

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Djillali Bounaama Khemis-Miliana



Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de la Technologie

## Mémoire du Fin d'Etude

En vue de l'obtention du diplôme de **Master**

Filière : **Génie civil**

Spécialité : **Structures**

Thème

---

# Etude comparative d'une structure en charpente métallique R+3 selon les nuances S235 et S275

---

**Réalisé par :**

TAIBI Omar

MERZOUK Khalil

**Encadré par :**

Dr : HAMLII BENZAHAR Hamid

**Promotion : 2019**

# *Remerciment*

Nous adressons nos plus sincères sentiments de reconnaissance et de remerciement envers ALLAH, le clément et le miséricordieux, lequel nous a accordé la force et le courage de mener à bien ce modeste travail. Nos parents pour tous les bienfaits qu'ils nous ont accordés, leur écoute, leur disponibilité et leur grand Amour.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre illustre encadreur **Monsieur HAML** pour le temps qu'ils nous ont accordé de leur confiance et de leur aide scientifique, ainsi leurs précieux conseils.

Nous remercions également tous nos enseignants durant tout notre cursus.

Nos remerciements s'adressent aussi aux membres du jury qui nous font l'honneur d'examiner ce travail.

Merci aussi à tous les membres de nos familles pour leur soutien. Nous remercions aussi tous nos amis et collègues pour leurs aides, leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements.

Enfin, nous exprimons toute notre gratitude à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Merci à tous

**KHALIL et OMAR.**



# Dédicace

On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination, après cinq ans d'étude et d'assiduité et en fin de ce cycle et le commencement d'un nouveau départ, ce parcours, en effet, ne s'est pas réalisé sans défis et sans soulever de nombreuses questions pour lesquelles les réponses nécessitent de longues heures de travail.

Je dédie ce modeste travail

*A*

Ma très chère et douce maman, Mon très cher père, qui m'ont encouragé durant toutes mes études c'est grâce à eux si je suis arrivée à ce résultat et à qui je m'adresse à ALLAH les vœux les plus ardents pour la conservation de leur santé et de leur vie.

Mes chères frères et sœurs Meriem, Ibrahim, et Imane.

Mes amis Walid, Abdou, Nabil, Mahmoud, Raouf, Imad, Abdelkader, Fares et Farid.

Ma très chère nièce Lokmane, Mohammed et Anfel.

Toute la famille MERZOUK et ZENATI.

Tout l'équipe de Nouveau Nentre Quartier Ain Defla « ETB Nedjoum » et BET Pyramide.

Mon binome Omar.

Mes chers professeurs qui ont fait de leurs mieux afin de nous offrir de bonnes études et qui se sont montrés très compréhensifs à notre égard

Toutes mes très chères amies avec lesquelles j'ai partagé mes moments de joie et de bonheur,

Sans oublier toute la promotion de Génie Civil 2018/2019.

Que toute personne m'ayant aidé de près ou de loin, trouve ici l'expression de ma reconnaissance.

**KHALIL**



# Dédicace

On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination, après cinq ans d'étude et d'assiduité et en fin de ce cycle et le commencement d'un nouveau départ, ce parcours, en effet, ne s'est pas réalisé sans défis et sans soulever de nombreuses questions pour lesquelles les réponses nécessitent de longues heures de travail.

Je dédie ce modeste travail

*A*

Ma très chère et douce maman, Mon très cher père, qui m'ont encouragé durant toutes mes études c'est grâce à eux si je suis arrivée à ce résultat et à qui je m'adresse à ALLAH les vœux les plus ardents pour la conservation de leur santé et de leur vie.

Mes chères frères et sœurs. Mohamed, Nabil, Fouad, Amina et Djamila.

Mes amis Walid, abdarahman, Amine, Mustpha, Mohamed et Hassna.

Ma très chère nièce Amine, Dina, Douaa

Toute la famille TAIBI et Miloudi.

Mon binome Khalil.

Mes chers professeurs qui ont fait de leurs mieux afin de nous offrir de bonnes études et qui se sont montrés très compréhensifs à notre égard

Toutes mes très chères amies avec lesquelles j'ai partagé mes moments de joie et de bonheur,

Sans oublier toute la promotion de Génie Civil 2018/2019.

Que toute personne m'ayant aidé de près ou de loin, trouve ici l'expression de ma reconnaissance.

**OMAR**



# Tables des matières

Résumé, Abstract, ملخص

Liste des notations

Liste des figures

Liste des tableaux

Les plans

**Introduction générale..... 01**

## **Chapitre I : Recherche bibliographique**

I.1. Introduction..... 02

I.2. Définition d'acier..... 02

I.3. Les types d'acier..... 02

I.4. Désignations d'aciers..... 03

I.5. l'acier de construction..... 03

I.6. Limite d'élasticité..... 03

I.7. Rupture..... 03

I.8. Nuance d'acier..... 04

I.9. Les différents nuance d'acier..... 04

I.10. La différence entre nuance **S235** et **S275**..... 05

I.11. Choix de la nuance..... 05

I.12. Avantage des constructions en acier..... 06

I.13. Inconvénients des constructions en acier..... 06

## **Chapitre II : Présentation du projet**

II.1. Introduction..... 07

II.2. Présentation du projet..... 07

II.3. Caractéristiques de bâtiment.....	07
II.3.1. Les dimensions géométriques.....	07
II.3.2. Ossature métallique.....	08
II.4. Règlements utilisés.....	08
II.5. Logiciels utilisés.....	09
II.6. Matériaux de construction.....	09
II.6.1. Aciers de construction.....	09
II.7. Les assemblages.....	09
II.7.1. Le boulonnage.....	10
II.7.2. Le soudage.....	10

### **Chapitre III : Descente des charges**

III.1. Introduction.....	11
III.2. Charge permanente.....	11
III.2.1. Plancher terrasse inaccessible.....	11
III.2.2. Plancher étage courant.....	12
III.2.3. Murs extérieurs (double parois).....	13
III.2.4. Mur intérieurs.....	13
III.3. Surcharges d'exploitations.....	13
III.4. Charges climatiques.....	14
III.4.1. La neige.....	14
III.4.2. Le vent.....	14

### **Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments structuraux**

IV.1. Introduction .....	27
IV.2. Classification des sections transversales selon le CCM97.....	27



IV.3. Principes du règlement CCM97.....	28
IV.4. Coefficients partiels de sécurité.....	28
IV.5. Principes de calcul.....	28
IV.5.1 Vérification de la condition de flèche.....	29
IV.5.2 Vérification de la condition de résistance.....	29
IV.5.3. Vérification du déversement.....	29
IV.6. Les solives.....	30
IV.6.1 Calcul de l'entraxe entre solives.....	30
IV.6.2. Evaluation des charges.....	30
IV.6.3. Dimensionnement des solives.....	30
IV.6.4. Vérification des solives.....	31
IV.7. Les poutres.....	32
IV.7.1. Pour poutre de 5 m.....	32
IV.7.2. Poutre de 3,5 m.....	34
IV.8. Dimensionnement de l'acrotère.....	37
IV.8.1. Généralité.....	37
IV.8.2. Evaluation des charges.....	37
IV.8.3. Calcul des sollicitations.....	38
IV.8.4. Ferrailage de l'acrotère (selon BAEL91) .....	38
IV.9. Poutres es consoles.....	39
IV.9.1. Evaluation des charges.....	39
IV.9.2. Dimensionnement de poutre console.....	40
IV.9.3. Vérification de console.....	40
IV.10. Poutre sablière.....	42

