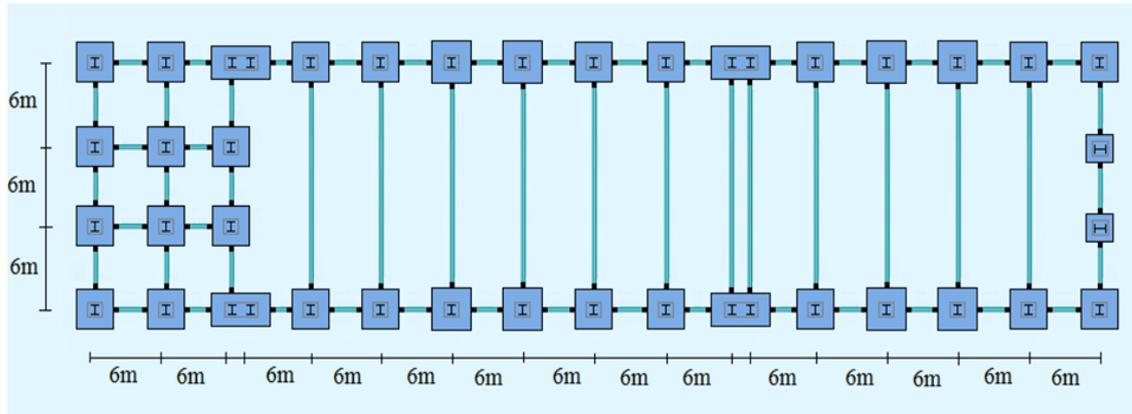


Figure 12.1 : plan de repérage

12.3.2-FONDACTIONS A CALCULER :

- ❖ Semelles sous potelets.
- ❖ Semelles sous poteaux pour les deux blocs.
  - avec palées de stabilité.
  - sans palées de stabilité.
- ❖ Semelles commune entre deux bloc

• Semelles isolées :

Les semelles isolées sont des éléments en béton armé, situés immédiatement sous la base de l'ouvrage et destinés à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure. Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m<sup>3</sup> de ciment.

Le ferrailage des semelles isolées se fera en FP (Fissuration Préjudiciable).

• Coffrage :

Tableau 12.1- Le diagramme des contraintes du sol.

$e_0 = \frac{M}{N}$	Si	$e_0 \leq \frac{M}{N}$	$e_0 = \frac{M}{N}$	Si	$e_0 \geq \frac{M}{N}$
Le diagramme des contraintes du sol est trapézoïdal			Le diagramme des contraintes du sol est triangulaire :		

$\sigma_1 = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right)$ $\sigma_2 = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B}\right)$ <p>Condition de résistance du sol :</p> $A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right)$	$\sigma_3 = \frac{2 \times N'}{3 \times A \left(\frac{B}{2} - e_0\right)}$ <p>Condition de résistance du sol :</p> $\sigma_3 \leq \overline{\sigma}_{sol} \rightarrow A \geq \left(\frac{2 \times N}{3 \times \overline{\sigma}_{sol} \times \left(\frac{B}{2} - e_0\right)}\right)$
--	--

• **Calcul des moments :**

**Tableau 12.2-** Le diagramme des moments .

• <b>Cas de non soulèvement:</b>	• <b>Cas de soulèvement:</b>
$M_x = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times B \times \frac{(A-a)^2}{8}$ $M_y = \sigma \times A \times \frac{(B-b)^2}{8} - \frac{1}{2} \times (\sigma_1 - \sigma) \times A \times \frac{(B-b)^2}{6}$ <p>Avec : <math>\sigma = \sigma_1 + \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{B} \times (X)</math></p> $X = \frac{(A-a)}{2}$	$M_x = \frac{\sigma_3 + \sigma}{2} \times B \times \frac{(B-b)}{2} \times \frac{(A-a)^2}{8}$ $M_y = \sigma \times A \times \frac{(B-b)^2}{8} - \frac{1}{2} \times (\sigma_3 - \sigma) \times A \times \frac{(B-b)^2}{6}$ <p>Avec : <math>\sigma = \sigma_3 + \frac{\sigma_3}{B' - B} \times (X)</math></p> $X = \frac{(B-b)}{2}$ $B' = 3 \times e_0 - \frac{B}{2}$

• **Ferraillage :**

Pour le ferraillage des semelles on utilisera la méthode des consoles. Le ferraillage se fera en flexion simple :

**Tableau 12.3-** Le diagramme de ferraillage.

• <b>Ferraillage à l'ELU:</b>	• <b>Ferraillage à l'ELS:</b>
$\mu_{bu} = \frac{Mru}{b_0 \times d_0^2 \times F_{bu}}$ <p>Avec : <math>F_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b} \times F_{c28}</math></p> $\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A'_s = 0$ $\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right)$ $Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$ $A_s = \frac{Mru}{Z \times \frac{F_e}{\gamma_s}}$	$F_{bu} = \frac{15 + \overline{\sigma}_{bc}}{15 + \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s}$ <p>Avec : <math>\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times F_{c28}</math></p> $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ $\mu_{rb} = \frac{ar}{2} \left(1 - \frac{ar}{3}\right)$ $M_{rb} = \mu_{rb} \times b_0 \times d^2 \times \overline{\sigma}_{bc}$ $M_{ser} < M_{rb} \rightarrow A'_s = 0$ $Z = d \times \left(1 - \frac{ar}{3}\right)$ $A_s = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma}_s}$ $\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

- **SDT** :  $\gamma_b = 1,5$  ;  $\gamma_s = 1,5$

- **SA** :  $\gamma_b = 1,15$  ;  $\gamma_s = 1$

• **Conditions de non fragilité:**

$$A_{CNf} = \frac{(0,23 \times b \times d \times Ft_{28})}{F_e}$$

**12.3.3- NOTE DE CALCUL :****- Données relatives :**

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression : = 25 MPa.

$f_{t28}$  : Résistance caractéristique du béton à la traction : = 2,1 MPa.

$\gamma_b$  ;  $\gamma_s$  : Coefficients de sécurité.

**-Définitions :**

$M'$ ,  $N'$  : les efforts au centre de gravité de la fondation.

$$M' = H \times V \quad \text{et} \quad N' = N + N^*$$

$H$  : hauteur total d'ancrage.

$N$  ;  $V$  : les efforts internes au pied du poteau.

**-Les efforts internes :**

Les efforts internes à la base des poteaux dus aux différentes sollicitations sont obtenus par l'analyse de la structure en utilisant le logiciel « ROBOT 2017 » et « RDM6 ». Ces efforts sont donnés dans les chapitres (l'étude des portiques, stabilité et contreventement

**-Effort à la base de fondation :**

$N^*$  : Poids de la structure qui revient à la semelle sous la palée de stabilité y compris la dalle flottante, le poids des longrines, le poids des terres au-dessus de la fondation, le poids du fut ainsi que le poids de la maçonnerie.

$N_1$  : poids propre de la maçonnerie.  $N_2$  : poids des longrines.

$N_3$  : poids de la semelle + les fûts + les terres + la dalle flottante.  $N_4$  : surcharge de stockage.

**12.3.3.1-SEMELLES SOUS POTELETS :**

Les efforts que doit transmettre le potelet à la fondation sont :  $N=32,18$  KN.  $V=48,62$  KN.

(Ch. IV. Eléments secondaires).

Supposons un coffrage des semelles pour évaluer les charges permanentes agissantes sur la fondation entre autre le poids de terre.

soit une semelle carrée :

$$A = B = 1,4 \text{ m}$$

$$a = b = 0,4 \text{ m}$$

$$H = 1 \text{ m}$$

$$d \geq \max \begin{cases} \frac{A-a}{2} = \frac{1,4-0,4}{2} = 0,25 \text{ m} \\ \frac{B-b}{2} = \frac{1,4-0,4}{2} = 0,25 \text{ m} \end{cases}$$

On prend  $d = 0,25$  m ;  $h = 10/9d = 0,28$  m , On prend  $h = 0,3$  m

ELU	ELS
$N^* = 1,35(N_1+N_2+N_3)+1,5 \times 0,87N_4$	$N^* = N_1+N_2+N_3+0,87N_4$
$N^* = 81,123 \text{ KN}$	$N^* = 59,23 \text{ KN}$

• **Efforts internes:**

**Tableau 12.4:** efforts internes et condition de soulèvement sous potelet.

Etats	N (KN)	V (KN)	M' (KN.m)	N' (KN)	e <sub>0</sub> (m)	>B/6 (m)	Soulèvement
ELU	32,18	48,62	48,62	113,3	0,43	0,23	Oui
ELS	23,84	32,41	32,41	83,08	0,39	0,23	Oui

- **Condition de résistance du sol :**

$$\bar{\sigma}_3 \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

- ELU :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 320 \text{ Kpa}$$

$$A = 1,4 \text{ m} \geq \left( \frac{2 \times N'}{3 \times \bar{\sigma}_{sol} \times \left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \right) = \left( \frac{2 \times 113,3}{3 \times 320 \times \left(\frac{1,4}{2} - 0,43\right)} \right) = 0,87 \text{ m}$$

- ELS :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ Kpa}$$

$$A = 1,4 \text{ m} \geq \left( \frac{2 \times N'}{3 \times \bar{\sigma}_{sol} \times \left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \right) = \left( \frac{2 \times 83,03}{3 \times 250 \times \left(\frac{1,4}{2} - 0,39\right)} \right) = 0,71 \text{ m}$$

• **Ferrailage :**

Etats	$\sigma_3$ (KPa)	$\sigma$ (KPa)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	Ax (cm <sup>2</sup> )	Ay (cm <sup>2</sup> )
ELU	199,82	76,47	12,09	29,81	1,39	7,81
ELS	127,62	59	8,16	18,33	1,97	11,87

• **Condition de non fragilité:**

$$A_{CNF} = \frac{(0,23 \times b \times d \times Ft_{28})}{Fe} = \frac{(0,23 \times 1,4 \times 0,25 \times 2,1)}{400} = 4,23 \text{ cm}^2$$

• **Ferrailage à adopter :**

$$A_x = \max(A_{xu} ; A_{xser} ; A_{cnf}) = 4,23 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \max(A_{yu} ; A_{yser} ; A_{cnf}) = 11,87 \text{ cm}^2$$

X-X → 9T8 espacée de 15 cm

Y-Y → 8T14 espacée de 15 cm

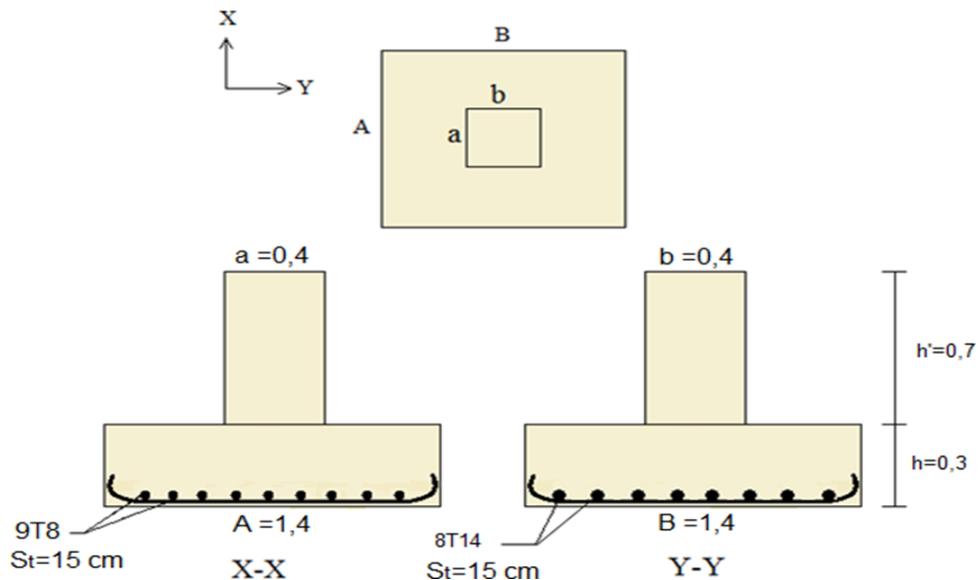


Figure 12.2 : ferrailage sous potelet.

**12.3.3.2- SEMELLE SOUS POTEAU :**

soit une semelle carrée:

$$A = B = 3 \text{ m}$$

$$a = b = 1 \text{ m}$$

$$H = 2 \text{ m} \quad d \geq \max \left\{ \begin{aligned} \frac{A-a}{4} &= \frac{3-1}{4} = 0,5\text{m} \\ \frac{B-b}{4} &= \frac{3-1}{4} = 0,5\text{m} \end{aligned} \right.$$

On prend  $d = 0,5 \text{ m}$  ;  $h = 10/9d = 0,55\text{m}$  , On prend  $h = 0,6 \text{ m}$

$$N1 = \rho_{br} \times e_{pbr} \times B \times h_{br} = 900 \times 0,25 \times 3 \times 1 = 6,75\text{Kn}$$

$$N2 = h_{long} \times b_{long} \times \rho_{b\acute{e}ton} \times B = 0,3 \times 0,25 \times 2500 \times 3 = 5,63\text{Kn}$$

$$N3 = 13500 + 3500 + 20160 + 3375 = 405,35 \text{ Kn}$$

avec :  $\rho_{sol} = 1800 \text{ kg/m}^3$

$$N4 = A \times B \times 450 = 40,50 \text{ Kn}$$

ELU	ELS
$N^* = 1,35(N1+N2+N3) + 1,5 \times 0,87N4$	$N^* = N1+N2+N3 + 0,87N4$
$N^* = 616,78 \text{ KN}$	$N^* = 452,96\text{KN}$

**A- bloc industriel :**

➤ sans palée de stabilité :

• **Efforts sous Poteau:**

Etats	Situations	M (KN.m)	N (KN)	V (KN)	N* (KN)
ELU	SDT	198,250	193,120	52,460	616,781
	SA	111,600	5,490	20,320	452,960

ELS	SDT	139,275	74,614	31,153	452,960
-----	-----	---------	--------	--------	---------

**Tableau12.5-** condition de soulèvement sous poteau(A/sans palée).

Etats	Situations	M' (KN.m)	N' (KN)	e <sub>0</sub> (m)	>B/6 (m)	soulèvement
ELU	SDT	104,92	809,9	0,374	0,5	Non
	SA	40,64	458,45	0,245		Non
ELS	SDT	62,306	527,12	0,382		Non

- **Ferraillage sous poteau:**

Etats	Situations	$\sigma_1$ (KPa)	$\sigma_2$ (KPa)	$\sigma$ (KPa)	M <sub>x</sub> (KN.m)	M <sub>y</sub> (KN.m)	A <sub>x</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>y</sub> (cm <sup>2</sup> )	X (m)
ELU	SDT	157,360	22,618	112,45	134,984	213,583	7,811	12,407	1
	SA	102,972	35,310	80,42	103,712	143,182	5,205	7,196	1
ELS	SDT	103,415	13,824	73,55	87,929	140,191	10,580	16,869	1

- **Condition de résistance du sol :**

- **Cas de non soulèvement:**

$$\text{ELU : } A \times B = 9m \geq \frac{809,9}{320} \left( 1 + \frac{3 \times 0,374}{3} \right) = 3,48 m$$

$$\text{ELS : } A \times B = 9m \geq \frac{527,12}{250} \left( 1 + \frac{3 \times 0,382}{3} \right) = 2,91 m$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{CNF} = \frac{(0,23 \times b \times d \times Ft_{28})}{Fe} = \frac{(0,23 \times 3 \times 0,5 \times 2,1)}{400} = 18,11 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage à adopter :**

$$A_x = \max (A_{xu} ; A_{xser} ; A_{cnf}) = 18,11 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \max (A_{yu} ; ; A_{CNF}) = 18,11 \text{ cm}^2$$

X-X → 10T16 espacée de 30 cm

Y-Y → 10T16 espacée de 30 cm

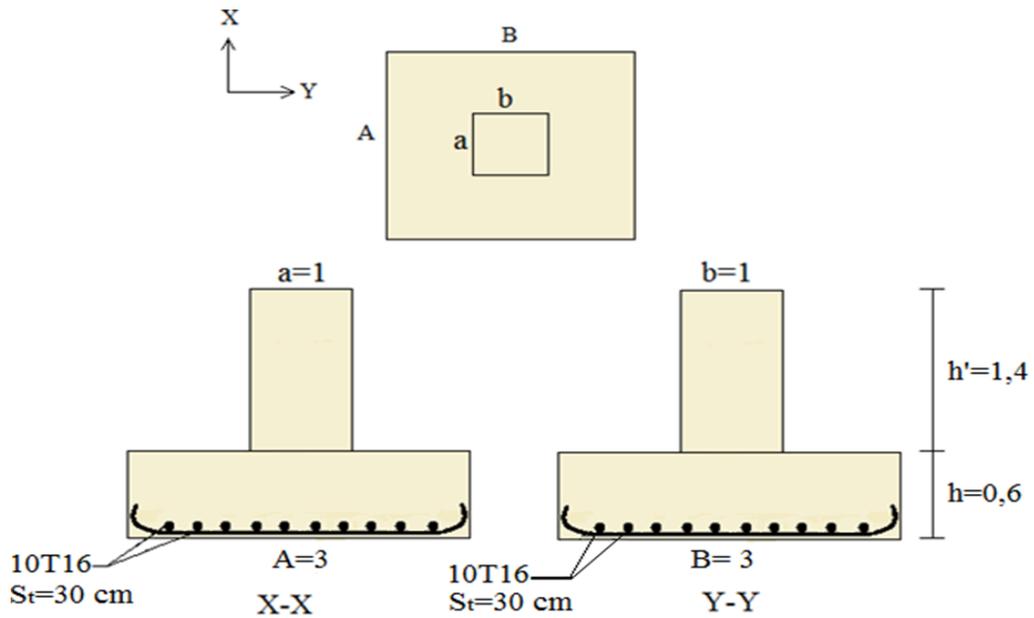


Figure 12.3 :ferrailage sous poteau (bloc industriel/sans palée).