IV.10.1. Evaluation des charges.....	42
IV.10.2. Dimensionnement de sabliers.....	42
IV.10.3. Vérification de sablier.....	42
IV.11. Poteau RDC le plus sollicité.....	44
IV.11.1. Evaluation des charges.....	44
IV.11.2. Calcul d'effort sollicitant.....	44
IV.11.3. Dimensionnement de poteau.....	44
IV.11.4. Vérification de poteau.....	45
IV.12. Les escaliers.....	45
IV.12.1. Généralité.....	45
IV.12.2. Choix des dimensions.....	45
IV.12.3. Dimensionnements des éléments porteurs.....	46
IV.12.3.1. Les supports des marches.....	46
IV.12.3.2. Limon.....	48
IV.12.2.3. Palier de repos.....	49
IV.12.3.4. La poutre porteuse.....	50
IV.13. Acier <b>S275</b> .....	52
IV.13.1. Vérification des solives.....	52
IV.13.2. Vérification de la poutre (5m).....	53
IV.13.3. Vérification de la poutre (3,5m).....	55
IV.13.4. Vérification de sablier.....	55
IV.13.5. Dimensionnement de poutre console.....	56
IV.13.5.1 Vérification de console.....	56
IV.13.6. Dimensionnement de poteau.....	57



IV.13.6.1. Vérification de poteau.....	57
IV.13.7. Vérification de limon.....	57
IV.13.8. Vérification de la poutre palière.....	57
IV.14. Conclusion.....	58

## **Chapitre V : Etude du plancher collaborant**

V.1. Introduction.....	59
V.2. Plancher Collaborant.....	59
V.3. Calcul de plancher terrasse.....	60
V.3.1. Vérification de la condition de résistance.....	60
V.3.2. Vérification de cisaillement.....	61
V.3.3. Vérification de la flèche.....	62
V.4. Acier S275.....	63
V.4.1. Position de l'axe neutre.....	63
V.4.2. Vérification de cisaillement.....	64
V.4.3. Vérification de la flèche.....	64
V.5. Etude des connecteurs.....	64
V.5.1. Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur.....	65
V.5.2. Nombre des connecteurs.....	65
V.5.3. Espacements des connecteurs.....	66

## **Chapitre VI : Etude dynamique et sismique**

VI.1. Introduction.....	67
VI.2. Normes utilisées.....	67
VI.3. Principe de la méthode modale spectrale.....	67
VI.4. Critères de classification par le RPA99 version 2003.....	67

VI.4.1. Classification de l'ouvrage.....	67
VI.5. Analyse dynamique de la structure.....	68
VI.5.1. Modélisation de la structure.....	68
VI.5.2. Spectre de réponse de calcul.....	68
VI.5.3. Analyse modale.....	69
VI.6. Vérification de la structure.....	70
VI.6.1. Premier modèle.....	70
VI.6.2. Nombre de modes à considérer (RPA1999/2003,4.3.4).....	71
VI.6.3. Vérification de la période fondamentale de la structure.....	72
VI.6.4. La force sismique totale V.....	73
VI.6.5. Vérification des déplacements.....	74
VI.6.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	76
VI.7. Les diagonales.....	78
VI.7.1. Vérification des contreventements.....	78
VI.8. Vérification des poteaux.....	80
VI.8.1. Vérification au flambement avec flexion.....	80
IV.9. Conclusion.....	86

## **Chapitre VII : Etude des assemblages**

VII.1. Introduction.....	87
VII.2. Vérification d'un assemblage solive - poutre principale.....	87
VII.2.1. Vérification des boulons au cisaillement.....	87
VII.2.2. Vérification à la pression diamétrale.....	88
VII.2.3. Résistance ultime de calcul au cisaillement.....	89
VII.3. Vérification d'un assemblage poutre - poteau.....	90



VII.3.1. Vérification des boulons au cisaillement.....	91
VII.3.2. Vérification à la pression diamétrale.....	91
VII.3.3. Résistance ultime de calcul au cisaillement.....	91
VII.4. Assemblage des diagonales (2L180 × 180 × 10) sur un gousset.....	91
VII.4.1. Résistance au glissement d'un boulon.....	92
VII.4.2. Vérification à la pression diamétrale.....	93
VII.5. Dimensionnement du gousset.....	94
VII.6. Assemblage gousset- poteau.....	94
VII.6.1. Assemblage cornière - poteau.....	95
VII.6.2. Assemblage cornière – gousset.....	96
VII.7. Assemblage gousset-poutre.....	96
VII.8. Bases de poteau.....	98
VII.8.1. Plaque d'assise.....	98
VII.8.1.1. Dimensions en plan de la platine.....	98
VII.8.2. Dimensionnement et vérification de la butée.....	99
VII.9. Tige d'ancrage.....	101

## **Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure**

VIII.1. Introduction.....	103
VIII.2. Choix du type de fondation.....	103
VIII.3. Caractéristiques des matériaux .....	103
VIII.3.1. Béton.....	103
VIII.3.2. Acier.....	104
VIII.4. Les charges à considérer.....	104
VIII.5. Type de fondation.....	104

VIII.6. Calcul des semelles isolées.....	105
VIII.6.1. Pré-dimensionnement des semelles.....	105
VIII.6.2. Calcul la hauteur de la semelle.....	106
VIII.6.3. Calcul du ferrailage.....	107
VIII.7. Les fûts.....	110
VIII.7.1. Calcul du ferrailage.....	110
VIII.8. Calcul des longrines.....	112
VIII.8.1. Dimensionnement des longrines.....	112
VIII.8.2. Calcul du ferrailage.....	112
VIII.8.3. Vérification de condition de non fragilité.....	113
VIII.8.4. Calcul d'armatures transversales.....	113
<b>Conclusion.....</b>	<b>114</b>

Bibliographie

Annexe



## ملخص

دراسة مقارنة لهيكل من إطار معدني وفقاً للصفين S235 و S275 الهدف من هذه الدراسة هو مقارنة لهيكل معدني مصنوع وفقاً للصفين S235 و S275، وفقاً للوائح التصميم (Eurocode3 و RPA 2003) بدأت الدراسة من تقييم الحمولة بغرض التصميم الاولي للعناصر الداعمة (الحزم، الروافد و الأعمدة) بعد دراسة زلزالية وفقاً للنسخة RPA 2003 99 متبوعة بالتحقق من التجميعات المسدودة. ستتم مقارنة النتائج التي تم العثور عليها للهيكل المصنع وفقاً للصف S235 بالنتائج التي تم العثور عليها وفقاً للصف S275.

الكلمات المفتاحية : الاطار المعدني، التجميع، أصناف المعدن، الاستجابة الزلزالية.

## Résumé

Le but de cette étude est de comparer une structure en charpente métallique selon les nuances S235 et S275 en respectant les règlements de calcul (RPA 2003 et Eurocode 3). L'étude est commencée par la descente des charges afin de pré-dimensionner les éléments porteurs (poutres, solives et poteaux), en suite une étude sismique selon le règlement RPA 99 version 2003 suivie par une vérification des assemblages boulonnées. Les résultats trouvés pour une structure selon S235 seront comparés avec ceux trouvés en utilisant S275.

Mots clés : ossature métallique, assemblage, nuance, réponse sismique.

## Abstract

The objective of this study is to compare structure made of metal frame according to the grades S235 and S275 in accordance with the design regulations (RPA 2003 and Eurocode 3). The study is initiated by the descent of the loads in order to pre-dimension the supporting elements (beams, joists and columns), following a seismic study according to the RPA 99 2003 version regulation followed by a verification of the bolted assemblies. The results found for a structure made according to the grade S235 with those found using grade S275.

Key words : metal framework, assembly, grade, seismic response.

# Liste des notations

## – Les charges

**G** : Charge permanente.

**Q** : Charge d'exploitation.

**S** : Surcharge climatique de la neige.

**W** : Surcharge climatique du vent.

## – Les caractéristiques d'un profiles en I ou H

**b** : la longueur de la semelle

**d** : la hauteur de l'âme.

**h** : Hauteur du profilé.

**t<sub>w</sub>** : Epaisseur d'une semelle de profile.

**t<sub>f</sub>** : Epaisseur de l'âme de profile.

## – Majuscules latines

**A** : Section brute d'une pièce.

**A<sub>net</sub>** : Section nette d'une pièce.

**A<sub>w</sub>** : Section de l'âme.

**A<sub>v</sub>** : Aire de cisaillement.

**C<sub>t</sub>** : Coefficient de topographie.

**C<sub>r</sub>** : Coefficient de rugosité.

**C<sub>e</sub>** : Coefficient d'exposition.

**C<sub>d</sub>** : Coefficient dynamique.

**E** : Module d'élasticité longitudinale.

**F** : Force en générale.

**G** : Module d'élasticité transversale.

**I** : Moment d'inertie.

**K<sub>0</sub>** : Coefficient de flambement.

**K<sub>t</sub>** : Facteur de terrain.

**L** : Longueur.

**M** : Moment de flexion.

**M<sub>Sd</sub>** : Moment fléchissant sollicitant.

**M<sub>Rd</sub>** : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

**M<sub>Pl</sub>** : Moment plastique.

**M<sub>b,Rd</sub>** : Moment de la résistance au déversement .

**N<sub>pl,Rd</sub>** : Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.

**N<sub>b,Rd</sub>** : Effort normal d'un élément comprimé au flambement.

**N<sub>Sd</sub>** : Effort normal sollicitant.

**N<sub>t sd</sub>** : Effort normale de traction.

**N<sub>csd</sub>** : Effort normal de compression.

**N<sub>c,Rd</sub>** : Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

**V<sub>sd</sub>** : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

**V<sub>réf</sub>** : Vitesse de référence du vent.

**V<sub>m</sub>** : Vitesse moyenne du vent

**W<sub>pl</sub>** : Module de résistance plastique.

**W** : Poids de la structure.

– **Minuscules latines**

**f** : La flèche.

**f<sub>y</sub>** : Limite d'élasticité.



**h** : Hauteur d'une pièce.

**L** : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

**L<sub>f</sub>** : Longueur de flambement.

**t** : Épaisseur d'une pièce.

**Z** : Hauteur au-dessus du sol.

**Z<sub>0</sub>** : Paramètre de rugosité.

**Z<sub>eq</sub>** : Hauteur équivalente.

**nI,x** : Fréquence fondamentale de vibration dans la direction du vent.

– **Minuscules grecques**

**χ** : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

**β<sub>w</sub>** : Facteur de corrélation.

**γ<sub>M</sub>** : Coefficient de sécurité.

**λ** : Élancement.

**λ<sub>LT</sub>** : Élancement de déversement.

**α** : Facteur d'imperfection.

**ϕ<sub>LT</sub>** : Rotation de déversement.

**τ** : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

**ε** : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

**f<sub>y</sub>** : Contrainte de l'acier.

**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte du béton.

**ξ** : Pourcentage d'amortissement critique.

**η** : Facteur de correction d'amortissement.

**δ<sub>ek</sub>** : Déplacement dû aux forces sismiques.

**μ** : coefficient de forme de la charge de neige.

**δ** : Décrément logarithmique d'amortissement

– **Indices**

**crit** : Critique.

**adm** : Admissible

**eff** : Efficace.

*fr* : Frottement.

**m** : Moyenne.

*réf* : Référence.

**max** : Maximum.

**min** : Minimum.

**corresp** : Correspondante.

**e** : Externe.

**i** : Interne.

**X** : Sens x.

**Y** : Sens y.

# Liste des figures

## Chapitre I : Recherche bibliographique

Figure I.1. Diagramme de déformation S235 et S275.....	05
--	----

## Chapitre II : Présentation du projet

Figure II.1. Vue 3D de bâtiment.....	08
--------------------------------------	----

## Chapitre III : Descente des charges

Figure III.1. Composition du plancher terrasse.....	11
---	----

Figure III.2. Eléments constructifs du plancher collaborant.....	12
--	----

Figure III.3. Action due à la neige.....	14
--	----

Figure III.4. Action du vent.....	14
-----------------------------------	----

Figure III.5. Répartition de la pression dynamique.....	16
---	----

Figure III.6. Légende pour les parois verticales (sens X).....	18
--	----

Figure III.7. Valeur de $C_{pe}$ pour les parois verticales (sens X).....	19
---	----

Figure III.8. Légende pour les parois verticales (sens Y).....	19
--	----

Figure III.9. Valeur de $C_{pe}$ pour les parois verticales (Sens Y).....	20
---	----

Figure III.10. Parois de toiture.....	20
---------------------------------------	----

## Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Figure IV.1. Lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section.....	27
---	----

Figure IV.2. Dimensions de l'acrotère.....	37
--	----

Figure IV.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	39
--	----

Figure IV.4. Les charges sur la console.....	40
--	----

Figure IV.5. Vue en élévation d'escalier.....	45
---	----

<b>Figure IV.6.</b> Vue en plane et vue en élévation.....	46
<b>Figure IV.7.</b> Inertie de cornière des marches.....	47
<b>Figure IV.8.</b> La flèche de tôle pliée.....	47
<b>Figure IV.9.</b> La charge sur limon.....	48
<b>Figure IV.10.</b> Les charges sur la poutre palière.....	50

## **Chapitre V : Etude du plancher collaborant**

<b>Figure V.1.</b> Eléments constructifs du plancher mixte.....	59
<b>Figure V.2.</b> Dimensions de la poutre mixte.....	60
<b>Figure V.3.</b> Les dimensions d'un connecteur.....	64
<b>Figure V.4.</b> Disposition des connecteurs.....	66