- avec palée de stabilité

Soit une semelle carrée :

$$A = B = 3,2 \text{ m}$$

$$a = b = 1 \text{ m}$$

$$H = 2 \text{ m} \quad d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} = \frac{3,2-1}{4} = 0,55\text{m} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{3,2-1}{4} = 0,55\text{m} \end{array} \right.$$

On prend  $d = 0,6 \text{ m}$  ;  $h = 10/9d = 0,67\text{m}$  , On prend  $h = 0,7 \text{ m}$

Etats	Situations	M (KN.m)	N (KN)	V (KN)	N* (KN)
ELU	SDT	198,250	103,510	52,460	707,481
	SA	111,600	5,490	20,320	519,606
ELS	SDT	139,275	74,614	31,153	519,606

Tableau 12.6 : condition de soulèvement sous poteau(A/avec palée).

Etats	Situations	M' (KN.m)	N' (KN)	e <sub>0</sub> (m)	>B/6 (m)	soulèvement
ELU	SDT	303,170	606,251	0,500	0,53	Non
	SA	152,240	605,901	0,251		Non
ELS	SDT	201,581	442,561	0,455		Non

• **Ferrailage sous poteau:**

Situations	Ferrailage X-X									
	$\sigma_1$ (KPa)	$\sigma_2$ (KPa)	$\sigma$ (KPa)	$\sigma_3$ (KPa)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	Ax (cm <sup>2</sup> )	Ay (cm <sup>2</sup> )	X (m)	B' (m)
SDT	114,71	3,692	76,55	/	114,61	197,45	5,51	9,520	1,1	/
SA	87,05	31,294	67,881	/	114,53	156,15	4,79	6,530	1,1	/
SDT	80,13	6,31	54,753	/	83,672	138,75	8,390	13,91	1,1	/

• **Efforts ramenés par la palée de stabilité:**

$N_{Dg}$  : effort transmis de la palée au poteau

$$N = N_{Dg} \times \cos \alpha$$

$$V = N_{Dg} \times \sin \alpha$$

tel que  $\alpha = 51,71^\circ$

Etats	Situations	$N_{Dg}$ (KN)	N(KN)	V(KN)
ELU	SDT	260,850	204,740	161,630
	SA	172,800	107,070	135,630
ELS	SDT	193,222	151,659	119,726

**Tableau 12.7** : condition de soulèvement sous poteau(A/diagonales).

Etats	Situations	M'(KN.m)	N'(KN)	$e_0$ (m)	> B/6 (m)	soulèvement
ELU	SDT	323,260	912,221	0,354	0,53	Non
	SA	271,260	814,551	0,333		Non
ELS	SDT	239,452	671,265	0,357		Non

• **Ferrailage :**

Etats	Situations	$\sigma_1$ (KPa)	$\sigma_2$ (KPa)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	Ax (cm <sup>2</sup> )	Ay (cm <sup>2</sup> )	X (m)
ELU	SDT	148,275	29,893	172,467	260,799	8,308	12,598	1,1
	SA	129,215	29,877	154,001	228,124	6,440	9,557	1,1
ELS	SDT	109,398	21,708	126,911	192,342	12,726	19,287	1,1

- **Condition de résistance du sol :**

• **Cas de non soulèvement:**

ELU :  $A \times B = 10,24 \text{ m} \geq \frac{912,22}{320} \left( 1 + \frac{3 \times 0,354}{3,2} \right) = 3,4 \text{ m}$

ELS :  $A \times B = 10,24 \text{ m} \geq \frac{671,265}{250} \left( 1 + \frac{3 \times 0,357}{3,2} \right) = 3,58 \text{ m}$

• **Condition de non fragilité:**

$A_{CNF} = \frac{(0,23 \times b \times d \times F_{t28})}{F_e} = \frac{(0,23 \times 3,2 \times 0,6 \times 2,1)}{400} = 23,18 \text{ cm}^2$

• **Ferraillage à adopter :**

$A_x = \max(A_{xu} ; A_{xser} ; A_{cnf}) = 23,18 \text{ cm}^2$

$A_y = \max(A_{yu} ; A_{yser} ; A_{CNF}) = 23,18 \text{ cm}^2$

X-X → 12T16 espacée de 25 cm

Y-Y → 12T16 espacée de 25 cm

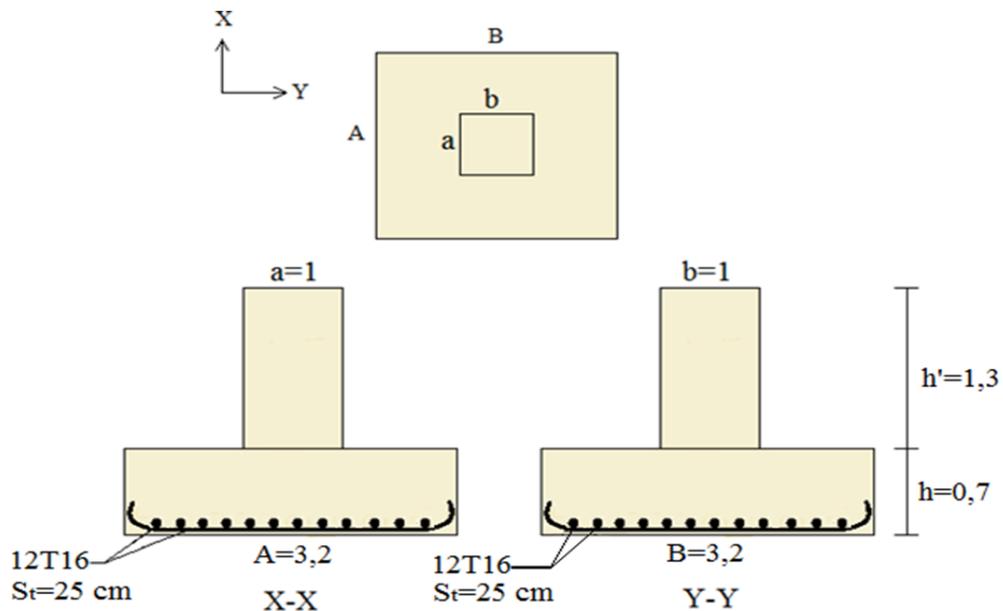


Figure 12.4 : ferraillage sous poteau (bloc industriel/avec palée).

**B- bloc administrative :**

➤ **sans palée de stabilité :**

Soit une semelle carrée :

$A = B = 3 \text{ m}$

$a = b = 1 \text{ m}$

$H = 2 \text{ m}$

$$d \geq \max \left\{ \begin{aligned} \frac{A-a}{4} &= \frac{3-1}{4} = 0,5 \text{ m} \\ \frac{B-b}{4} &= \frac{3-1}{4} = 0,5 \text{ m} \end{aligned} \right.$$

On prend  $d = 0,5 \text{ m}$  ;  $h = 10/9d = 0,55 \text{ m}$  , On prend  $h = 0,6 \text{ m}$

- **Efforts sous Poteau:**

Etats	Situations	M (KN.m)	N(KN)	V(KN)	N*(KN)
ELU	SDT	78,300	737,480	53,850	616,781
	SA	129,040	48,180	50,630	452,960
ELS	SDT	56,000	536,610	45,180	452,960

**Tableau 12.8** : condition de soulèvement sous poteau(B/sans palée).

Etats	Situations	M' (KN.m)	N'(KN)	e <sub>0</sub> (m)	>B/6 (m)	soulèvement
ELU	SDT	107,7	1354,261	0,137	0,5	Non
	SA	101,26	501,14	0,346		Non
ELS	SDT	90,360	989,570	0,148		Non

- **Ferrailage sous poteau:**

Etats	Situations	$\sigma_1$ (KPa)	$\sigma_2$ (KPa)	$\sigma$ (KPa)	M <sub>x</sub> (KN.m)	M <sub>y</sub> (KN.m)	A <sub>x</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>y</sub> (cm <sup>2</sup> )	X (m)
ELU	SDT	191,7	109,14	164,18	225,63	273,79	13,119	15,959	1
	SA	94,21	22,707	90,944	118,04	87,69	5,564	8,580	1
ELS	SDT	142,5	77,428	164,19	164,95	224,16	19,846	24,412	1

➤ **avec palée de stabilité :**

- **Efforts sous Poteau:**

Etats	Situations	M (KN.m)	N(KN)	V(KN)	N*(KN)
ELU	SDT	78,30	737,48	53,85	616,78
	SA	129,04	48,18	50,63	452,96
ELS	SDT	56,00	536,61	45,18	452,96

**Tableau 12.9-** condition de soulèvement sous poteau(B/avec palée).

Etats	Situations	M' (KN.m)	N'(KN)	e <sub>0</sub> (m)	>B/6 (m)	soulèvement
ELU	SDT	186,00	987,26	0,19	0,5	Non
	SA	230,30	307,47	0,75		Oui
ELS	SDT	146,36	717,72	0,20		Non

• **Ferrailage sous poteau :**

Etats	Situations	σ <sub>1</sub> (KPa)	σ <sub>2</sub> (KPa)	σ (KPa)	σ <sub>3</sub> (KPa)	M <sub>x</sub> (KN.m)	M <sub>y</sub> (KN.m)	A <sub>x</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>y</sub> (cm <sup>2</sup> )	X (m)	B' (m)
ELU	SDT	151,38	68,362	123,71	/	164,81	213,24	9,536	12,359	1,000	/
	SA	/	/	50,61	91,1	106,3	116,41	2,820	3,089	1,000	0,75
ELS	SDT	111,552	47,222	90,12	/	119,08	156,61	14,394	18,960	1,000	/

• **Efforts ramenés par la palée de stabilité:**

Etats	Situations	N <sub>Dg</sub> (KN)	N(KN)	V(KN)
ELU	SDT	421,830	261,38	331,09
	SA	410,900	254,61	322,51
ELS	SDT	312,467	193,62	245,25

**Tableau 12.10 :** condition de soulèvement sous poteau(B/diagonales).

Etats	Situations	M'(KN.m)	N'(KN)	e <sub>0</sub> (m)	> B/6 (m)	soulèvement
ELU	SDT	662,18	878,16	0,42	0,5	Non
	SA	645,02	707,57	0,42		Non
ELS	SDT	490,5	646,58	0,43		Non

• **Ferrailage :**

Etats	Situations	σ <sub>1</sub> (KPa)	σ <sub>2</sub> (KPa)	σ (KPa)	M <sub>x</sub> (KN.m)	M <sub>y</sub> (KN.m)	A <sub>x</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>y</sub> (cm <sup>2</sup> )	X (m)
ELU	SDT	179,53	16,873	125,31	147,3	242,19	9,502	15,834	1
	SA	144,66	18,212	102,51	122,154	195,92	8,167	13,503	1
ELS	SDT	132,19	12,063	92,15	108,19	178,27	14,536	24,148	1

- Condition de résistance du sol :

• Cas de soulèvement :

$$\bar{\sigma}_3 \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

ELU :  $\bar{\sigma}_{sol} = 320 \text{ Kpa}$

$$A = 3 \text{ m} \geq \left( \frac{2 \times N_f}{3 \times \bar{\sigma}_{sol} \times \left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \right) = \left( \frac{2 \times 307,42}{3 \times 320 \times \left(\frac{3}{2} - 0,75\right)} \right) = 0,85 \text{ m}$$

• Cas de non soulèvement :

ELU :  $A \times B = 9 \text{ m} \geq \frac{878,16}{320} \left( 1 + \frac{3 \times 0,42}{3} \right) = 3,9 \text{ m}$

ELS :  $A \times B = 9 \text{ m} \geq \frac{646,58}{250} \left( 1 + \frac{3 \times 0,42}{3} \right) = 2,9 \text{ m}$

• Condition de non fragilité:

$$A_{CNF} = \frac{(0,23 \times b \times d \times Ft_{28})}{Fe} = \frac{(0,23 \times 3 \times 0,5 \times 2,1)}{400} = 18,11 \text{ cm}^2$$

• Ferrailage à adopter :

$$A_x = \max(A_{xu} ; A_{xser} ; A_{cnf}) = 18,11 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \max(A_{yu} ; A_{yser} ; A_{CNF}) = 24,15 \text{ cm}^2$$

X-X → 10T16 espacée de 30 cm

Y-Y → 12T16 espacée de 25 cm

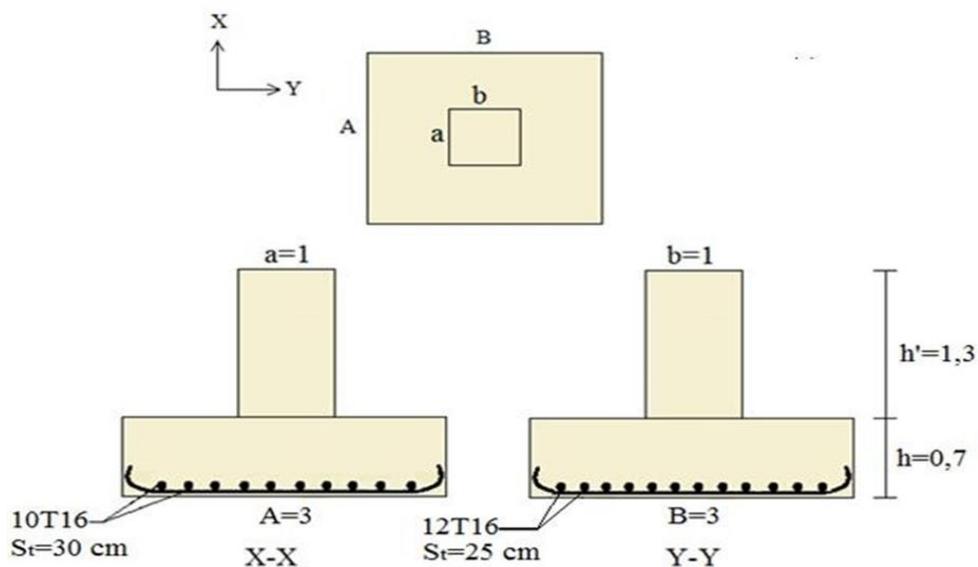


Figure 12.5- ferrailage sous poteau (bloc administratif).

12.3.3.3-SEMELLE COMMUNE ENTRE LES DEUX BLOCS :

soit une semelle rectangulaire tell que :

$$A = 2 \text{ m} ; B = 4 \text{ m}$$

$$a = 1 \text{ m} ; b = 2 \text{ m}$$

$$H = 2 \text{ m}$$

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} = \frac{2-1}{4} = 0,25 \text{ m} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{4-2}{4} = 0,5 \text{ m} \end{array} \right.$$

On prend  $d = 0,5 \text{ m}$  ;  $h = 10/9d = 0,556 \text{ m}$  ,

On prend  $h = 0,6 \text{ m}$

$N1 = 9 \text{ kn}$

$N2 = 7,5 \text{ kn}$

$N3 = 12000 + 7000 + 15120 + 3000 = 278,98 \text{ kn}$

$N4 = 36 \text{ kn}$

ELU	ELS
$N^* = 1,35(N1+N2+N3)+1,5 \times 0,87N4$	$N^* = N1+N2+N3+0,87N4$
$N^* = 445,88 \text{ KN}$	$N^* = 326,8 \text{ KN}$

• **Efforts sous Poteau:**

Etats	Situations	M (KN.m)	N (KN)	V (KN)	N* (KN)
ELU	SDT	276,55	930,6	106,31	445,88
	SA	240,64	53,67	70,95	326,8
ELS	SDT	195,28	611,224	76,33	326,8

**Tableau 12.11** : condition de soulèvement sous poteau(semelle commune).

Etats	Situations	M' (KN.m)	N' (KN)	$e_0$ (m)	$>B/6$ (m)	soulèvement
ELU	SDT	212,62	1376,48	0,324	0,67	Non
	SA	141,09	380,47	0,606		Non
ELS	SDT	152,66	938,02	0,336		Non

• **Ferrailage:**

Etats	Situations	$\sigma_1$ (KPa)	$\sigma_2$ (KPa)	$\sigma$ (KPa)	$M_x$ (KN.m)	$M_y$ (KN.m)	$A_x$ (cm <sup>2</sup> )	$A_y$ (cm <sup>2</sup> )	X (m)
ELU	SDT	255,68	96,78	235,89	88,12	249,08	5,46	15,99	0,5
	SA	90,79	7,16	80,34	24,49	87,31	1,98	7,29	0,5
ELS	SDT	176,35	64,13	162,32	60,12	171,67	7,78	22,76	0,5

- **Condition de résistance de sol :**

• **Cas de non soulèvement :**

$$\text{ELU : } A \times B = 8 \text{ m} \geq \frac{1376,48}{320} \left( 1 + \frac{3 \times 0,324}{4} \right) = 5,35 \text{ m}$$

$$\text{ELS : } A \times B = 9 \text{ m} \geq \frac{938,02}{250} \left( 1 + \frac{3 \times 0,336}{4} \right) = 3,67 \text{ m}$$

• **Condition de non fragilité:**

$$A_{CNF} = \frac{(0,23 \times b \times d \times Ft_{2B})}{Fe} = \frac{(0,23 \times 4 \times 0,5 \times 2,1)}{400} = 24,15 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage à adopter :**

$$A_x = \max(A_{xu} ; A_{xser} ; A_{cnf}) = 24,15 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \max(A_{yu} ; A_{yser} ; A_{CNF}) = 24,15 \text{ cm}^2$$

X-X → 8T20 espacée de 25 cm

Y-Y → 14T16 espacée de 28 cm

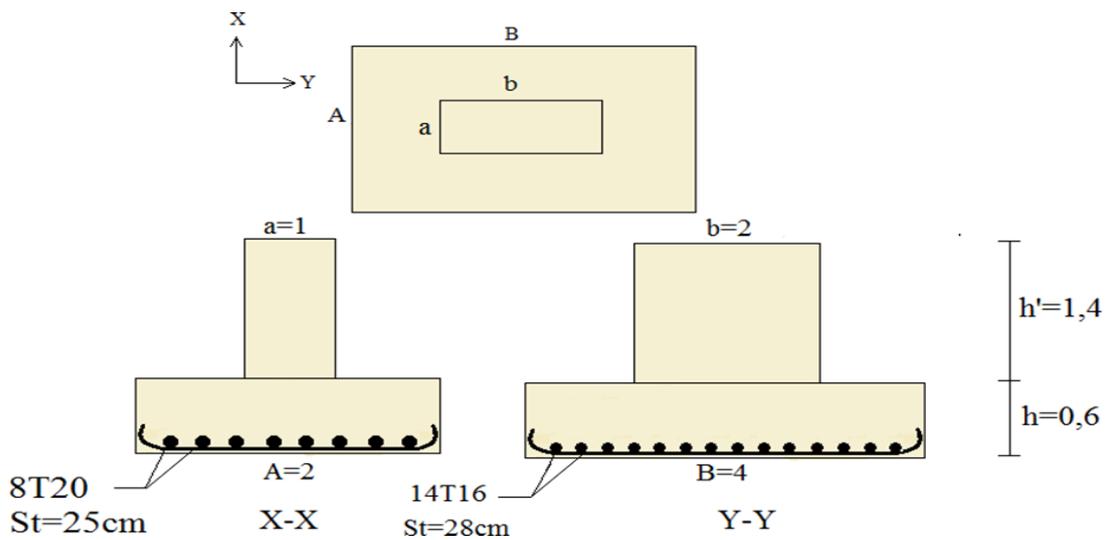


Figure 12.6 : ferraillage de la semelle commune.

**12.3.3.4-CALCUL DU FERRAILLAGE DES FUTS DES PIEDS POTEAUX :**

Nous avons pris le ferraillage minimal du RPA99 ver 2003 qui exige un pourcentage de 0.9B utilisé comme des aciers longitudinaux.

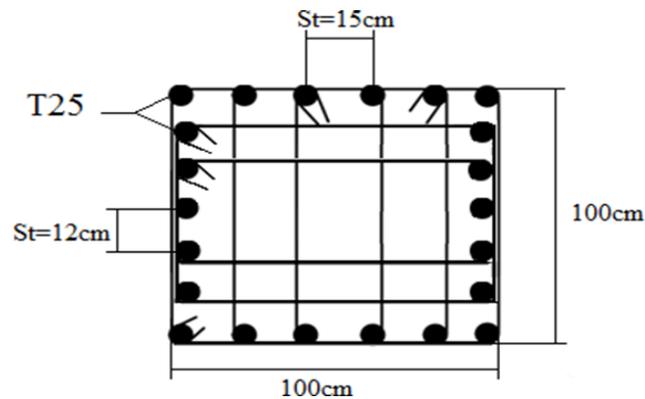
Le ferraillage est donné dans le tableau suivant :

Tableau 12.12- Ferraillage des futs des pieds poteaux.

fûts	Dimension (m)	Section (m <sup>2</sup> )	Pourcentage %	As (cm <sup>2</sup> )	Nombre des barres
Sous poteau	1X1	1	0.9	100	12T25+10T25
Sous potelet	0.4x0.4	0.16		16	8T16

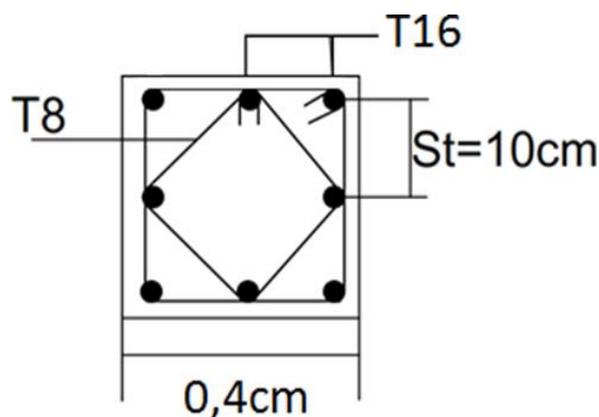
- **Croquis de ferrailage:**

- Sous poteau :  $(100 \times 100) \text{cm}^2$



**Figure 12.7-** ferrailage du fût sous poteau.

- Sous potelets :  $(40 \times 40) \text{cm}^2$



**Figure 12.8 :** ferrailage du fût sous potelet.

### 12.3.3.5-LONGRINE :

Pour éviter tout déplacement et empêcher le tassement différentiel entre les semelles ces dernières doivent être chaînées par des longrines.

Les longrines sont prévues entre les semelles dans les deux sens du hangar, elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \quad \text{pour les sols meubles. (RPA99 ; art 10.1.1 ; page 79 )}$$

N : Valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site à considérer. Zone III, site :  $S_3 \rightarrow \alpha = 10$  donnée par le (RPA99 ; Tableau 10.1 ; P79)

- **Dimensionnement:**

D'après le (RPA99 ; art 10.1.1 ), pour le site « S3 » :  $(a \times b) \geq (25 \times 30) \text{cm}^2$ ,

Avec : a et b dimensions des longrines On prend une poutre de  $(25 \times 30) \text{cm}^2$ .

• **Ferraillage longitudinal :**

$$d = \frac{9}{10} \times h = \frac{9}{10} \times 30 = 27 \text{ c}$$

Etats	Situations	N (KN)	F (KN)	Condition	A (cm <sup>2</sup> )
ELU	SDT	1380,89	138,089	> 20	3,97
	SA	682,083	68,2083		1,71
ELS	SDT	1011,21	101,121		5,02

• **Condition de non fragilité:**

$$A_{cnf} = 0,23 \times d \times b \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 0,27 \times 0,25 \times \frac{2,1}{400} = 0,81 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage minimum:**

$$A_{min} = 0,6\% \times b \times h = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2 \text{ (RPA99, P79).}$$

• **Ferraillage à adopter:**

$$A_s = \max ( A_u ; A_{ser} ; A_{cnf} ; A_{min} )$$

$$A_s = \max ( 5,02 ; 3,97 ; 0,81 ; 4,5 )$$

$$A_s = 5,02 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage transversale :**

on prendra des cadres de T8 comme armature transversal.

$$St = \min \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ 15\phi = 15 \times 1 = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

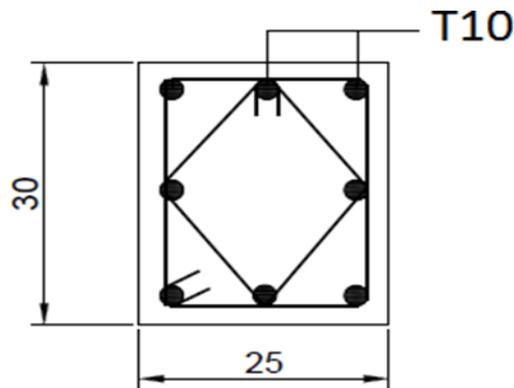


Figure 12.9 : ferraillage de longrine.

**12.4-CONDITION DE NON CHEVAUCHEMENT DES SEMELLES :**

$$\sum surface_{semelles} < \frac{2}{3} \sum surface_{totales}$$

$$Surface_{totales} = L \times b = 86 \times 18 = 1548 \text{ m}^2$$

$$Surface_{semelles} = 26 \times (2,5 \times 2,5) + 8 (1,4 \times 1,4) + 4 (4 \times 2) = 210,18 \text{ m}^2$$

$$\sum surface_{semelles} = 210,18 \text{ m}^2 < \frac{2}{3} \sum surface_{totales} = \frac{2}{3} \times 1548 = 1032 \text{ m}^2 \quad \text{vérifiée}$$

**12.5-STABILITE AU RENVERSEMENT :**

Après avoir dimensionné et vérifié chaque élément de la structure, il faut s'assurer de la stabilité globale du bâtiment.

**Sous V4 (Le cas le plus défavorable)**

( Voir APPENDICE D.1 )

$$Z_G = \frac{\sum R_{hi} \times Z_i}{\sum R_{hi}} = 4,96 \text{ m} \quad Y_G = \frac{\sum R_{vi} \times y_i}{\sum R_{vi}} = 43 \text{ m}$$

$$X_G = \frac{\sum R_{vi} \times X_i}{\sum R_{vi}} = 8,56 \text{ m}$$

**❖ Moment stabilisant:**

$$W_T = 3974,26 \text{ kn} ; Z_G = 4,96 \text{ m} ; Y_G = 43 \text{ m} ; X_G = 8,56 \text{ m}$$

$$M_S = W_T \times X_G + R_h^{F1} \times Z_{F1} + R_h^{F2} \times Z_{F2} + R_h^G \times Z_G + R_h^H \times Z_H$$

$$M_S = 3974,26 \times 8,56 - 1,84 \times 10,11 - 1,84 \times 10,11 - 20,31 \times 10,11 - 50 \times 10,56$$

$$M_S = 33249,13 \text{ kn.m}$$

**❖ Moment renversant:**

$$R_x = R_h = \sum R_{hi} = 616,8 \text{ kn}$$

$$R_v = \sum R_{vi} = 1408,47 \text{ kn}$$

$$R_y = 0$$

$$M_{rx} = 1,5 ( R_v \times ( 18 - X_G ) + R_x \times Z_G )$$

$$M_{rx} = 1,5 ( 1408,47 \times ( 18 - 8,56 ) + 616,8 \times 4,96 )$$

$$M_{rx} = 24532,93 \text{ kn.m}$$

$$M_{ry} = 0$$

$$M_S = 33249,13 \text{ kn.m} > M_{rx} = 24532,93 \text{ kn.m}$$

**La structure est stable vis-à-vis du renversement**

# **CONCLUSION**

---

## CONCLUSION

La réalisation du présent mémoire a été une occasion pour nous d'utiliser et d'approfondir les connaissances théoriques acquises durant le cycle de formation de l'ingénieur, et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul et règlements régissant le domaine étudié.

Cette première expérience nous a permis de connaître les principales étapes de l'étude d'une structure en charpente métallique, et de conclure que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique, mais aussi sur sa concordance avec le cas réel.

De plus, l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Aussi, il est important de mentionner que beaucoup reste à faire pour enrichir nos connaissances, et seul le travail continu et la volonté de recherche pourront nous aider à atteindre tous les objectifs tracés.

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail soit un bon support pour les promotions à venir, et nous tenons à leur dire que la conception c'est la base d'un projet de fin d'études bien réalisé.

## **REGLEMENTS :**

- \* DTR.BC.2.47 Règles Neige et vent « RNV2013»
- \* DTR.BC.2.44 Règles de conception des structures en acier « CCM97»
- \* DTR.BC.2.48 Règles Parasismique Algériennes « RPA99/Version2003»
- \* DTR.BC.2.41 Règles de conception et de calcul des structures en Béton armé «C.B.A93 ».
- \* Calcul des structures en béton armé «B.A.E.L.91».

## **Cours :**

- \* Cours de charpente métallique : Mr.MENADI ( USDB)
- \* Cours de bâtiment : Mr. ZAHAF(USDB).
- \* Cours de génie parasismique : Mr. TALEB ( USDB)

## **Logiciels :**

- \* AutoCAD2019.
- \* Autodesk Robot Structural Analysais Professional 2019
- \* Microsoft office2007.

## **Mémoires :**

- \* Etude d'un bâtiment métallique composé d'un bloc à usage de bureau et d'un bloc à usage industriel, réalisé par : (YAHIAOUI MOHAMED FOUAD et AMMARI MOHAMEDSALAH)
- \* Calcul d'une structure métallique à usage de bureaux industriel équipé d'un pont roulant d'une capacité de 5 tonnes, réalisé par :(CHEKHCHOUKHOHAMED AKREM et KARAMOHAMED)

# **APPENDICES**

---

**APPENDICE A : STABILITE ET CONTREVENTMENT .**

On détermine les efforts dus au vent l'aide du logiciel « **RDM6** », qui nous donnent les résultats qui sont indiqués dans le tableau suivant

**Tableau A.1** : Les efforts dus au vent V1 sur les pannes poutre 1.

Pannes	Effort de traction (kN)	Effort de compression (kN)
P1	-	23,1
P2	-	5,07
P3	0,16	-
P4	-	5,07
P5	-	23,1

**Tableau A.2** : Les efforts dus au vent V1 sur les diagonales poutre 1.

Diagonales	Effort de traction (kN)	Effort de compression (kN)
D1	12,67	-
D2	-	27,15
D3	-	0,088
D4	-	4,35
D5	-	4,35
D6	-	0,088
D7	-	27,15
D8	12,67	-

**Tableau A.3** : Les efforts dus au vent V3 sur les pannes poutre 2.

Pannes	Effort de traction (kN)	Effort de compression (kN)
P1	-	51,32
P2	-	13,07
P3	6,04	-
P4	-	13,07
P5	-	51,32

**Tableau A.4** :Les efforts dus au vent V3 sur les diagonales poutre 2.

Diagonales	Effort de traction (kN)	Effort de compression (kN)
D1	22,75	-
D2	-	55,27
D3	-	3,38
D4	-	3,38
D5	-	3,38
D6	-	3,38
D7	-	55,27
D8	22,75	-

**Tableau A.5** : Les efforts dus au vent V4 sur les pannes poutre 1.

Pannes	Effort de traction (kN)	Effort de compression (kN)
P1	25,78	-
P2	5,67	-
P3	-	0,41
P4	5,56	-
P5	24,77	-

**Tableau A.6** : Les efforts dus au vent V4 sur les diagonales poutre 1.

Diagonales	Effort de traction (kN)	Effort de compression (kN)
D1	-	13,57
D2	29,66	-
D3	0,37	-
D4	4,39	-
D5	4,59	-
D6	0,087	-
D7	29,56	-
D8	-	13,67

**Tableau A.7** : Les efforts dus au vent V4 sur les pannes poutre 2.

Pannes	Effort de traction (kN)	Effort de compression (kN)
P1	61,48	-
P2	12,34	-
P3	-	1,33
P4	12,37	-
P5	58,8	-

**Tableau A.8** : Les efforts dus au vent V4 sur les diagonales poutre 2.

Diagonales	Effort de traction (kN)	Effort de compression (kN)
D1	-	29,09
D2	66,65	-
D3	0,89	-
D4	9,2	-
D5	9,5	-
D6	0,6	-
D7	65,87	-
D8	-	29,5

## APPENDICE B :ETUDE DES PORTIQUES

## B.1-PRESENTATION DES ACTIONS SUR LE PORTIQUE :

## A- Portique de l'aile industrielle :

Tableau B.1-Les actions sur le portique de l'aile industriel sous G et S.