## **Chapitre VI : Etude dynamique et sismique**

<b>Figure VI.1.</b> Spectre de réponse suivant (X) et (Y) .....	69
---	----

## **Chapitre VII : Etude des assemblages**

<b>Figure VII.1.</b> L'espacement des éléments d'attache.....	88
<b>Figure VII.2.</b> L'espacement des éléments d'attache.....	89
<b>Figure VII.3.</b> Assemblage poutre-poteau.....	90
<b>Figure VII.4.</b> Attache diagonales - gousset.....	92
<b>Figure VII.5.</b> Les efforts appliquant sur un boulon.....	92
<b>Figure VII.6.</b> L'espacement des éléments d'attache.....	93
<b>Figure VII.7.</b> Les efforts appliquant sur un gousset.....	94
<b>Figure VII.8.</b> Les efforts appliquant sur les boulons.....	95
<b>Figure VII.9.</b> Les efforts appliquant sur les boulons.....	96
<b>Figure VII.10.</b> L'effort incliné appliquant sur le gousset.....	96
<b>Figure VII.11.</b> Les dimensions de la butée. ....	100

<b>Figure VII.12.</b> Assemblage - pied de poteau.....	102
--	-----

## **Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure**

<b>Figure VIII.1.</b> Vue en plan des armatures principale.....	106
---	-----

<b>Figure VIII.2.</b> Vue en élévation du ferrailage.....	108
---	-----

<b>Figure VIII.3.</b> Vue en plan des armatures principale.....	109
---	-----

<b>Figure VIII.4.</b> Vue en élévation du ferrailage.....	110
---	-----

<b>Figure VIII.5.</b> Vue en plan des ferrailages de fût.....	112
---	-----

<b>Figure VIII.6.</b> Ferrailage de la longrine.....	113
--	-----



# Liste des tableaux

## Chapitre I : Recherche bibliographique

Tableau I.1. Les différent nuances pour des différent normes.....	06
---	----

## Chapitre II : Présentation du projet

## Chapitre III : Descente des charges

Tableau III.1. Charge permanente.....	11
---------------------------------------	----

Tableau III.2. Charge permanente d'un plancher courant.....	12
---	----

Tableau III.3. Charge permanente des murs extérieurs.....	13
---	----

Tableau III.4. Charge permanente pour les murs intérieurs.....	13
--	----

Tableau III.5. La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ .....	17
---	----

Tableau III.6. Coefficients extérieurs ( $C_{pe.10}$ ) des parois verticaux (A,B,C,D,E).....	18
--	----

Tableau III.7. Coefficients extérieurs ( $C_{pe.10}$ ) des parois verticaux (A',B',D,E).....	19
--	----

Tableau III.8. Coefficients extérieurs ( $C_{pe.10}$ ) des parois verticaux (F,G,H,I).....	21
--	----

Tableau III.9. Coefficients de pression extérieure et intérieure des patois verticaux.....	21
--	----

Tableau III.10. Pression due au vent, paroi.....	23
--	----

Tableau III.11. Pression due au vent, terrasse.....	24
---	----

Tableau III.12. Pression due au vent, paroi.....	24
--	----

Tableau III.13. Pression due au vent, terrasse.....	25
---	----

Tableau III.14. Force de frottement dans la paroi.....	26
--	----

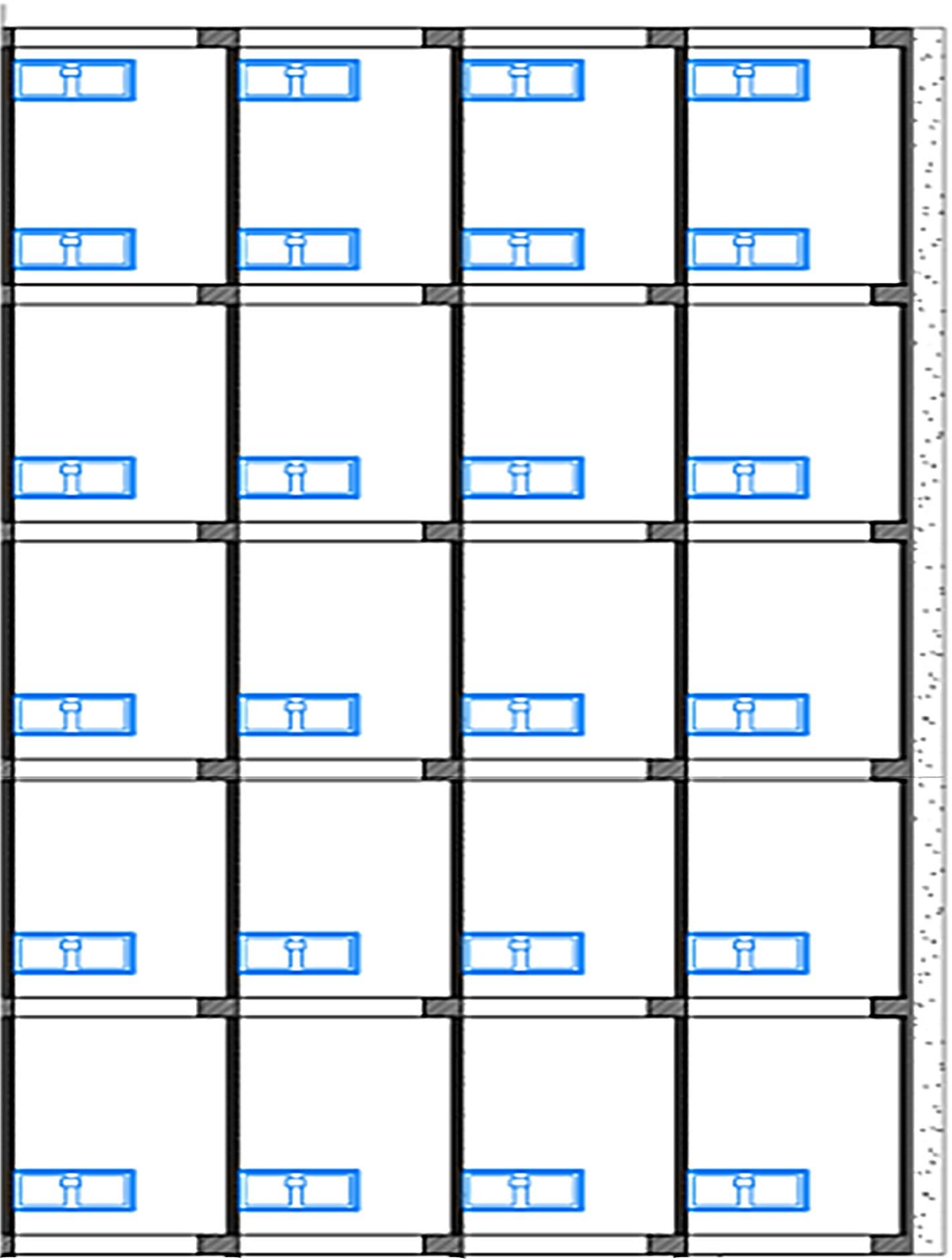
## Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Tableau IV.1. Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales.....	29
---	----

Tableau IV.2. Les sollicitations.....	38
---------------------------------------	----