Eléments	B/N	Sous G			Sous S		
		N (kN)	V(kN)	M(kN.m)	N (kN)	V(kN)	M(kN.m)
poteau 1	01/01	56,07	-11,47	72,91	0,83	-0,31	1,95
	01/02	72,06	-11,47	-41,61	0,83	-0,31	-1,11
traverse 1	02/02	14,48	29,56	-72,91	0,39	0,79	-1,95
	02/03	11,41	-1,14	55,63	0,39	-0,04	1,47
traverse 2	03/03	11,41	1,14	55,63	0,39	0,04	1,47
	03/04	14,48	-29,56	-72,91	0,39	-0,79	-1,95
poteau 2	04/04	56,07	11,47	-72,91	0,83	0,31	-1,95
	04/05	72,06	11,47	41,61	0,83	0,31	1,11
corbeau 1	05/06	0	0,76	-0,19	0	0	0
	05/07	0	0	0	0	0	0
corbeau 2	06/08	0	0	0	0	0	0
	06/09	0	-0,76	-0,19	0	0	0

Tableau B.2-Les actions sur le portique de l'aile industriel sous V1 et V2.

Eléments	B/N	Sous V1			Sous V2		
		N (kN)	V(kN)	M(kN.m)	N (kN)	V(kN)	M(kN.m)
poteau 1	01/01	-2,66	0,72	-6,26	16,75	-11,86	54,97
	01/02	-2,66	1,42	4,46	16,75	-13,05	-69,56
traverse 1	02/02	-0,98	-2,58	6,26	13,47	15,49	-54,97
	02/03	-0,98	0,1	-4,96	13,47	0,81	13,24
traverse 2	03/03	-0,98	-0,1	-4,96	13,04	3,46	13,24
	03/04	-0,98	2,58	6,26	13,04	-6,76	-1,72
poteau 2	04/04	-2,66	-0,72	6,26	8,03	12,3	-1,72
	04/05	-2,66	-1,42	-4,46	8,03	-30,04	-90,4
corbeau 1	05/06	0	0	0	0	0	0
	05/07	0	0	0	0	0	0
corbeau 2	06/08	0	0	0	0	0	0
	06/09	0	0	0	0	0	0

APPENDICE B

**Tableau B.3-**Les actions sur le portique de l'aile industriel sous V2- et V3.

Eléments	B/N	Sous V2-			Sous V3		
		N (kN)	V(kN)	M(kN.m)	N (kN)	V(kN)	M(kN.m)
poteau 1	01/01	-8,77	-2,93	-2,25	-1,98	4,6	-4,72
	01/02	-8,77	-4,12	-37,52	-1,98	-5,8	-10,72
traverse 1	02/02	2,04	-9,02	2,25	-4,77	-1,51	4,72
	02/03	2,04	2,65	-27,82	-4,77	0,48	0,04
traverse 2	03/03	1,48	3,01	-27,82	-4,77	-0,48	0,04
	03/04	1,48	19,19	54,91	-4,77	1,51	4,72
poteau 2	04/04	-18,95	3,38	54,91	-1,98	-4,6	4,72
	04/05	-18,95	-38,96	-122,98	-1,98	5,8	10,72
corbeau 1	05/06	0	0	0	0	0	0
	05/07	0	0	0	0	0	0
corbeau 2	06/08	0	0	0	0	0	0
	06/09	0	0	0	0	0	0

**Tableau B.4-**Les actions sur le portique de l'aile industriel sous V4 et V4-.

Eléments	B/N	Sous V4			Sous V4-		
		N (kN)	V(kN)	M(kN.m)	N (kN)	V(kN)	M(kN.m)
poteau 1	01/01	-19,47	15,6	-27,75	-44,05	24,66	-85,39
	01/02	-19,47	-24,8	-73,71	-44,05	-15,74	-40,8
traverse 1	02/02	-17,46	-17,82	27,75	-28,92	-41,38	85,39
	02/03	-17,46	3,6	-33,99	-28,92	5,76	-76,99
traverse 2	03/03	-17,83	0,07	-33,99	-29,49	-0,08	-76,99
	03/04	-17,83	25,3	80,76	-29,49	51,56	138,14
poteau 2	04/04	-26,95	-15,22	80,76	-54,23	-24,21	138,14
	04/05	-26,95	-18,42	-87,48	-54,23	-27,41	-119,96
corbeau 1	05/06	0	0	0	0	0	0
	05/07	0	0	0	0	0	0
corbeau 2	06/08	0	0	0	0	0	0
	06/09	0	0	0	0	0	0

**Tableau B.5-**Les actions sur le portique de l'aile industriel sous Q1 et Q2.

Eléments	B/N	Sous Q1			Sous Q2		
		N (kN)	V(kN)	M(kN.m)	N (kN)	V(kN)	M(kN.m)
poteau 1	01/01	-0,99	-2,21	-10,44	0	-2,21	-1,5
	01/02	65,25	-2,21	0,61	34,41	-2,21	-6,36
traverse 1	02/02	2,1	-1,21	10,44	2,2	-0,22	1,5
	02/03	2,1	-1,21	-0,49	2,2	-0,22	-0,49
traverse 2	03/03	2,29	-0,77	-0,49	2,2	0,22	-0,49
	03/04	2,29	-0,77	-7,45	2,2	0,22	1,5
	04/04	0,99	2,21	-7,45	0	2,21	1,5

APPENDICE B

	04/05	3,56	2,21	13,34	34,41	2,21	6,36
corbeau 1	05/06	0	66,24	-33,12	0	34,41	-17,2
	05/07	0	66,24	0	0	34,41	0
corbeau 2	06/08	0	-2,57	0	0	-34,41	0
	06/09	0	-2,57	-1,29	0	-34,41	-17,2

**Tableau B.6**-Les actions sur le portique de l'aile industriel sous Q3 et Q4.

Eléments	B/N	Sous Q3			Sous Q4		
		N (kN)	V(kN)	M(kN.m)	N (kN)	V(kN)	M(kN.m)
poteau 1	01/01	0,54	-2,1	3,44	-1,49	-4,05	-16,13
	01/02	63,63	-8,41	-33,98	61,6	2,26	22,9
traverse 1	02/02	2,15	0,33	-3,44	3,88	-1,88	16,13
	02/03	2,15	0,33	-0,47	3,88	-1,88	-0,9
traverse 2	03/03	2,04	0,75	-0,47	4,17	-1,08	-0,9
	03/04	2,04	0,75	6,29	4,17	-1,08	-10,65
poteau 2	04/04	-0,54	2,1	6,29	1,49	4,05	-10,65
	04/05	1,91	-4,21	-21,86	64,58	10,36	46,24
corbeau 1	05/06	6,31	63,09	-31,54	-6,31	63,09	-31,54
	05/07	6,31	63,09	0	-6,31	63,09	0
corbeau 2	06/08	-6,31	-2,45	0	6,31	-63,09	0
	06/09	-6,31	-2,45	-1,22	6,31	-63,09	-31,55

**Tableau B.7**-Les actions sur le portique de l'aile industriel sous Q5.

Eléments	B/N	Sous Q5		
		N (kN)	V(kN)	M(kN.m)
poteau 1	01/01	1,49	-2,1	11,96
	01/02	34,26	-8,41	-40,63
traverse 1	02/02	2,24	1,27	-11,96
	02/03	2,24	1,27	-0,47
traverse 2	03/03	1,94	1,69	-0,47
	03/04	1,94	1,69	14,81
poteau 2	04/04	-1,49	2,1	14,81
	04/05	31,28	-4,21	-28,51
corbeau 1	05/06	6,31	32,77	-16,39
	05/07	6,31	32,77	0
corbeau 2	06/08	-6,31	-32,77	0
	06/09	-6,31	-32,77	-16,38

**B- portique de l'aile administrative :**

APPENDICE B

**Tableau B.8-**Les actions sur le portique de l'aile administratif sous G et S.

Eléments	B/N	Sous G			Sous S		
		N (kN)	V(kN)	M(kN.m)	N (kN)	V(kN)	M(kN.m)
Poteau 1	1/1	454,79	-17,02	19,74	0,87	-0,01	-0,01
	1/2	449,61	-17,02	-38,12	0,87	-0,01	-0,03
Poteau 2	2/2	357,44	-22,11	44,76	0,87	0,17	-0,05
	2/3	352,26	-22,11	-30,42	0,87	0,17	0,53
Poteau 3	3/3	258,29	-41,07	60,31	0,81	-0,85	0,8
	3/4	253,42	-41,07	-71,12	0,81	-0,85	-1,93
Traverse 1	4/4	43,93	26,49	-71,12	0,93	0,72	-1,93
	4/5	43,13	-4,31	29,16	0,93	-0,09	0,9
traverse 2	5/5	43,13	4,31	29,16	0,93	0,09	0,9
	5/6	43,93	-26,49	-71,12	0,93	-0,72	-1,93
Poteau 4	6/6	258,29	41,07	-60,31	0,81	0,85	-0,8
	6/7	253,42	41,07	71,12	0,81	0,85	1,93
Poteau 5	7/7	357,44	22,11	-44,76	0,87	-0,17	0,05
	7/8	352,26	22,11	30,42	0,87	-0,17	-0,53
Poteau 6	8/8	454,79	17,02	-19,74	0,87	0,01	0,01
	8/9	449,61	17,02	38,12	0,87	0,01	0,03
Poteau 7	9/10	395,19	1,05	-1,05	-0,06	0,03	-0,03
	9/12	390,02	1,05	2,53	-0,06	0,03	0,06
Poteau 8	10/12	196,69	1,47	-2,67	-0,06	-0,05	0,07
	10/14	191,52	1,47	2,33	-0,06	-0,05	-0,11
Poteau 9	11/11	395,19	-1,05	1,05	-0,06	-0,03	0,03
	11/13	390,02	-1,05	-2,53	-0,06	-0,03	-0,06
Poteau 10	12/13	196,69	-1,47	2,67	-0,06	0,05	-0,07
	12/15	191,52	-1,47	-2,33	-0,06	0,05	0,11
Poutre 1	13/2	-5,1	92,17	-82,89	0,18	0	0,02
	13/12	-5,1	-98,16	-100,85	0,18	0	0
Poutre 2	14/12	-4,68	95,16	-95,65	0,1	0	-0,01
	14/13	-4,68	-95,16	-95,65	0,1	0	-0,01
Poutre 3	15/13	-5,1	98,16	-100,85	0,18	0	0
	15/8	-5,1	-92,17	-82,89	0,18	0	0,02
Poutre 4	16/3	-18,96	93,97	-90,73	-1,03	0,06	-0,27
	16/14	-18,96	-96,35	-97,87	-1,03	0,06	0,12
Poutre 5	17/14	-20,43	95,16	-95,54	-0,98	0	0,01
	17/15	-20,43	-95,16	-95,54	-0,98	0	0,01
Poutre 6	18/15	-18,96	96,35	-97,87	-1,03	-0,06	0,12
	18/7	-18,96	-93,97	-90,73	-1,03	-0,06	-0,27

APPENDICE B

**Tableau B.9-**Les actions sur le portique de l'aile administratif sous V2 et V2-.

Eléments	B/N	Sous V2			Sous V2-		
		N (kN)	V(kN)	M(kN.m)	N (kN)	V(kN)	M(kN.m)
Poteau 1	1/1	18,74	-8	19,27	-5,81	-7,61	18,98
	1/2	18,74	-7,6	-7,25	-5,81	-7,21	-6,22
Poteau 2	2/2	15	-0,92	4,07	-9,55	-6,13	5,45
	2/3	15	-0,51	1,64	-9,55	-5,73	-14,71
Poteau 3	3/3	11,15	-14,31	14,94	-11,26	10,97	-10,24
	3/4	11,15	-13,93	-30,23	-11,26	11,35	25,47
Traverse 1	4/4	14,97	9,71	-30,23	-12,41	-10,07	25,47
	4/5	14,97	-1,57	12,08	-12,41	1,61	-14,08
Traverse 2	5/5	14,98	1,43	12,08	-12,49	-0,88	-14,08
	5/6	14,98	-8,75	-21,02	-12,49	18,22	36,68
Poteau 4	6/6	10,19	0,5	-2,24	-19,37	-24,15	18,94
	6/7	10,19	14,04	21,02	-19,37	-10,61	-36,68
Poteau 5	7/7	8,04	-12,16	8,49	-23,07	-7,4	6,77
	7/8	8,04	2,22	-8,42	-23,07	6,99	6,07
Poteau 6	8/8	4,01	-16,01	25,87	-26,84	-16,01	25,21
	8/9	4,01	-1,63	-4,11	-26,84	-1,62	-4,76
Poteau 7	9/10	-1,66	-9,09	21,03	0,24	-9,79	21,62
	9/12	-1,66	-9,09	-9,89	0,24	-9,79	-11,66
Poteau 8	10/12	-1,54	-8,46	12,15	0,51	-6,44	9,43
	10/14	-1,54	-8,46	-16,62	0,51	-6,44	-12,48
Poteau 9	11/11	0,26	-10,29	22,82	1,78	-9,35	21,4
	11/13	0,26	-10,29	-12,15	1,78	-9,35	-10,4
Poteau 10	12/13	-0,16	-7,06	10,26	1,49	-8	11,3
	12/15	-0,16	-7,06	-13,73	1,49	-8	-15,9
Poutre 1	13/2	6,68	3,74	-11,31	1,07	3,75	-11,67
	13/12	6,68	3,74	11,1	1,07	3,75	10,82
Poutre 2	14/12	7,31	3,62	-10,94	4,42	3,48	-10,27
	14/13	7,31	3,62	10,79	4,42	3,48	10,61
Poutre 3	15/13	10,54	4,04	-11,62	5,77	3,77	-11,09
	15/8	10,54	4,04	12,6	5,77	3,77	11,53
Poutre 4	16/3	-13,8	3,85	-13,3	16,69	1,7	-4,46
	16/14	-13,8	3,85	9,79	16,69	1,7	5,75
Poutre 5	17/14	-5,34	2,31	-6,84	23,13	2,21	-6,73
	17/15	-5,34	2,31	7,01	23,13	2,21	6,55
Poutre 6	18/15	1,72	2,15	-6,72	31,14	3,7	-9,35
	18/7	1,72	2,15	6,17	31,14	3,7	12,87

APPENDICE B

**Tableau B.10-**Les actions sur le portique de l'aile administratif sous V3 et V4.

Eléments	B/N	Sous V3			Sous V4		
		N (kN)	V(kN)	M(kN.m)	N (kN)	V(kN)	M(kN.m)
Poteau 1	1/1	-2,13	0,32	-0,22	-19,4	-15,48	25,6
	1/2	-2,13	-0,19	-0,01	-19,4	-1,75	-3,7
Poteau 2	2/2	-2,14	-0,18	0,02	-23,48	-14,83	9,21
	2/3	-2,14	-0,69	-1,47	-23,48	-1,09	-17,85
Poteau 3	3/3	-1,98	2,4	-2,14	-24,48	15,58	-16,48
	3/4	-1,98	1,92	4,79	-24,48	28,5	54,05
Traverse 1	4/4	-2,11	-1,78	4,79	-30,8	-21,52	54,05
	4/5	-2,11	0,21	-2,3	-30,8	2,64	-25,78
traverse 2	5/5	-2,11	-0,21	-2,3	-30,71	-3,51	-25,78
	5/6	-2,11	1,78	4,79	-30,71	23,35	63,93
Poteau 4	6/6	-1,98	-2,4	2,14	-26,29	-29,26	28,07
	6/7	-1,98	-1,92	-4,79	-26,29	-28,24	-63,93
Poteau 5	7/7	-2,14	0,18	-0,02	-31,14	1,58	3,29
	7/8	-2,14	0,69	1,47	-31,14	2,67	10,51
Poteau 6	8/8	-2,13	-0,32	0,22	-34,78	-8,48	19,4
	8/9	-2,13	0,19	0,01	-34,78	-7,39	-7,58
Poteau 7	9/10	0,15	-0,05	0,05	0,8	-10,73	23,31
	9/12	0,15	-0,05	-0,13	0,8	-10,73	-13,18
Poteau 8	10/12	0,16	0,13	-0,16	1,29	-6,06	8,96
	10/14	0,16	0,13	0,27	1,29	-6,06	-11,65
Poteau 9	11/11	0,15	0,05	-0,05	2,62	-8,63	20,42
	11/13	0,15	0,05	0,13	2,62	-8,63	-8,93
Poteau 10	12/13	0,16	-0,13	0,16	2,57	-9,2	13,04
	12/15	0,16	-0,13	-0,27	2,57	-9,2	-18,23
Poutre 1	13/2	0,01	0	-0,04	-13,08	4,08	-12,91
	13/12	0,01	0	-0,01	-13,08	4,08	11,59
Poutre 2	14/12	0,19	0	0,02	-8,41	3,59	-10,54
	14/13	0,19	0	0,02	-8,41	3,59	11
Poutre 3	15/13	0,01	0	-0,01	-8,97	3,64	-10,97
	15/8	0,01	0	-0,04	-8,97	3,64	10,87
Poutre 4	16/3	3,1	-0,16	0,67	16,67	1	-1,37
	16/14	3,1	-0,16	-0,29	16,67	1	4,6
Poutre 5	17/14	2,97	0	-0,02	22,73	2,29	-7,05
	17/15	2,97	0	-0,02	22,73	2,29	6,67
Poutre 6	18/15	3,1	0,16	-0,29	31,93	4,85	-11,57
	18/7	3,1	0,16	0,67	31,93	4,85	17,56

**Tableau B.11**-Les actions sur le portique de l'aile administratif sous V4-

Eléments	B/N	Sous V4-		
		N (kN)	V(kN)	M(kN.m)
Poteau 1	1/1	-43,42	-15,15	25,43
	1/2	-43,42	-1,42	-2,75
Poteau 2	2/2	-47,54	-19,81	10,59
	2/3	-47,54	-6,07	-33,42
Poteau 3	3/3	-46,53	39,96	-40,33
	3/4	-46,53	52,89	108,22
Traverse 1	4/4	-57,26	-41,04	108,22
	4/5	-57,26	6,09	-51,1
Traverse 2	5/5	-57,33	-5,36	-51,1
	5/6	-57,33	49,18	119,46
Poteau 4	6/6	-54,64	-53,17	49,06
	6/7	-54,64	-52,15	-119,46
Poteau 5	7/7	-61,07	6,25	1,66
	7/8	-61,07	7,34	24,77
Poteau 6	8/8	-64,48	-8,52	18,87
	8/9	-64,48	-7,44	-8,26
Poteau 7	9/10	2,59	-11,43	23,98
	9/12	2,59	-11,43	-14,88
Poteau 8	10/12	3,23	-4,24	6,53
	10/14	3,23	-4,24	-7,88
Poteau 9	11/11	4,13	-7,75	19,14
	11/13	4,13	-7,75	-7,23
Poteau 10	12/13	4,21	-10,24	14,25
	12/15	4,21	-10,24	-20,58
Poutre 1	13/2	-18,39	4,13	-13,34
	13/12	-18,39	4,13	11,42
Poutre 2	14/12	-11,2	3,49	-10
	14/13	-11,2	3,49	10,93
Poutre 3	15/13	-13,69	3,41	-10,55
	15/8	-13,69	3,41	9,91
Poutre 4	16/3	46,03	-1,01	6,91
	16/14	46,03	-1,01	0,87
Poutre 5	17/14	50,27	2,22	-7,02
	17/15	50,27	2,22	6,3
Poutre 6	18/15	60,52	6,43	-14,28
	18/7	60,52	6,43	24,29

**B.2- DETERMINATION DES COMBINAISONS D’ACTION :**

**A- Portique de l’aile industriel :**

➤ **M<sub>max</sub> et N<sub>correspondant</sub>:**

**Tableau B.12-**Les combinaisons d’action (portique de l’aile industriel) sous M<sub>max</sub> et N<sub>Corr</sub>.

Eléments	B/N	Combinaison sous Mmax+	M	Ncorr
Poteau 1	01/01	1,35G + 1,5V + 1,5×0,87Q <sub>5</sub> + 1,5×0,6S	198,24	103,51
	01/02	G + 1,5Q <sub>4</sub> + 1,5×0,6V	-3,246	89,35
Traverse 1	02/02	G + 1,5V + 1,5×0,87Q <sub>4</sub>	76,22	-38,31
	02/03	1,35G + 1,5V + 1,5×0,6S	96,28	35,95
Traverse 2	03/03	1,35G + 1,5V + 1,5×0,6S	96,28	35,31
	03/04	G + 1,5V + 1,5×0,87Q <sub>5</sub>	153,62	-41,70
Poteau 2	04/04	G + 1,5V + 1,5×0,87Q <sub>3</sub>	153,62	-83,28
	04/05	1,35G + 1,5Q <sub>3</sub> + 1,5×0,6(V+S)	136,18	193,11
Corbeau 1	05/06	G	-0,19	0
	05/07	1,5Q	0	-9,46
Corbeau 2	06/08	1,5Q	0	-9,46
	06/09	G	-0,19	0

➤ **M<sub>max</sub> et N<sub>correspondant</sub> :**

**Tableau B.13-**Les combinaisons d’action (portique de l’aile industriel) sous M<sub>max</sub> et N<sub>Corr</sub>.

Eléments	B/N	Combinaison sous Mmax-	M	Ncorr
Poteau 1	01/01	G + 1,5V + 1,5×0,87Q	-76,22	-68,01
	01/02	1,35G + 1,5V + 1,5×0,87Q + 1,5×0,6S	-220,75	113,53
Traverse 1	02/02	1,35G + 1,5V + 1,5×0,87Q + 1,5×0,6S	-198,24	43,02
	02/03	G + 1,5V + 1,5×0,87Q	-61,02	-38,31
Traverse 2	03/03	G + 1,5V + 1,5×0,87Q	-61,02	-38,79
	03/04	1,35G + 1,5Q + 1,5×0,6(V+S)	-117,70	37,89
Poteau 2	04/04	1,35G + 1,5Q + 1,5×0,6(V+S)	-117,70	85,90
	04/05	G + 1,5V + 1,5×0,87Q	-180,06	12,39
Corbeau 1	05/06	1,35G	-49,93	0
	05/07	1,5*Q	0	-9,46
Corbeau 2	06/08	1,5*Q	0	-9,46
	06/09	1,35G	-47,58	9,46

## APPENDICE B

➤ **N<sub>max</sub> et M<sub>correspondant</sub> :**

**Tableau B.14-**Les combinaisons d'action (portique de l'aile industriel) sous N<sub>max</sub> et M<sub>Corr</sub>.

Eléments	B/N	Combinaison sous Nmax +	N	Mcorr
Poteau 1	01/01	1,35G+1,5V+1,5×0,87Q+1,5×0,6S	103,51	198,25
	01/02	1,35G+1,5Q+1,5×0,6(S+V)	208,30	-160,72
Traverse 1	02/02	1,35G+1,5V+1,5×0,87Q+1,5×0,6S	45,17	-161,59
	02/03	1,35G+1,5V+1,5×0,87Q+1,5×0,6S	41,02	95,11
Traverse 2	03/03	1,35G+1,5V+1,5×0,87Q+1,5×0,6S	40,76	95,11
	03/04	1,35G+1,5V+1,5×0,87Q+1,5×0,6S	44,90	-116,66
Poteau 2	04/04	1,35G+1,5V+1,5×0,87Q+1,5×0,6S	90,43	-116,66
	04/05	1,35G+1,5Q+1,5×0,6(S+V)	202,13	45,17
Corbeau 1	05/06	1,35G+1,5Q	9,47	-0,26
	05/07	1,35G+1,5Q	9,47	0,00
Corbeau 2	06/08	1,35G+1,5Q	9,47	0,00
	06/09	1,35G+1,5Q	9,47	-0,26

➤ **N<sub>-max</sub> et M<sub>correspondant</sub> :**

**Tableau B.15-**Les combinaisons d'action (portique de l'aile industriel) sous N<sub>-max</sub> et M<sub>Corr</sub>.

Eléments	B/N	Combinaison sous Nmax -	N	Mcorr
Poteau 1	01/01	G+1,5V+1,5×0,87Q	-11,95	-76,22
	01/02	G+1,5V	5,99	-102,81
Traverse 1	02/02	G+1,5V	-28,90	55,18
	02/03	G+1,5V	-31,97	-59,86
Traverse 2	03/03	G+1,5V	-32,83	-59,86
	03/04	G+1,5V	-29,76	134,30
Poteau 2	04/04	G+1,5V+1,5×0,87Q	-27,22	153,63
	04/05	G+1,5V	-9,29	221,55
Corbeau 1	05/06	G+1,5Q	-9,47	-0,19
	05/07	G+1,5Q	-9,47	0,00
Corbeau 2	06/08	G+1,5Q	-9,47	0,00
	06/09	G+1,5Q	-9,47	-0,19

➤  $V^+_{max}$  :

**Tableau B.16**-Les combinaisons d'action (portique de l'aile industriel) sous  $V^+_{max}$

Eléments	B/N	Combinaison sous $V_{max+}$	V
Poteau 1	01/01	$G+1,5V_4$	25,52
	01/02	$G+1,5Q_4+1,5 \times 0,6V_1$	-6,802
Traverse 1	02/02	$1,35G+1,5V_2+1,5 \times 0,87Q_3+1,5 \times 0,6S$	64,28265
	02/03	$G+1,5V_4 + 1,5 \times 0,87Q_5$	9,15735
Traverse 2	03/03	$1,35G+1,5V_2+1,5 \times 0,87Q_3+1,5 \times 0,6S$	7,74375
	03/04	$G+1,5 \times V_4 + 1,5 \times 0,87Q_3$	48,75875
Poteau 2	04/04	$1,35G+1,5V_2+1,5 \times 0,87Q_3+1,5 \times 0,6S$	36,954
	04/05	$1,35G+1,5Q_4+1,5 \times 0,6(V_3+S)$	36,5235
Corbeau 1	05/06	$1,35G+1,5Q_1$	100,386
	05/07	$1,5Q_1$	99,36
Corbeau 2	06/08	/	/
	06/09	G	-0,76

➤  $V^-_{max}$  :

**Tableau B.17**-Les combinaisons d'action (portique de l'aile industriel) sous  $V^-_{max}$

Eléments	B/N	Combinaison sous $V_{max-}$	V
Poteau 1	01/01	$1,35G+1,5V_2+1,5 \times 0,87 \times Q_3+1,5 \times 0,6 \times S$	-36,294
	01/02	$1,35G+1,5(V_4)+1,5 \times 0,87 \times Q_3+1,5 \times 0,6 \times S$	-63,93855
Traverse 1	02/02	$G+1,5 \times (V_4)+1,5 \times 0,87 \times Q_4$	-34,9634
	02/03	$1,35G+1,5Q_4+1,5 \times 0,6 \times S$	-4,395
Traverse 2	03/03	$G+1,5 \times Q_4+1,5 \times 0,6 \times V_3$	-0,912
	03/04	$1,35G+1,5V_2+1,5 \times 0,87 \times Q_4+1,5 \times 0,6 \times S$	-52,1664
Poteau 2	04/04	$G+1,5 \times (V_4)$	-24,845
	04/05	$G+1,5 \times (V_2)+1,5 \times 0,87 \times Q_5$	-52,46405
Corbeau 1	05/06	G	0,76
	05/07	/	/
Corbeau 2	06/08	$1,5 \times Q_3$	-3,675
	06/09	$1,35G+Q_3$	-4,701

**C- Portique de l'aile administrative :**

➤  $M^+_{max}$  et  $N_{correspondant}$  :

APPENDICE B

**Tableau B.18-**Les combinaisons d'action (portique de l'aile administratif) sous  $M_{max}^+$  et  $N_{Corr}$ .

Eléments	B/N	Combinaison sous $M_{max}^+$	M	$N_{corr}$
Poteau 1	1/1	1,35G+1,5V <sub>4</sub> +1,5*0,67Q	74,78	673,07
	1/2	G+1,5V	-36,76	439,70
Poteau 2	2/2	1,35G+1,5Q+1,5*0,6V	103,96	505,43
	2/3	G+1,5V+1,5*0,6S	-27,48	375,54
Poteau 3	3/3	1,35G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,67Q+1,5*0,6S	119,41	366,15
	3/4	G+1,5V <sub>4</sub> +1,5*0,67Q	92,40	183,63
Traverse 1	4/4	G+1,5V <sub>4</sub> +1,5*0,67Q	92,40	-37,71
	4/5	1,35G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	58,30	81,52
Traverse 2	5/5	1,35G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	58,30	81,53
	5/6	G+1,5V <sub>4</sub> +1,5*0,67Q	109,26	-37,81
Poteau 4	6/6	G+1,5V <sub>4</sub>	13,28	176,33
	6/7	1,35G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	129,28	358,13
Poteau 5	7/7	G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	-31,98	370,28
	7/8	1,35G+1,5V <sub>4</sub> +1,5*0,67Q	100,58	486,26
Poteau 6	8/8	G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	19,07	461,59
	8/9	1,35G+1,5Q+1,5*0,6(V <sub>3</sub> +S)	78,30	737,48
Poteau 7	9/10	G+1,5V <sub>4</sub> +1,5*0,67Q	35,19	582,23
	9/12	1,35G+1,5S	3,51	526,44
Poteau 8	10/12	G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	15,62	194,33
	10/14	1,35G+1,5Q+1,5*0,6V <sub>1</sub>	6,61	395,81
Poteau 9	11/11	1,35G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	35,67	533,84
	11/13	G+1,5V <sub>1</sub> +1,5*0,67Q	-1,46	573,74
Poteau 10	12/13	1,35G+1,5V <sub>4</sub> +1,5*0,67Q	26,75	363,52
	12/15	G+1,5*S	-2,17	191,43
Poutre 1	13/2	G+1,5*S	-82,86	-4,83
	13/12	G+1,5V <sub>4</sub> +1,5*0,6S	-83,47	-24,56
Poutre 2	14/12	G+1,5V <sub>1</sub>	-95,59	-11,10
	14/13	G+1,5V <sub>4</sub>	-79,15	-17,30
Poutre 3	15/13	G+1,5V <sub>1</sub> +1,5*0,6S	-100,61	-12,45
	15/8	G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	-63,97	10,87
Poutre 4	16/3	G+1,5V <sub>4</sub>	-80,37	50,09
	16/14	G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	-83,08	-40,59
Poutre 5	17/14	G+1,5*S	-95,53	-21,90
	17/15	G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	-85,02	-29,32
Poutre 6	18/15	G+1,5*S	-97,69	-20,51
	18/7	G+1,5V <sub>4</sub>	-54,30	71,82

APPENDICE B

-  $M_{max}$  et  $N_{corr}$  correspondant :