<b>Tableau IV.3.</b> Caractéristiques du béton.....	38
<b>Tableau IV.4.</b> Les différents pré-dimensionnement des éléments Selon <b>S235</b> et <b>S275</b> .....	58
<b>Tableau IV.1.</b> Pourcentage de participation massique.....	72
<b>Tableau IV.2.</b> Vérification de période fondamentale.....	72
<b>Tableau IV.3.</b> Poids de la structure.....	73
<b>Tableau IV.4.</b> Comparaison de $V_{dyn}$ avec : 80% $V$ (S235).....	74
<b>Tableau IV.5.</b> Comparaison de $V_{dyn}$ avec : 80% $V$ (S275).....	74
<b>Tableau IV.6.</b> Déplacements suivant (X) pour acier S235.....	75
<b>Tableau IV.7.</b> Déplacements suivant (Y) pour acier S235.....	75
<b>Tableau IV.8.</b> Déplacements suivant (X) pour acier S275.....	75
<b>Tableau IV.9.</b> Déplacements suivant (Y) pour acier S275.....	76
<b>Tableau IV.10.</b> Vérification dans le sens X de l'effet P- $\Delta$ pour acier S235.....	76
<b>Tableau IV.11.</b> Vérification dans le sens Y de l'effet P- $\Delta$ pour acier S235.....	77
<b>Tableau IV.12.</b> Vérification dans le sens X de l'effet P- $\Delta$ pour acier S275.....	77
<b>Tableau IV.13.</b> Vérification dans le sens Y de l'effet P- $\Delta$ pour acier S275.....	77
 <b>Chapitre V : Etude du plancher collaborant</b>	
 <b>Chapitre VI : Etude dynamique et sismique</b>	
 <b>Chapitre VII : Etude des assemblages</b>	
 <b>Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure</b>	
<b>Tableau VIII.1.</b> Dimensions des semelles.....	105





+16.32

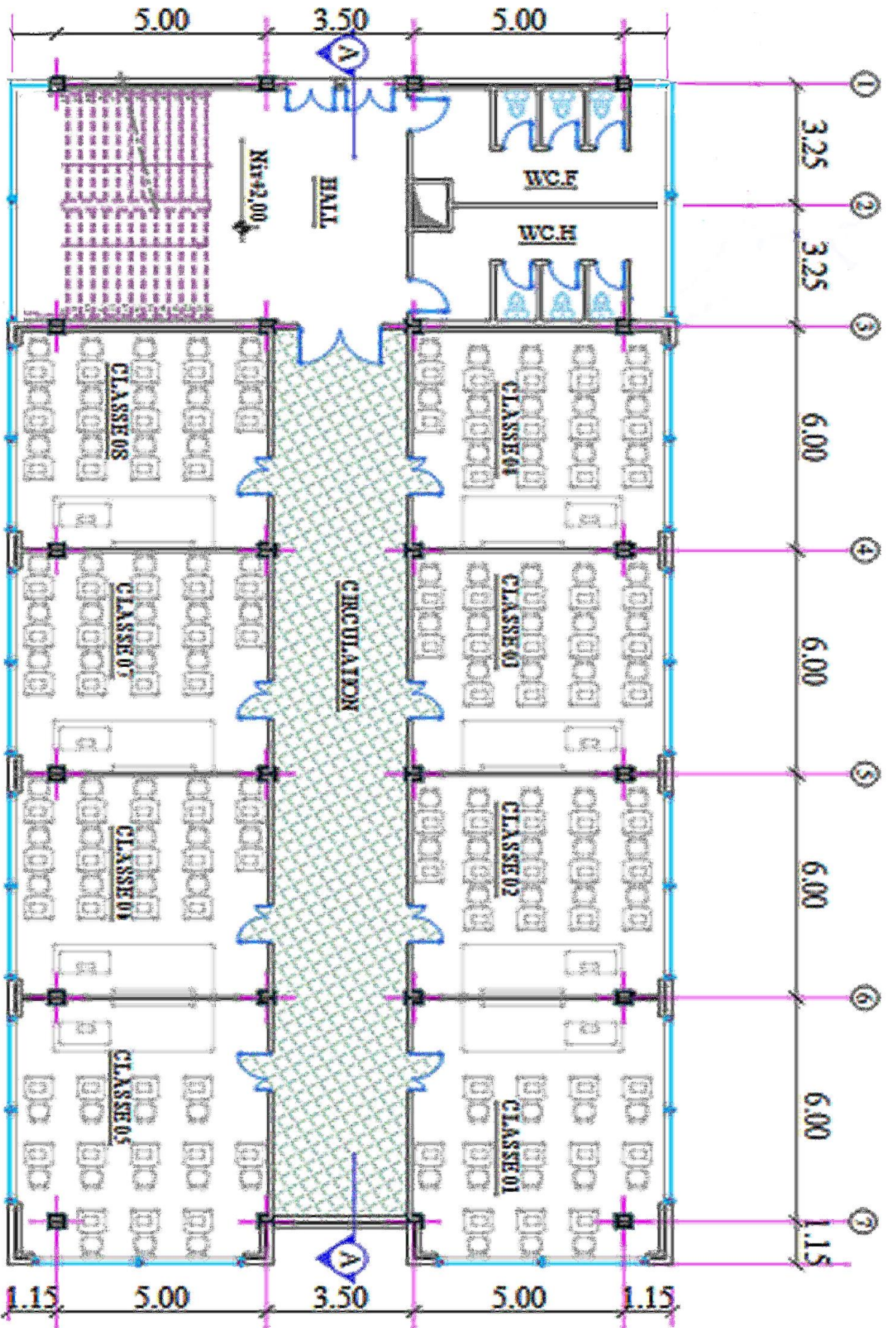
+12.24

+8.16

+4.08

+0.00





Plan niveau 0.00/+4.08/+8.16/+12.24/+16.32



**I.1. Introduction**

L'acier est l'un des principaux matériaux structurels au monde. Il est employé dans pratiquement tous les secteurs: le B.T.P, l'automobile, l'ingénierie mécanique, la construction navale...etc. tout projet seraient impensables sans acier. En d'autres termes, l'acier est la base-même du niveau de vie élevé dont bénéficie le monde aujourd'hui.

Dans le domaine de génie civil l'acier est utilisé de forme charpente métallique dans la construction des bâtiments, hangar, gratte-ciel...etc. Mais les différentes constructions et leur utilisation nécessite différentes types d'aciers.

Dans ce travail on va étudier une structure en charpente métallique selon les nuances d'acier **S235** et **S275**.

**I.2. Définition d'acier**

L'acier peut être défini comme un matériau composé essentiellement de fer et présentant une teneur en carbone inférieure à 2 %. Il peut encore contenir d'autres éléments mais de tous ces éléments d'alliage, le carbone a l'effet le plus prononcé sur les propriétés de l'acier.

**I.3. Les types d'acier**

La désignation des aciers selon la norme européenne **EN 10025** distingue (4) principaux types d'acier :

- a) les aciers non-alliés, ou acier au carbone :
  - les aciers non-alliés d'usage général (aciers utilisée on construction).
  - les aciers non-alliés spéciaux (malléables, soudables, forgeables,...).
- b) les aciers faiblement alliés.
- c) les aciers fortement alliés (au moins un élément a une teneur supérieure ou égale à 5 %), essentiellement les aciers inoxydables.
- d) les aciers rapides, qui gardent la trempe à haute température, donc qui restent durs malgré un échauffement ; ils sont essentiellement utilisés comme aciers à outil (foret, fraises, anciens outils d'usinage).

**I.4. Désignations d'aciers**

Les aciers ont deux désignations :

- a) Une désignation symbolique (lettre), qui désigne leur usage :
- La lettre S (Structure) pour un usage général de construction métallique.
  - La lettre E (Engin) pour construction mécanique.
  - La lettre P (pressure) pour appareil à pression.
  - La lettre R (rails) pour aciers pour ou sous forme de rails.
- b) Une référence numérique.