**Tableau B.19**-Les combinaisons d'action (portique de l'aile administratif) sous  $M_{max}$  et  $N_{corr}$ .

Eléments	B/N	Combinaison sous $M_{max}$ -	M	$N_{corr}$
Poteau 1	1/1	$G+1,5V_3+1,5*0,6S$	19,40	452,38
	1/2	$1,35G+1,5Q+1,5*0,6*(V_2+S)$	-84,82	756,26
Poteau 2	2/2	$G+1,5*S$	44,69	358,75
	2/3	$1,35G+1,5V_4+1,5*0,67Q$	-116,13	448,24
Poteau 3	3/3	$G+1,5V_4$	-0,18	188,50
	3/4	$1,35G+1,5V_2+1,5*0,6S$	-143,09	359,57
Traverse 1	4/4	$1,35G+1,5V_2+1,5*0,6S$	-143,09	82,60
	4/5	$G+1,5V_4+1,5*0,67Q$	-50,15	-38,51
Traverse 2	5/5	$G+1,5V_4+1,5*0,67Q$	-50,15	-38,61
	5/6	$1,35G+1,5V_2+1,5*0,6S$	-129,28	82,61
Poteau 4	6/6	$1,35G+1,5Q+1,5*0,6*V_2+1,5*0,6S$	-106,34	358,59
	6/7	$G+1,5V_4+1,5*0,67Q$	-109,26	171,46
Poteau 5	7/7	$1,35G+1,5Q+1,5*0,6V_1$	-95,58	542,18
	7/8	$G+1,5V_2+1,5*0,6S$	17,31	365,10
Poteau 6	8/8	$1,35G+1,5Q+1,5*0,6V_1$	-42,93	739,66
	8/9	$G+1,5V_4$	25,73	352,89
Poteau 7	9/10	$1,35G+1,5*S$	-1,46	533,42
	9/12	$G+1,5V_4+1,5*0,67Q$	-19,90	577,06
Poteau 8	10/12	$1,35G+1,5Q+1,5*0,6V_1$	-6,72	402,78
	10/14	$G+1,5V_2+1,5*0,6S$	-22,70	189,16
Poteau 9	11/11	$G+1,5V_1+1,5*0,67Q$	0,00	578,91
	11/13	$1,35G+1,5V_2+1,5*0,6S$	-21,69	526,86
Poteau 10	12/13	$G+1,5*S$	2,57	196,60
	12/15	$1,35G+1,5V_4+1,5*0,67Q$	-35,85	356,54
Poutre 1	13/2	$1,35G+1,5Q+1,5*0,6V_4$	-184,72	-32,23
	13/12	$1,35G+1,5Q+1,5*0,6(V_3+S)$	-206,21	-15,50
Poutre 2	14/12	$1,35G+1,5Q+1,5*0,6(V_2+S)$	-206,56	-6,68
	14/13	$1,35G+1,5Q+1,5*0,6(S)$	-196,71	-13,26
Poutre 3	15/13	$1,35G+1,5Q+1,5*0,6(S+V_2)$	-216,66	-6,03
	15/8	$1,35G+1,5Q+1,5*0,6V_1$	-173,04	-20,18
Poutre 4	16/3	$1,35G+1,5Q+1,5*0,6(V_2+S)$	-194,10	-24,38
	16/14	$1,35G+1,5Q+1,5*0,6V_1$	-203,24	-8,23
Poutre 5	17/14	$1,35G+1,5Q+1,5*0,6V_4$	-202,94	5,85
	17/15	$1,35G+1,5Q+1,5*0,6V_1$	-196,64	-12,16
Poutre 6	18/15	$1,35G+1,5Q+1,5*0,6V_4$	-215,33	43,44
	18/7	$1,35G+1,5Q+1,5*0,6(S)$	-182,13	-11,96

APPENDICE B

-  $N_{\max}$  et  $M_{\text{correspondant}}$ :

**Tableau B.20-**Les combinaisons d'action (portique de l'aile administratif) sous  $N_{\max}$  et  $M_{\text{Corr}}$ .

Eléments	B/N	Combinaison sous $N_{\max}$	N	Mcorr
Poteau 1	1/1	1,35G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,67Q+1,5*0,6S	657,56	57,16
	1/2	1,35G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,67Q+1,5*0,6S	650,57	-65,36
Poteau 2	2/2	1,35G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,67Q+1,5*0,6S	513,16	70,28
	2/3	1,35G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,67Q+1,5*0,6S	506,17	-42,28
Poteau 3	3/3	1,35G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,67Q+1,5*0,6S	366,15	107,03
	3/4	1,35G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,67Q+1,5*0,6S	359,57	-142,89
Traverse 1	4/4	1,35G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,67Q+1,5*0,6S	83,31	-142,89
	4/5	1,35G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,67Q+1,5*0,6S	82,23	57,85
Traverse 2	5/5	1,35G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,67Q+1,5*0,6S	82,25	57,85
	5/6	1,35G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,67Q+1,5*0,6S	83,33	-129,08
Poteau 4	6/6	1,35G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,67Q+1,5*0,6S	364,71	-87,98
	6/7	1,35G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,67Q+1,5*0,6S	358,13	129,08
Poteau 5	7/7	1,35G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,67Q+1,5*0,6S	502,72	-51,44
	7/8	1,35G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,67Q+1,5*0,6S	495,73	32,11
Poteau 6	8/8	1,35G+1,5Q+1,5*0,6V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	640,30	-5,77
	8/9	1,35G+1,5Q+1,5*0,6V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	633,31	52,26
Poteau 7	9/10	1,35G+1,5Q+1,5*0,6V <sub>4</sub>	581,39	20,22
	9/12	1,35G+1,5Q+1,5*0,6V <sub>4</sub>	574,41	-10,01
Poteau 8	10/12	1,35G+1,5Q+1,5*0,6V <sub>4</sub>	291,24	1,84
	10/14	1,35G+1,5Q+1,5*0,6V <sub>4</sub>	284,26	-3,50
Poteau 9	11/11	1,35G+1,5Q+1,5*0,6V <sub>4</sub>	582,78	18,58
	11/13	1,35G+1,5Q+1,5*0,6V <sub>4</sub>	575,80	-9,89
Poteau 10	12/13	1,35G+1,5Q+1,5*0,6V <sub>4</sub>	292,12	16,86
	12/15	1,35G+1,5Q+1,5*0,6V <sub>4</sub>	285,14	-22,12
Poutre 1	13/2	G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	5,08	-99,84
	13/12	G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	5,08	-84,20
Poutre 2	14/12	G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	6,38	-112,07
	14/13	G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	6,38	-79,47
Poutre 3	15/13	G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	10,87	-118,28
	15/8	G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	10,87	-63,97
Poutre 4	16/3	G+1,5V <sub>4</sub> +1,5*0,67*Q	51,71	-87,00
	16/14	G+1,5V <sub>4</sub> +1,5*0,67*Q	51,71	-104,42
Poutre 5	17/14	G+1,5V <sub>4</sub> +1,5*0,67*Q	56,42	-113,62
	17/15	G+1,5V <sub>4</sub> +1,5*0,67*Q	56,42	-93,64
Poutre 6	18/15	G+1,5V <sub>4</sub> +1,5*0,67*Q	73,45	-127,15
	18/7	G+1,5V <sub>4</sub> +1,5*0,67*Q	73,45	-60,93

APPENDICE B

-  $N_{max}$  et  $M$  correspondant:

**Tableau B.21**-Les combinaisons d'action (portique de l'aile administratif) sous  $N_{max}$  et  $M_{Corr}$ .

Eléments	B/N	Combinaison sous $N_{max}$ -	N	$M_{corr}$
Poteau 1	1/1	G+1,5V <sub>4</sub>	389,66	57,89
	1/2	G+1,5V <sub>4</sub>	384,48	-42,25
Poteau 2	2/2	G+1,5V <sub>4</sub>	286,13	60,65
	2/3	G+1,5V <sub>4</sub>	280,95	-80,55
Poteau 3	3/3	G+1,5V <sub>4</sub>	188,50	-0,18
	3/4	G+1,5V <sub>4</sub>	183,63	91,21
Traverse 1	4/4	G+1,5V <sub>4</sub>	-41,96	91,21
	4/5	G+1,5V <sub>4</sub>	-42,76	-47,49
Traverse 2	5/5	G+1,5V <sub>4</sub>	-42,87	-47,49
	5/6	G+1,5V <sub>4</sub>	-42,07	108,07
Poteau 4	6/6	G+1,5V <sub>4</sub>	176,33	13,28
	6/7	G+1,5V <sub>4</sub>	171,46	-108,07
Poteau 5	7/7	G+1,5V <sub>4</sub>	265,84	-42,27
	7/8	G+1,5V <sub>4</sub>	260,66	67,58
Poteau 6	8/8	G+1,5V <sub>4</sub>	358,07	8,57
	8/9	G+1,5V <sub>4</sub>	352,89	25,73
Poteau 7	9/10	G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	392,65	30,47
	9/12	G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	387,48	-12,25
Poteau 8	10/12	G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	194,33	15,62
	10/14	G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	189,16	-22,70
Poteau 9	11/11	G+1,5*S	395,10	1,10
	11/13	G+1,5*S	389,93	-2,62
Poteau 10	12/13	G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	196,40	18,00
	12/15	G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	191,23	-22,83
Poutre 1	13/2	1,35G+1,5V <sub>4</sub> +1,5*0,67Q	-35,45	-138,71
	13/12	1,35G+1,5V <sub>4</sub> +1,5*0,67Q	-35,45	-126,84
Poutre 2	14/12	1,35G+1,5V <sub>4</sub> +1,5*0,67Q	-23,90	-151,68
	14/13	1,35G+1,5V <sub>4</sub> +1,5*0,67Q	-23,90	-120,28
Poutre 3	15/13	1,35G+1,5V <sub>4</sub> +1,5*0,67Q	-28,40	-159,79
	15/8	1,35G+1,5V <sub>4</sub> +1,5*0,67Q	-28,40	-103,83
Poutre 4	16/3	1,35G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	-47,22	-142,68
	16/14	1,35G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	-47,22	-117,33
Poutre 5	17/14	1,35G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	-36,47	-139,23
	17/15	1,35G+1,5V <sub>2</sub> +1,5*0,6S	-36,47	-118,46
Poutre 6	18/15	1,35G+1,5*S	-27,14	-131,94
	18/7	1,35G+1,5*S	-27,14	-122,89

-  $V_{+max}$  :

**Tableau B.22**-Les combinaisons d'action (portique de l'aile administratif) sous  $V_{+max}$

Eléments	B/N	Combinaison sous $V_{max+}$	V
Poteau 1	1/1	G+1,5V3	-16,54
	1/2	G+1,5V1	-14,365
Poteau 2	2/2	G+1,5S	-21,855
	2/3	G+1,5V1+1,5*0,6S	-20,607
Poteau 3	3/3	G+1,5V4-	18,87
	3/4	G+1,5V4-	38,265
Traverse 1	4/4	1,35G+1,5V2+1,5*0,6S	50,9745
	4/5	G+1,5V4-	4,825
Traverse 2	5/5	1,35G+1,5V2+1,5*0,6S+1,5*0,67Q	8,4666
	5/6	G+1,5V4-+1,5*0,67Q	47,7021
Poteau 4	6/6	1,35G+1,5Q+1,5*(0,6S+V2)	63,0495
	6/7	1,35G+1,5V2+1,5*0,6S+1,5*0,67Q	81,5508
Poteau 5	7/7	1,35G+1,5Q+1,5*0,6V4-	56,4135
	7/8	1,35G+1,5Q+1,5*0,6V4-	57,3945
Poteau 6	8/8	1,35G+1,5Q+1,5*0,6(V1+S)	37,278
	8/9	1,35G+1,5Q+1,5*0,6(V3+S)	35,307
Poteau 7	9/10	1,35G+1,5S	1,4625
	9/12	1,35G+1,5S	1,4625
Poteau 8	10/12	1,35G+1,5Q+1,5*0,6V1	3,9105
	10/14	1,35G+1,5Q+1,5*0,6V2	3,9105
Poteau 9	11/11	G+1,5V1+1,5*0,67Q	-0,42945
	11/13	G+1,5V1+1,5*0,67Q	-0,42945
Poteau 10	12/13	G+1,5*S	-1,395
	12/15	G+1,5*S	-1,395
Poutre 1	13/2	1,35G+1,5Q+1,5*0,6(V4-+S)	194,1015
	13/12	G+1,5V4-+1,5*0,6S	-91,965
Poutre 2	14/12	1,35G+1,5Q+1,5*0,6(V2+S)	199,224
	14/13	G+1,5V2	-89,73
Poutre 3	15/13	1,35G+1,5Q+1,5*0,6(V2+S)	205,197
	15/8	G+1,5V2+1,5*0,6S	-86,11
Poutre 4	16/3	1,35G+1,5Q+1,5*0,6(V2+S)	196,0485
	16/14	G+1,5V2+1,5*0,6S	-90,521
Poutre 5	17/14	1,35G+1,5Q+1,5*0,6(V2+S)	198,045
	17/15	G+1,5V2+1,5*0,6S	-91,695
Poutre 6	18/15	1,35G+1,5Q+1,5*0,6(V4-)	205,1895
	18/7	G+1,5V4-	-84,325

APPENDICE B

-  $V_{-max}$  :

Tableau B.23- Les combinaisons d'action (portique de l'aile administratif) sous  $V_{-max}$

Eléments	B/N	Combinaison sous $V_{max-}$	V
Poteau 1	1/1	1,35G+1,5V4-+1,5*0,67*Q+1,5*0,6*S	-53,8515
	1/2	1,35G+1,5Q+1,5*0,6*(V2+S)	-41,976
Poteau 2	2/2	1,35G+1,5V4-+1,5*0,67*Q	-73,5933
	2/3	1,35G+1,5Q+1,5*0,6V4-	-56,2515
Poteau 3	3/3	1,35G+1,5V2+1,5*0,67*Q+1,5*0,6*S	-81,9558
	3/4	1,35G+1,5V2+1,5*0,67*Q+1,5*0,6*S	-81,3858
Traverse 1	4/4	G+1,5V4-+1,5*0,67Q	-35,4921
	4/5	1,35G+1,5V2+1,5*0,67*Q+1,5*0,6*S	-8,6766
Traverse 2	5/5	G+1,5V4-	-3,73
	5/6	1,35G+1,5V2+1,5*0,6S	-49,5345
Poteau 4	6/6	G+1,5V4-	-38,685
	6/7	G+1,5V4-	-37,155
Poteau 5	7/7	G+1,5V2+1,5*0,6*S	3,717
	7/8	G+1,5V1+1,5*0,6*S	20,607
Poteau 6	8/8	G+1,5V2	-6,995
	8/9	G+1,5V4-	5,86
Poteau 7	9/10	G+1,5V4-+1,5*0,67Q	-16,20555
	9/12	G+1,5V4-+1,5*0,67Q	-16,20555
Poteau 8	10/12	G+1,5V2	-11,22
	10/14	G+1,5V2	-11,22
Poteau 9	11/11	1,35G+1,5V2+1,5*0,6S	-16,8795
	11/13	1,35G+1,5V2+1,5*0,6S	-16,8795
Poteau 10	12/13	1,35G+1,5*V4-+1,5*0,67Q	-18,39975
	12/15	1,35G+1,5*V4-+1,5*0,67Q	-18,39975
Poutre 1	13/2	G	92,17
	13/12	1,35G+1,5Q	-201,561
Poutre 2	14/12	G	95,16
	14/13	1,35G+1,5Q	-195,966
Poutre 3	15/13	G+1,5V1	98,025
	15/8	1,35G+1,5Q+1,5*0,6V1	-190,4655
Poutre 4	16/3	G+1,5V4-	92,455
	16/14	1,35G+1,5Q+1,5*0,6V4-	-200,3115
Poutre 5	17/14	G	95,16
	17/15	1,35G+1,5Q	-195,966
Poutre 6	18/15	G+1,5S	96,26
	18/7	1,35G+1,5Q+1,5*0,6*S	-192,5835

**B.3- LES EFFORTS DUS AUX EFFETS D'IMPERFECTION :**

**A- Portique de l'aile industrielle :**

**Tableau B.24-** Les efforts dus aux effets d' imperfection ( portique de l'aile industriel)(1).

Eléments		F <sub>ci,j</sub> Max		F <sub>ci,jcorr</sub>	Combinaisons	Rv
POTEAUX	1/1	M <sup>+</sup>	198,25	103,51	1,35G+1,5V2+1,5*0,87*Q5+1,5*0,6*S	318,7557
	1/2	N <sup>+</sup>	208,30	-160,72	1,35G+1,5Q1+1,5*0,6*(S+V2)	321,573
	1/2	M <sup>-</sup>	-220,76	113,53	1,35G+1,5V4+1,5*0,87*Q5+1,5*0,6*S	211,9557
	4/4	N <sup>-</sup>	-27,22	155,35	G+1,5V4-+1,5*0,87*Q5	82,2147
	4/4	V <sup>+</sup>	36,954	/	1,35G+1,5V2+1,5*0,87*Q3+1,5*0,6*S	397,89
	1/2	V <sup>-</sup>	-63,94	/	1,35G+1,5(V4)+1,5*0,87*Q3+1,5*0,6*S	291,09
TRAVERSES	3/4	M <sup>+</sup>	155,35	-39,17	G+1,5V4-+1,5*0,87*Q5	161,3499
	2/2	N <sup>+</sup>	45,55	-196,48	1,35G+1,5V2+1,5*0,87*Q4+1,5*0,6*S	397,8909
	2/2	M <sup>-</sup>	-198,25	43,03	1,35G+1,5V2+1,5*0,87*Q5+1,5*0,6*S	318,7557
	3/3	N <sup>-</sup>	-32,83	-59,85	G+1,5V4-	-3,315
	2/2	V <sup>+</sup>	64,28	/	1,35G+1,5V2+1,5*0,87*Q3+1,5*0,6*S	397,09
	3/4	V <sup>-</sup>	-52,17	/	1,35G+1,5V2+1,5*0,87*Q4+1,5*0,6*S	397,09