**I.5. l'acier de construction**

Les aciers de constructions sont assortis d'une garantie d'obtention du niveau d'énergie de rupture de  $27 J/cm^2$  joules, choisi comme seuil de comportement ductile de l'acier, pour des températures allant de  $20^{\circ}C$  à  $-20^{\circ}C$ . La norme européenne **EN 10025** retient trois niveaux de qualité possibles

- a) JR pour une garantie à  $20^{\circ}C$ .
- b) J0 pour une garantie à  $0^{\circ}C$ .
- c) J2 pour une garantie à  $-20^{\circ}C$ .

Un quatrième niveau, noté K2 et réservé à la nuance S355, correspond à une énergie minimale de rupture de 40 joules à  $-20^{\circ}C$ .

**I.6. Limite d'élasticité**

La limite d'élasticité est la contrainte à partir de laquelle un matériau arrête de se déformer d'une manière élastique, réversible et commence donc à se déformer de manière irréversible, Notée ( $f_y$ ) dans **Eurocode 3**.

**I.7. Rupture**

En science des matériaux, la rupture ou fracture d'un matériau est la séparation, partielle ou complète, survenir après la déformation ultime ( $f_u$ ) de matériau.

**I.8. Nuance d'acier**

C'est le niveau de la résistance mécanique d'un acier, correspondant généralement à sa limite élastique et la résistance minimale à la traction qui ils sont exprimées en Newton par millimètre carré ( $N/mm^2$ ), et classés suivant quatre indices de qualité. Des lettres complémentaires précisent éventuellement la destination particulière du métal. Par exemple, la nuance A 355 signifie que cet acier a une résistance à la rupture par traction de 510  $N/mm^2$  et une qualité moyenne.

**I.9. Les différent nuance d'acier**

Dans la construction des structures métalliques on a les nuances suivant :

**Tableau I.1.** Les différent nuances pour des différent normes.

Aciers d'usage général		Aciers à haute limite d'élasticité		Aciers à résistance améliorée à la corrosion Atmosphérique	
Ancienne norme française NF A 35-501	norme européenne NF EN 10025	Ancienne norme française NF A 36-201	norme européenne NF EN 10113	Ancienne norme française NF A 35-502	norme européenne NF EN 10155
E24-2 E24-3 E24-4	S235-JR S235-JO S235-J2G3			E24-W3 E24-W4	
E28-2 E28-3 E28-4	S275-JR S275-JO S275-J2G3		S275 NI S275 NI		
E36-2 E36-3 - E36-4	S355-JR S355-JO S355-J2 S355-K2G3	E355-R E355-FP  E375-R E375-FP	S355 N S355 NI  - -	E36-WA3 E36-WA4  E36-WB3 - E36-WB4	S355-JOWP S355-JOW  S355-JOW S355-J2W S355-K2W
		E420-R E20-FP	S420 N S420 NI		
		E460-R E460-FP	S460 N S460 NI		

### I.10. La différence entre nuance S235 et S275

La différence principal est avant tout le taux de carbone, le **S235** est un acier doux de faible résistance, limite élastique  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  rupture  $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ , par contre le **S275** est une limite élastique  $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$  rupture  $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$ , cette élévation permet de réduire un peu l'épaisseur des éléments utilisés dans la construction.

De côté financière le **S235** est moins chère que le **S275**.

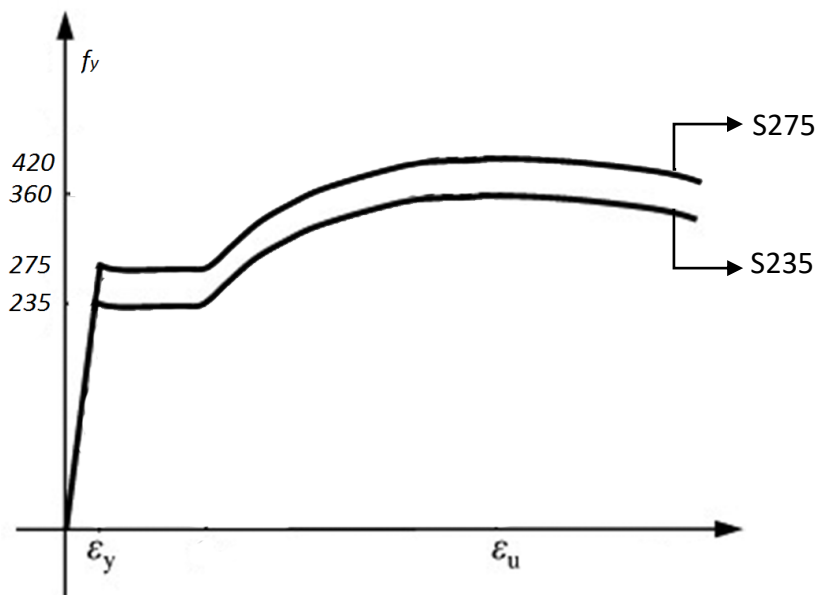


Figure I.1. Diagramme de déformation S235 et S275.

### I.11. Choix de la nuance

La limite d'élasticité est appelée à servir de référence dans les calculs de dimensionnement, et donc on peut être amené à rechercher le niveau le plus élevé de contrainte admissible, car il en résulte :

- Une économie sur les coûts de matière.
- Une mise en œuvre plus aisée en atelier.
- Une amélioration des conditions de transport et de montage.

Néanmoins il arrive souvent que ce soit les limitations de flèches et non le niveau des contraintes qui régissent le dimensionnement. De plus l'augmentation de flexibilité qui résulte d'une plus haute limite élastique peut aggraver des effets dynamiques éventuels, comme ceux du vent, et rend aussi plus pénalisants les critères de résistance des éléments soumis aux différents phénomènes d'instabilité.

## I.12. Avantage des constructions en acier

- a) Grande résistance à la traction.
- b) Poids réduit, structure légère, fondations réduites.
- c) Bonne résistance aux séismes.
- d) Ductilité et adaptation plastique → grande sécurité.
- e) une poutre en acier se déforme beaucoup avant d'atteindre la ruine.
- f) Préfabrication → montage rapide.
- g) Modifications possibles (Renforcement des poutres si les charges d'exploitation augmentent).

## I.13. Inconvénients des constructions en acier

- a) Comportement dans le temps des assemblages.
- b) Instabilités (flambement, déversement, voilement).
- c) Protection nécessaire contre la corrosion (ambiance humide).
- d) Protection nécessaire contre le feu : à 600 °C, l'acier perd 40 % de sa résistance.
- e) Mauvais isolant thermique et acoustique.
- f) Légèreté → calculs complexes → les charges dues au vent et à la neige peuvent être prépondérantes pour le dimensionnement des sections.

**II.1. Introduction**

Aujourd'hui, la construction métallique est très développée dans le domaine du bâtiment et travaux publics B.T.P, ses activités s'étendent de l'étude au montage sur chantier en passant par le calcul, le dessin et la fabrication.

Dans ce sens que ce projet nous a été proposé, Donc par le souci d'optimisation, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier les procédures de contrôle adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation.

**II.2. Présentation du projet**

Ce projet est une étude comparative d'une structure en charpente métallique R+3 selon les nuances d'acier **S235** et **S275**. Il consiste à l'étude d'un bloc pédagogique (R+3) (ECOLE NATIONAL SUPERIEURE DE TOURISME) en charpente métallique. Le bâtiment est implanté dans la Wilaya de ALGER (Zone de sismicité élevée selon la classification de l'RPA 99/Version 2003).

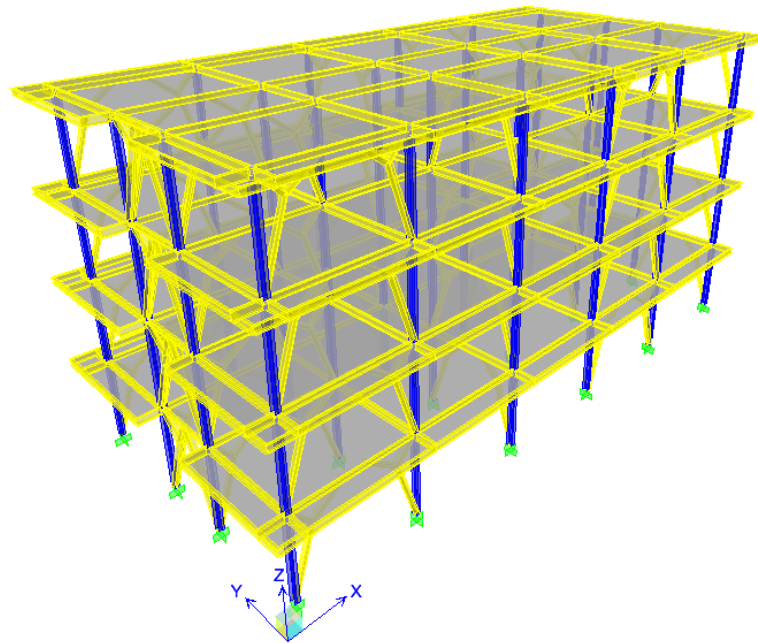
$$\sigma_{sol} = 2.0 \text{ bar}$$

**II.3. Caractéristiques du bâtiment****II.3.1. Les dimensions géométriques**

Les dimensions du bâtiment sont :

- a) Longueur totale : 31,7 m
- b) Largeur totale : 15,8 m
- c) Hauteur totale avec acrotère : 16,92 m
- d) Hauteur d'étage courant : 4,08 m
- e) Hauteur de l'acrotère : 0,6 m





**Figure II.1.** Vue 3D de bâtiment

### II.3.2. Ossature métallique

Elle comprend :

- a) Palées triangulées en V dans le sens transversal (x-x) et sens longitudinal (y-y) de bâtiment.
- b) Poteaux en HEB.
- c) Palées de stabilité en profilés double corniers.
- d) Plancher collaborant ; coffrage perdu en TN40 et solives en IPE.
- e) Pieds de poteaux boulonnés sur des massifs en béton armé.

### II.4. Règlements utilisés

**RNV 99** : pour l'étude climatique.

**RPA 99/version 2003** : pour l'étude sismique.

**CCM97** : Règles de conception et de calcul des structures en aciers.

**Eurocode 3** : Règles générales et règles pour les bâtiments (Calcul des structures en acier).

**Eurocode 4** : Règles générales et règles pour les bâtiments (Calcul des structure mixtes acier/béton).

**DTR B.C 2.2** : Charges permanentes et charges d'exploitation.

## II.5. Logiciels utilisés

- a) AutoCAD V 2017.
- b) ETABS 9.7.0.

## II.6. Matériaux de construction

### II.6.1. Aciers de construction

#### a) Nuance d'acier S235

- La limite élastique :  $f_y = 235 \text{ Mpa}$
- La résistance à la traction :  $f_u = 360 \text{ Mpa}$
- La densité volumique :  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210000 \text{ Mpa}$
- Coefficient du poisson :  $\nu = 0.3$

#### b) Nuance d'acier S275

- La limite élastique :  $f_y = 275 \text{ Mpa}$
- La résistance à la traction :  $f_u = 430 \text{ Mpa}$
- La densité volumique :  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210000 \text{ Mpa}$

#### c) Béton

- La résistance à la compression :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- La densité volumique :  $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Coefficient de retrait :  $\varepsilon = 2.10^{-4}$
- Coefficient du poisson :  $\nu = 0.2$
- La résistance caractéristique à la traction :  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .

## II.7. Les assemblages

On distingue quatre modes de fixations utilisés :

- a) Rivetage (ouvrage ancien, n'est plus guère usité).
- b) Boulonnage (très utilisé).
- c) Soudage (très utilisé mais mise en œuvre moins facile et coût plus important).
- d) Collage (non usité actuellement, car la technique, bien que très performante, est difficile à mettre en œuvre et non réglementée).

### II.7.1. Le boulonnage

Le boulonnage est un moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour ce cas on a utilisé les boulons de haute résistance (HR) pour les assemblages rigides des portiques auto stable.

Les boulons HR comprennent une tige fileté, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

### II.7.2. Le soudage

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert à de liant entre les deux pièces à assembler.

### III.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur les différentes surfaces de la structure, tels que l'action des charges permanentes et d'exploitation et les effets climatiques.

Ces charges ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

### III.2. Charge permanente

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

#### III.2.1. Plancher terrasse inaccessible

Tableau III.1. Charge permanente.

Composants	Poids Volumiques (daN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	G (daN/m <sup>2</sup> )
Gravillon	1700	0.05	85
Isolation en polystyrene	400	0.04	160
Forme de pente	2200	0.10	220
Dalle en béton	2500	0.12	300
Tôle HI-bond 55-750	/	/	130
Etanchéité multicouche	1000	0.01	100
Faux plafond en plâtre	/	/	120
<b>Total</b>			<b>656</b>

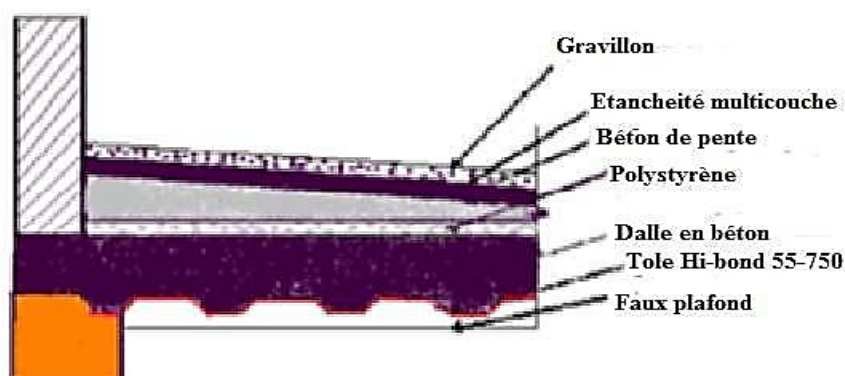


Figure III.1. Composition du plancher terrasse.

## III.2.2. Plancher étage courant

Tableau III.2. Charge permanente d'un plancher courant.