**Tableau B.25-** Les efforts dus aux effets d' imperfection ( portique de l'aile industriel)(2).

Eléments			P <sub>fi,j</sub> max	F <sub>ci,j</sub> max corrigé	P <sub>fi,jcorr</sub>	F <sub>ci,jcorr</sub> corrigé
POTEAUX	1/1	M+	5,218	203,464	-0,325	103,836
	1/2	N+	-0,328	208,632	-3,241	-163,958
	1/2	M-	-2,137	-222,896	-0,216	113,748
	4/4	N-	0,084	-27,303	-0,681	156,030
	4/4	V+	0,94	37,89	/	/
	1/2	V-	0,77	-64,71	/	/
TRAVERSES	3/4	M+	-1,336	156,686	0,394	-39,565
	2/2	N+	0,891	46,437	4,011	-200,495
	2/2	M-	3,213	-201,459	0,714	43,741
	3/3	N-	-0,008	-32,833	0,004	-59,859
	2/2	V+	-0,5	64,78	/	/
	3/4	V-	-0,31	-52,48	/	/

APPENDICE B

**A-Portique de l'aile administrative :**

**Tableau B.26-** Les efforts dus aux effets d'imperfection ( portique de l'aile administratif)(1).

Eléments		F <sub>ci,j</sub> Max		F <sub>ci,j</sub> corr	Combinaisons	R <sub>v1</sub>	R <sub>v2</sub>	R <sub>v3</sub>
POTEAUX	3/3	M <sup>+</sup>	119,41	366,15	1,35G+1,5V2+1,5*0,67Q+1,5*0,6S	1070,17	1070,12	730,85
	1/1	N <sup>+</sup>	657,56	57,16	1,35G+1,5V2+1,5*0,67Q+1,5*0,6S	1070,17	1070,12	730,85
	3/4	M <sup>-</sup>	-143,09	359,57	1,35G+1,5V2+1,5*0,6S	791,53	798,77	730,85
	4/7	N <sup>-</sup>	171,46	-108,07	G+1,5V4-	591,71	591,68	364,83
	4/7	V <sup>+</sup>	81,55	/	1,35G+1,5V2+1,5*0,67Q+1,5*0,6S	1070,17	1070,12	730,85
	3/3	V <sup>-</sup>	-81,96	/	1,35G+1,5V2+1,5*0,67Q+1,5*0,6S	1070,17	1070,12	730,85
TRAVERSES	2/6	M <sup>+</sup>	109,26	-37,81	G+1,5V4+1,5*0,67Q	941,26	784,83	440,43
	1/4	N <sup>+</sup>	83,31	-142,89	1,35G+1,5V2+1,5*0,67Q+1,5*0,6S	1070,17	1070,12	730,85
	1/4	M <sup>-</sup>	-143,09	82,60	1,35G+1,5V2+1,5*0,6S	791,53	798,77	730,85
	2/5	N <sup>-</sup>	-42,87	-47,49	G+1,5V4-	591,71	591,68	364,83
	1/4	V <sup>+</sup>	50,97	/	1,35G+1,5V2+1,5*0,6S	791,53	798,77	730,85
	2/6	V <sup>-</sup>	-49,53	/	1,35G+1,5V2+1,5*0,6S	791,53	798,77	730,85
POUTRE MAITRESSE	6/7	M <sup>+</sup>	-54,30	71,82	G+1,5V4-	591,71	591,68	364,83
	6/15	N <sup>+</sup>	73,45	-127,15	G+1,5V4-+1,5*0,67*Q	863,06	862,03	365,83
	3/13	M <sup>-</sup>	-216,66	-6,03	1,35G+1,5Q+1,5*0,6(S+V2)	1205,37	1383,02	537,24
	4/3	N <sup>-</sup>	-47,22	-142,68	1,35G+1,5V2+1,5*0,6S	791,53	798,77	730,85
	15/13	V <sup>+</sup>	205,19	/	1,35G+1,5Q+1,5*0,6(V2+S)	1205,37	1383,02	537,24
	13/12	V <sup>-</sup>	-201,56	/	1,35G+1,5Q	1203,81	1203,77	697,38

**Tableau B.27-** Les efforts dus aux effets d'imperfection ( portique de l'aile administratif)(2).

Eléments			P1 <sub>fi,j</sub> max	P2 <sub>fi,j</sub> max	P3 <sub>fi,j</sub> max	P1 <sub>fi,j</sub> corr	P2 <sub>fi,j</sub> corr	P3 <sub>fi,j</sub> corr
POTEAUX	3/3	M <sup>+</sup>	-0,107	0,781	-4,012	0,000	-0,054	-0,248
	1/1	N <sup>+</sup>	-0,385	-1,348	-1,644	-3,296	-3,093	-2,368
	3/4	M <sup>-</sup>	0,024	0,335	2,931	0,000	-0,040	-0,248
	4/7	N <sup>-</sup>	0,000	0,030	0,124	0,112	0,071	-1,576
	4/7	V <sup>+</sup>	-0,043	0,096	1,484	/	/	/
	3/3	V <sup>-</sup>	0,043	-0,096	2,171	/	/	/
T R	2/6	M <sup>+</sup>	-0,056	-0,330	-0,960	-0,038	0,078	0,907
	1/4	N <sup>+</sup>	-0,043	0,096	1,454	0,032	0,449	2,931

APPENDICE B

	1/4	M <sup>-</sup>	0,024	0,335	2,931	-0,032	0,072	1,454
	2/5	N <sup>-</sup>	-0,024	0,059	0,752	0,012	-0,047	-0,336
	1/4	V <sup>+</sup>	0,000	-0,048	-0,394	/	/	/
	2/6	V <sup>-</sup>	-0,008	-0,032	-0,102	/	/	/
POUTRE MAITRESSE	6/7	M <sup>+</sup>	-0,172	-0,899	-1,302	0,071	0,432	-0,664
	6/15	N <sup>+</sup>	0,104	0,629	-0,666	0,250	1,207	0,960
	3/13	M <sup>-</sup>	1,025	2,642	1,257	1,037	0,429	0,537
	4/3	N <sup>-</sup>	0,277	2,979	2,207	0,071	1,278	2,894
	15/13	V <sup>+</sup>	-0,35	-0,899	-0,419	/	/	/
	13/12	V <sup>-</sup>	-0,367	-0,843	-0,537	/	/	/

**Tableau B.28-** Les efforts dus aux effets d' imperfection ( portique de l'aile administratif)(3).

Eléments			$\Sigma P_{f_i,j}$ max	F <sub>ci,j</sub> max corrigé	$\Sigma P_{f_i,j}$ corr	F <sub>ci,j</sub> corr corrigé
POTEAUX	3/3	M <sup>+</sup>	-3,338	122,750	-0,302	366,447
	1/1	N <sup>+</sup>	-3,378	660,941	-8,757	65,920
	3/4	M <sup>-</sup>	3,290	-146,384	-0,288	359,859
	4/7	N <sup>-</sup>	0,154	171,614	-1,393	-109,463
	4/7	V <sup>+</sup>	1,537	83,088	/	/
	3/3	V <sup>-</sup>	2,117	-84,073	/	/
TRAVERSES	2/6	M <sup>+</sup>	-1,346	110,602	0,948	-38,762
	1/4	N <sup>+</sup>	1,508	84,819	3,412	-146,305
	1/4	M <sup>-</sup>	3,290	-146,384	1,495	84,092
	2/5	N <sup>-</sup>	0,787	-43,652	-0,371	-47,861
	1/4	V <sup>+</sup>	-0,442	51,412	/	/
	2/6	V <sup>-</sup>	-0,142	-49,672	/	/
POUTRE MAITRESSE	6/7	M <sup>+</sup>	-2,373	-56,668	-0,161	71,981
	6/15	N <sup>+</sup>	0,067	73,515	2,417	-129,567
	3/13	M <sup>-</sup>	4,923	-221,579	2,003	-8,030
	4/3	N <sup>-</sup>	5,464	-52,687	4,243	-146,922
	15/13	V <sup>+</sup>	-1,668	206,858	/	/

**APPENDICE C :ASSEMBLAGE.**

**C.1-CORDONS DE LA SEMELLE :**

Ces cordons doivent résister à l'effort de traction plastique qui peut être transmis par les semelles de la poutre :

$$F_{fRD} = \frac{b \times t_f \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

Il s'agit des cordons frontaux pour lesquels :

$$\tau_{//} = 0$$

$$\tau_{\perp} = \sigma = \frac{F_{trd}}{a_f \times L \times \sqrt{2}}$$

Avec :  $L = 2b - (t_w + 2r)$

Nous vérifierons que :

$$\begin{aligned} \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau_{\perp}^2} &\leq \frac{F_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw}} \\ \rightarrow \frac{2 \times F_{fRD}}{a_f \times L \times \sqrt{2}} &\leq \frac{F_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw}} \end{aligned}$$

D'où

$$a_{f1} \geq \frac{2 \times F_{fRD}}{L \times \sqrt{2}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{F_u}$$

et :  $\sigma \leq \frac{F_u}{\gamma_{Mw}} \quad ; \text{ donc : } \frac{F_{fRD}}{a_f \times L \times \sqrt{2}} \leq \frac{F_u}{\gamma_{Mw}}$

$$\rightarrow a_{f2} \geq \frac{F_{fRD}}{L \times \sqrt{2}} \times \frac{\gamma_{Mw}}{F_u}$$

$$a_f = \max(a_{f1} ; a_{f2})$$

**C.2-CORDONS DE L'AME :**

En premier lieu, Ils doivent reprendre la capacité de résistance à l'effort tranchant de la section assemblée.

$$V_{PLRD} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

Avec :  $A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$

$A_v$  : étant la surface de cisaillement

Il s'agit des cordons latéraux pour lesquels :

$$\tau_{//} = \frac{V_{plrd}}{2 \times a_w \times h_w}$$

$$\tau_{\perp} = \tau_{//} = 0$$

Nous devons vérifier que :

$$\sqrt{3 + \tau_{//}^2} \leq \frac{F_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw}} \rightarrow \tau_{//} = \frac{F_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}}$$

$$\frac{V_{plrd}}{2 \times a_w \times h_w} \leq \frac{F_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}}$$

donc on aura :

$$a_{w1} \geq \frac{V_{plrd} \times \sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}}{2 \times h_w \times F_u}$$

Il faut qu'ils assurent aussi la transmission du moment plastique de la pièce assemblée :

$$F_{WRd} = \frac{h_w \times t_w \times F_y}{2 \times \gamma_{M0}}$$

Avec :  $L = 2 \times \frac{h_w}{2} = h_w$

$$\tau_{//} = 0$$

$$\tau_{\perp} = \sigma = \frac{F_w R_d}{a_w \times L \times \sqrt{2}}$$

On doit vérifier que :

$$\begin{aligned} \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau_{\perp}^2} &\leq \frac{F_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw}} \\ \rightarrow \frac{2 \times F_w R_d}{a_w \times L \times \sqrt{2}} &\leq \frac{F_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw}} \\ \rightarrow \frac{h_w \times t_w \times F_u}{\gamma_{M0} \times a_w \times L \times \sqrt{2}} &\leq \frac{F_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw}} \end{aligned}$$

D'où :

$$a_{w2} = \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times h_w \times t_w \times F_y}{F_u \times \gamma_{M0} \times L \times \sqrt{2}}$$

et :

$$\begin{aligned} \sigma = \frac{F_w R_d}{a_w \times L \times \sqrt{2}} &\leq \frac{F_u}{\gamma_{Mw}} \\ \rightarrow \frac{h_w \times t_w \times F_u}{2 \times \gamma_{M0} \times a_w \times L \times \sqrt{2}} &\leq \frac{F_u}{\gamma_{Mw}} \end{aligned}$$

D'où :

$$\begin{aligned} a_{w3} &= \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times h_w \times t_w \times F_y}{2 \times F_u \times \gamma_{M0} \times L \times \sqrt{2}} \\ a_w &= \max(a_{w1}; a_{w2}; a_{w3}) \end{aligned}$$

### C.3-NOTE DE CALCUL :

**Données :**

$\gamma_{M0}$	$\gamma_{Mw}$	$\beta_w$	$F_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$F_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]
1,1	1,25	0,8	360	235

**Caractéristiques des différents profils :**

**Tableau C.1-** Caractéristiques des profilés.

Profilés	h [mm]	b [mm]	h <sub>w</sub> [mm]	t <sub>w</sub> [mm]	t <sub>f</sub> [mm]	r [mm]	A [cm <sup>2</sup> ]
HEB 400	400	300	298	13,5	24	27	197,8
HEB 260	260	260	177	10	17,5	24	118,4
HEA 160	152	160	104	6	9	15	30,4
IPE 450	450	190	379	9,4	14,6	21	77,6

**Caractéristique du IPE500 :**

Profilé	h [mm]	b [mm]	h <sub>w</sub> [mm]	t <sub>w</sub> [mm]	t <sub>f</sub> [mm]	r [mm]	A [cm <sup>2</sup> ]
IPE 500	500	200	426	10,2	16	21	116

Pour les semelles, l'angle d'inclinaison est  $\theta=5.71^\circ$ , les cordons seront dimensionnés comme des soudures d'angle :

$$F_{SD} = \frac{FfRD}{2}$$

$$F_{FRD} = b \times t_f \times \frac{Fy}{\gamma m_0}$$

• **Pré dimensionnement des soudures :**

1)- **Semelle supérieure :**

a)- **cordon obtus**

$$\tau // = 0$$

$$\tau \perp = \frac{Fsd}{L_1 \times af} \times \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right)$$

$$\sigma = \frac{Fsd}{L_1 \times af} \times \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right)$$

Il faut vérifier que :

$$\sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau \perp^2} \geq \frac{Fu}{\beta_w \times \gamma M_w}$$

ce qui donne :

$$\frac{Fsd}{L_1 \times af_1} \times \sqrt{2 - \sin \theta} \leq \frac{Fu}{\beta_w \times \gamma M_w}$$

Tell que :  $L_1 = b = 200 \text{ mm}$

D'où :

$$a_{f1} \geq \frac{Fsd \times \sqrt{2 - \sin \theta}}{L_1} \times \frac{\gamma M_w \times \beta_w}{Fu}$$

et :

$$\frac{Fsd}{L_1 \times af_2} \times \sqrt{\frac{1 + \sin \theta}{2}} \leq \frac{Fu}{\gamma M_w}$$

D'où :

$$a_{f2} \geq \frac{Fsd}{L_1} \times \sqrt{\frac{1 + \sin \theta}{2}} \times \frac{\gamma M_w}{Fu}$$

$$a_f = \max(a_{f1}; a_{f2})$$

**b)- cordon aigu**

$$\tau // = 0$$

$$\tau \perp = \frac{Fsd}{L2 \times af} \times \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right)$$

$$\sigma = \frac{Fsd}{L2 \times af} \times \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right)$$

Il faut vérifier que :

$$\sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau \perp^2} \geq \frac{Fu}{\beta_w \times \gamma_{Mw}}$$

ce qui donne :

$$\frac{Fsd}{L2 \times af1} \times \sqrt{2 - \sin \theta} \leq \frac{Fu}{\beta_w \times \gamma_{Mw}}$$

Tell que :  $L_2 = b - 2 \times r - t_w$

D'où :

$$a_{f1} \geq \frac{Fsd \times \sqrt{2 - \sin \theta}}{L2} \times \frac{\gamma_{Mw} \times \beta_w}{Fu}$$

et :

$$\frac{Fsd}{L2 \times af2} \times \sqrt{\frac{1 + \sin \theta}{2}} \leq \frac{Fu}{\gamma_{Mw}}$$

D'où :

$$a_{f2} \geq \frac{Fsd}{L1} \times \sqrt{\frac{1 + \sin \theta}{2}} \times \frac{\gamma_{Mw}}{Fu}$$

$$a_f = \max(a_{f1}; a_{f2})$$

**2)- Semelle inférieure :**

Nous poursuivrons les mêmes étapes de calcul avec :

**a)- cordon obtus**

$$L_1 = b - 2 \times r - t_w$$

**b)- cordon aigu**

$$L_2 = b$$

Les résultats obtenus sont présenter dans le tableau suivant :

Assemblage	Semelles		L [mm]	Ffrd [KN]	Fsd [KN]	af1 [mm]	af2 [mm]	af [mm]
Traverse IPE 500 Platine	Semelle Supérieure	Obtus	200	684	342	6,55	4,40	7
		Aigu	147,8			8,86	5,96	9
	Semelle Inférieure	Obtus	147,8			8,86	5,96	9
		Aigu	200			6,55	4,40	7

**3)- Ame :**

Assemblage	$A_v$ [mm <sup>2</sup> ]	$V_{plrd}$ [KN]	$L(h_w)$ [mm]	$F_{wrd}$ [KN]	$a_{w1}$ [mm]	$a_{w2}$ [mm]	$a_{w3}$ [mm]	$a_w$ [mm] adopté
Traverse IPE 500 Platine	6035,2	744,40	426	464,15	4,20	4,28	2,14	5

**C.4-ASSEMBLAGES TRAVAILLANT AU CISAILLEMENT :**

Les boulons ordinaire doivent être vérifié par rapport à l'effort de cisaillement, pour assurer la résistance au cisaillement on doit vérifier que :

$$F_{Vsd} \leq F_{VRd}$$

$$F_{VRd} = n \times \frac{0,6 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :

$n$  : Nombre d'interface de glissement.

$F_{VRd}$ : Résistance de calcul d'un boulon au cisaillement.

$n$  : Nombre d'interfaces de cisaillement

$\gamma_{Mb} = 1,25$  : Coefficient partiel de sécurité.

$A_s$ : Aire de la section résistante en traction du boulon.

$f_{ub}$ : Résistance à la traction correspondant à la classe du boulon.

**C.5-RESISTANCE DE CALCUL D'UN BOULON A LA TRACTION :**

Les boulons ordinaires résistent par traction du corps de la vis lorsque l'assemblage est soumis à un effort parallèle à l'axe du boulon, pour assurer la résistance à la traction il faut vérifier que :

$$F_{tsd} \leq F_{trd}$$

$$F_{trd} = \frac{0,9 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$\gamma_{Mb} = 1,5$  : Coefficient partiel des écourtée la traction.

Lorsque la distance  $L_j$  entre les centres des éléments d'attaches situés aux extrémités, mesurée dans la direction de transmission des efforts est supérieure à  $15d$ ,  $d$  étant le diamètre des boulons, on est en présence d'un assemblage long, la résistance de calcul au cisaillement  $F_{VRd}$  de tous les éléments d'attaches doit être réduite en la multipliant par un coefficient min orateur  $\beta_{Lj}$  donné par :

$$\beta_{Lj} = \frac{Lj - 15d}{200d}; 0,75 \leq \beta_{Lj} \leq 1$$

Si l'effort de cisaillement est assez important, on risque une déchirure précoce des plats, cet effet doit être pris en compte par l'intermédiaire d'une force théorique dite « pression diamétrale », on vérifie que :

$$F_{vsd} \leq F_{bRd}$$

$$F_{bRd} = \frac{2,5 \times \alpha \times d \times t \times Fu}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :

-  $d$  : Diamètre du boulon.

-  $t$  : Epaisseur de la pièce.

-  $fu$  : Résistance à la traction de la pièce assemblée

$$\alpha = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e1}{d0} \\ \frac{P1}{3d0} - \frac{1}{4} \\ \frac{Fub}{Fu} \\ 1 \end{array} \right.$$

-  $d_0$ : Diamètre du trou.

### Résistance en traction d'un tronçon d'assemblage en « T »

Le tronçon en T est constitué d'un plat en traction (âme) amenant l'effort et d'un plat orthogonal (semelle) recevant deux files de boulons, et qui est sollicité en flexion.

La résistance en traction d'un tronçon en T est régie par :

- Résistance de sa semelle ;
- Résistance des boulons ;
- Résistance de son âme.

La résistance en traction de calcul d'une semelle de tronçon en T doit être prise égale à la plus petite des valeurs correspondant aux trois modes possibles de ruine déterminées comme suit :

$$F_{trd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{4 Mplrd}{m} \\ \frac{2 Mplrd + n \sum BtRd}{m+n} \\ \sum BtRd \end{array} \right.$$

### C.7-ASSEMBLAGES PAR BOULONS H-R :

Le boulonnage par serrage contrôlé des écrous permet d'obtenir un coefficient de frottement convenable entre tôles assemblées pour éviter le glissement des assemblages sous les efforts perpendiculaires à l'axe des vis.

Les boulons à serrage contrôlé, dits aussi précontraints sont mis en œuvre avec introduction d'un effort de précontrainte obtenu généralement par contrôle du couple de serrage appliqué, ou de la rotation imposée.

- Les classes de qualité disponibles sont **8.8** et **10.9**.

### C.8-LES PIECES ASSEMBLEES PAR LES HR :

- Traverse – traverse(faîtage).
- Poteau – traverse.
- Poteau – poutre de plancher

### C.9-RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU MOMENT DE FLEXION $M_{RD}$

La résistance au moment de flexion d'un assemblage poutre-poteau boulonné dépend de :

- La résistance de la zone tendue.
- La résistance de la zone comprimée.
- La résistance de la zone de cisaillement

Pour l'assemblage traverse – traverse, la résistance au moment de flexion dépend de la résistance de la zone tendue de la poutre.

### C.10-SEMELLE RAIDIE DE POTEAU :

On considère que la zone tendue d'une semelle raidie de poteau se comporte comme une série de tronçons en T d'une longueur totale égale à la somme des longueurs efficaces.

La longueur efficace  $L_{eff}$  propre à un boulon pour chaque rangée doit être prise égale à la plus petite des valeurs suivantes selon le cas concerné :

- ❖ Rangée de boulons adjacents au raidisseur :

$$L_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \alpha m \\ 2\pi m \end{array} \right.$$

- ❖ Rangée de boulons isolée :

$$L_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4m + 1,25e \\ 2\pi m \end{array} \right.$$

- ❖ Rangée de boulons intérieurs :

$$L_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} P \\ 4m + 1,25e \\ 2\pi m \end{array} \right.$$

- ❖ Rangée de boulons en extrémité de rangée :

$$L_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5P + 2m + 0,625e \\ 4m + 1,25e \\ 2\pi m \end{array} \right.$$

### C.11-PLATINE D'EXTREMITE :

La zone tendue d'une platine d'extrémité de poutre doit être considérée agir comme une série de tronçons en T équivalents dont la longueur totale est égale à la longueur efficace totale correspondant aux dispositions de boulons de la zone tendue. La longueur efficace  $L_{eff}$  pour chaque rangée de boulons doit être prise égale à la plus petite des valeurs suivantes selon le cas concerné

- ❖ Rangée de boulons isolée :

$$L_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4m + 1,25e \\ 2\pi m \end{array} \right.$$

- ❖ Rangée de boulons extérieur à la semelle tendue de la poutre :

$$L_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5bp \\ 0,5W + 2mx + 0,625ex \\ 4mx + 1,25 ex \\ 2\pi mx \end{array} \right.$$

- ❖ rangée de boulons en dessous de la semelle tendue de la poutre :

$$L_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \alpha m \\ 2\pi m \end{array} \right.$$

- ❖ Rangée de boulons intérieurs :

$$L_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} P \\ 4m + 1,25e \\ 2\pi m \end{array} \right.$$

- ❖ Rangée de boulons en extrémité :

$$L_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5P + 2m + 0,625e \\ 4m + 1,25e \\ 2\pi m \end{array} \right.$$

**C.12-RESISTANCE A LA TRACTION D'UN TRONÇON EN T :**

➤ **Résistance a la traction d'un boulon :**

La résistance à la traction d'un boulon unique en présence de plats assemblés est égale à la valeur minimale entre la résistance de calcul en traction d'un boulon et la résistance de calcul au cisaillement par poinçonnage de la plaque sous la tête du boulon ou de l'écrou.

$$B_{tRd} = \begin{cases} FtRd = \frac{0,9 \times Fub \times As}{\gamma Mb} \\ BpRd = \frac{0,6 \times \pi \times dm \times tp \times Fu}{\gamma Mb} \end{cases}$$

➤ **Résistance a la traction d'un tronçon ent :**

$$M_{pIRd} = 0,25 \times L_{eff} \times t_p^2 \times \frac{Fy}{\gamma M0}$$

$$F_{tRd} = \min \begin{cases} \frac{4 MplRd}{m} \\ \frac{2MplRd + n \sum BtRd}{m+n} \\ \sum BtRd \end{cases}$$

➤ **Moment résistant :**

$$M_{rd} = \sum FtRdi \times h_i$$

Avec :

$F_{tRdi}$  : Valeur de calcul de la résistance efficace d'une rangée individuelle de boulons.

$h_i$  : La distance entre cette rangée et le centre de résistance de la zone comprimée

➤ **Résistance de la zone comprimée:**

La résistance de calcul à l'écrasement d'une âme non raidie de poteau soumis à un effort transversal de compression est donnée par la formule :

$$F_{cRd} = t_w \times b_{eff} \times \frac{Fy}{\gamma M0}$$

Avec :

$$b_{eff} = t_f + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

➤ **Résistance de la zone sollicitée au cisaillement:**

La résistance de calcul d'un poteau soumis à un effort de cisaillement est donnée par la formule

$$V_{PIRd} = \frac{Av \times Fy}{\gamma M0 \times \sqrt{3}}$$

**C.13 - résistance de calcul en traction des tronçons en te équivalente ( Assemblage traverse – traverse ) :**

**Tableau C.2-** Résistance de calcul en traction des tronçons en te équivalente ( Assemblage traverse – traverse )

Rangée de boulons à considérer dans les assemblages Successifs		7	6	5	4	3	2	1
L <sub>eff</sub> [mm]	Rangée 7	277,99	277,99	277,99	277,99	277,99	277,99	277,99
	Rangée 6	110	110	110	110	110	174,74	
	Rangée 5	110	110	110	110	174,74		/
	Rangée 4	110	110	110	174,74		/	/
	Rangée 3	110	110	174,74		/	/	/
	Rangée 2	110	174,74		/	/	/	/
	Rangée 1	174,74		/	/	/	/	/
L <sub>eff</sub> [mm] "Tronçon en Tééquivalent"		1002,72	892,72	782,72	672,72	562,72	452,72	277,99
M <sub>plRd</sub> [KN.mm]		33471,62	29799,74	26127,87	22455,99	18784,12	15112,24	9279,43
F <sub>trdi</sub> [KN]	Mode 1	3026,15	2694,18	2362,21	2030,23	1698,26	1366,29	838,95
	Mode 2	3210,45	2775,37	2340,28	1905,20	1470,11	1035,03	554,09
	Mode 3	4712,40	4039,20	3366,00	2692,80	2019,60	1346,40	673,20
F <sub>trd</sub> [KN]		3026,15	2694,18	2340,28	1905,20	1470,11	1035,03	554,09

**C.14 - résistance de calcul en traction des tronçons en te équivalents [ Assemblage poteau – traverse (Aile du poteau)] :**

**Tableau C.3-** Résistance de calcul en traction des tronçons en te équivalente ( Assemblage poteau – traverse ) (Aile du poteau)

Rangée de boulons à considérer dans les assemblages Successifs		7	6	5	4	3	2	1
L <sub>eff</sub> [mm]	Rangée 7	277,99	277,99	277,99	277,99	277,99	277,99	277,99
	Rangée 6	110	110	110	110	110	174,74	
	Rangée 5	110	110	110	110	174,74		/
	Rangée 4	110	110	110	174,74		/	/
	Rangée 3	110	110	174,74		/	/	/
	Rangée 2	110	174,74		/	/	/	/
	Rangée 1	174,74		/	/	/	/	/
L <sub>eff</sub> [mm] "Tronçon en Téquivalent"		1002,72	892,72	782,72	672,72	562,72	452,72	277,99
M <sub>plRd</sub> [KN.mm]		33471,62	29799,74	26127,87	22455,99	18784,12	15112,24	9279,43
F <sub>trdi</sub> [KN]	Mode 1	3026,15	2694,18	2362,21	2030,23	1698,26	1366,29	838,95
	Mode 2	3210,45	2775,37	2340,28	1905,20	1470,11	1035,03	554,09
	Mode 3	4712,40	4039,20	3366,00	2692,80	2019,60	1346,40	673,20
F <sub>trd</sub> [KN]		3026,15	2694,18	2340,28	1905,20	1470,11	1035,03	554,09

**C.15 - résistance de calcul en traction des tronçons en te équivalents [ Assemblage poteau - traverse (Platine d'extrémité) ] :**

**Tableau C.4- Résistance de calcul en traction des tronçons en te équivalente ( Assemblage poteau – traverse ) (Platine d'extrémité)**

Rangée de boulons à considérer dans les assemblages successifs		7	6	5	4	3	2	1
L <sub>eff</sub> ( mm)	rangée 7	277,99	277,99	277,99	277,99	277,99	277,99	277,99
	rangée 6	110	110	110	110	110	202,86	
	rangée 5	110	110	110	110	202,86		
	rangée 4	110	110	110	202,86			/
	rangée 3	110	110	202,86			/	/
	rangée 2	110	202,86			/	/	/
	rangée 1	202,86			/	/	/	/
L <sub>eff</sub> [mm] "Tronçon en Téquivalent"		1030,8	920,8	810,8	700,8	590,8	480,8	278,0
M <sub>plrd</sub> ( KN.mm)		22022,7	19672,7	17322,7	14972,7	12622,7	10272,7	5938,8
F <sub>trd</sub> (KN)	mode 1	1991,1	1778,6	1566,1	1353,7	1141,2	928,7	536,9
	mode 2	2584,5	2231,2	1878,0	1524,8	1171,6	818,4	425,3
	mode 3	3855,6	3304,8	2754,0	2203,2	1652,4	1101,6	550,8
F <sub>trd</sub> (KN)	/	1991,1	1778,6	1566,1	1353,7	1141,2	818,4	425,3
Résistance potentielle par rangée (KN)		212,5	212,5	212,5	212,5	322,8	393,1	425,3

**C.16- résistance de calcul adopte( Assemblage poteau – traverse ) :****Tableau C.5-** Résistance de calcul adopte ( Assemblage poteau – traverse )

rangée	Ail du poteau			Résistance après redistribution [KN]	platine		
	Résistance individuelle limite [KN]	Résistance potentielle plus correction [KN]	Résidu		Résistance individuelle limite [KN]	Résistance potentielle plus correction [KN]	Résidu
7	477,8	477,8	52,50	425,32	425,3	425,3	0,0
6		530,3	137,24	393,07		393,1	0,0
5		556,1	233,29	322,82		322,8	0
4		652,2	439,70	212,46		212,5	0
3		858,6	646,11	212,46		212,5	0
2		1065,0	852,52	212,46		212,5	0
1		1271,4	1058,93	212,46		212,5	0

**C.17- résistance de calcul adopte ( Assemblage poteau – poutre de plancher ) :**

**Tableau C.6-** Résistance de calcul adopte ( Assemblage poteau – poutre de plancher )

rangée	Ail du poteau			Résistance après redistribution [KN]	platine		
	Résistance individuelle mite [KN]	Résistance potentielle plus correction [KN]	Résidu		Résistance individuelle mite [KN]	Résistance potentielle plus correction [KN]	Résidu
5	477,82	477,8	52,50	425,32	494,45	425,3	0
4		530,3	131,00	399,32		399,3	0
3		565,3	205,61	359,65		359,7	0
2		639,9	384,44	255,43		255,4	0
1		818,7	577,26	241,43		241,4	0

## APPENDICE D : FONDATION.

## D.1-STABILITE AU RENVERSEMENT [Sous V4 (Le cas le plus défavorable)] :

Tableau D.1- Stabilité au renversement sous V4.

/	Zone	Wj(N/m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	R (kN)	Rv (kN)	Nature	Rh (kN)	Nature	X (m)	Y (m)	Z (m)
Paroisverticales	D	52,76	860,00	45,38	/	renversant	45,38	renversant	0	43	5
	E	-672,74	860,00	-578,56	/	renversant	578,56	renversant	18	43	5
Toiture	F1	-1558,52	11,88	-18,52	18,43	renversant	-1,84	stabilisant	1,09	2,725	10,11
	F2	-1558,52	11,88	-18,52	18,43	renversant	-1,84	stabilisant	1,09	83,28	10,11
	G	-1246,55	163,72	-204,08	203,08	renversant	-20,31	stabilisant	1,09	43	10,11
	H	-856,76	586,52	-502,50	500,01	renversant	-50	stabilisant	5,59	43	10,56
	I	-861,24	586,52	-505,13	502,62	renversant	50,26	renversant	14,59	43	10,79
	J	-889,34	187,48	-166,73	165,9	renversant	16,59	renversant	10,09	43	10,34