Composants	Poids volumique (daN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	G (daN/m <sup>2</sup> )
Cloison de répartition	900	0.1	90
Carrelage	2000	0.02	40
Mortier de ciment	2000	0.02	40
Sable	1800	0.02	36
Isolation thermique	400	0.04	16
Dalle en béton	2500	0.12	300
Tôle HI-bond 55-750	/	/	11
Faux plafond en plâtre	1000	0.02	20
<b>Total</b>			<b>553</b>

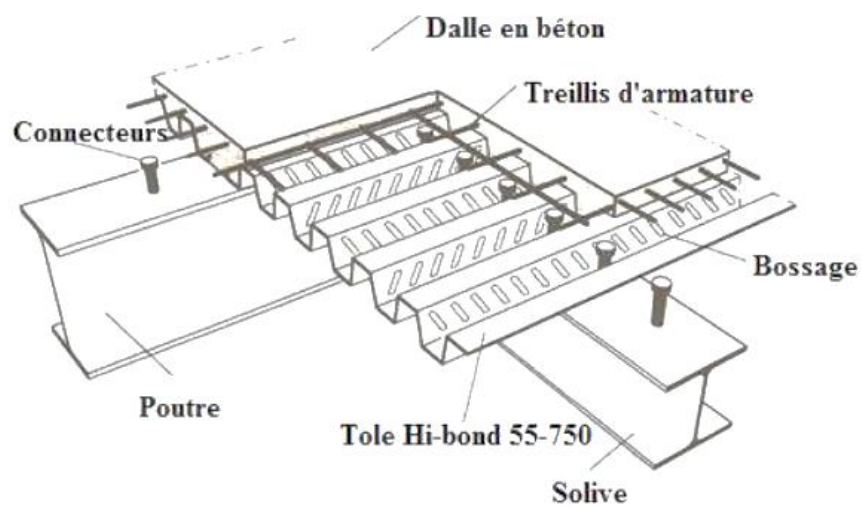


Figure III.2. Eléments constructifs du plancher collaborant.

**III.2.3. Murs extérieurs (double parois)**

La maçonnerie utilisée est en briques creuse (double cloison).

**Tableau III.3.** Charge permanente des murs extérieurs.

Type	Charges permanents (daN/m <sup>2</sup> )
Briques creuse (15cm)	130
Briques creuse (10cm)	90
Revêtement extérieur et intérieur	36
<b>Total</b>	<b>256</b>

**III.2.4. Murs intérieurs**

La maçonnerie utilisée est en briques creuse (simple cloison).

**Tableau III.4.** Charge permanente pour les murs intérieurs.

Type	Charges permanents (daN/m <sup>2</sup> )
Briques creuse (10cm)	90
Revêtement extérieur et intérieur	56
<b>Total</b>	<b>146</b>

**III.3. Surcharges d'exploitations**

Elles correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble. Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique **DTR.BC2.2** (charges et surcharges).

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

Plancher étage courant :  $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

### III.4. Charges climatiques

#### III.4.1. La neige

La charge caractéristique de neige (**RNV99/3.1.1**).

$$S = \mu \cdot S_k$$

$\mu$ : Coefficient de forme de toiture (**RNV99/tableau 6.1**)  $\mu = 0,8$

Le bâtiment se situe à la Wilaya d'Alger (**ZERALDA**), **Zone B**.

#### – Influence de L'altitude

La valeur  $S_k$  est déterminée par les lois de variation suivant l'altitude  $H$  (m) du site considéré par rapport au niveau de la mer

$$S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100}$$

Avec :

$$H(\text{latitude}) = 30 \text{ m}$$

$$S_k = 11,2 \text{ daN/m}^2$$

$$S = 0,8 \times 11,2 = 8,96 \text{ daN/m}^2$$

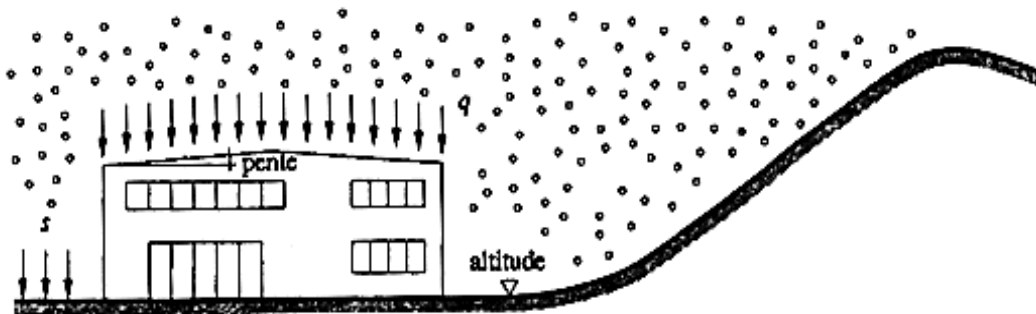


Figure III.3. Action due à la neige.

#### II.4.2. Le vent

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres.

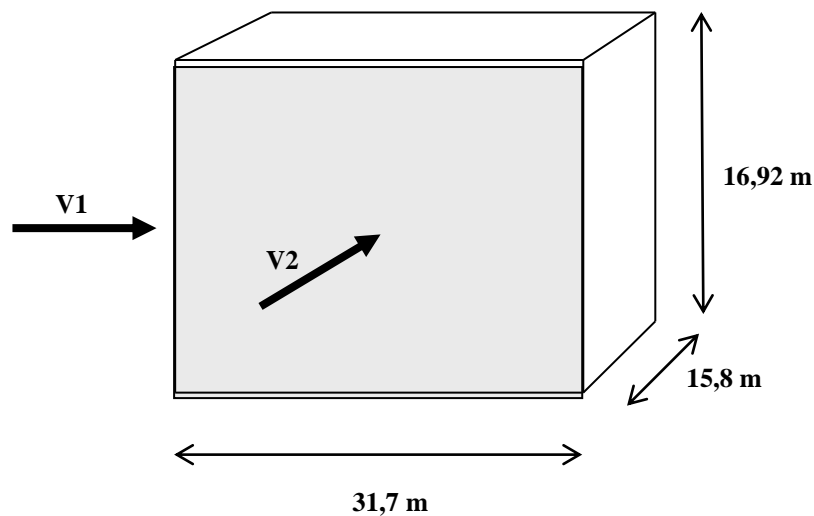


### III.4.2.1. Principes du RNV99

Le règlement impose d'étudier le vent dans toutes les parois de la structure. Le bâtiment à étudier est considéré de forme rectangulaire donc l'étude se fera sur deux parois.

- a) Sens V1 : Façade latérale.
- b) Sens V2 : Façade principale.

Notre construction est de catégorie I (**RNV99/1.1.3**).



**Figure III.4.** Action du vent.

L'application des **RNV 99** exige les étapes suivantes :

#### a) Détermination de coefficient dynamique $C_d$

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

##### – Valeur de $C_d$

Il est déterminé à l'aide des abaques (**RNV99/3-1 à 3-7**). Pour les bâtiments à structure métallique on utilise l'abaque 3-2.

##### ○ Sens-X :

$$h = 16,92 \text{ m} ; b = 15 \text{ m}.$$

Après l'interpolation :  $C_d = 0,95$

○ Sens-Y :

$$h = 16,92 \text{ m} ; b = 31,7 \text{ m}.$$

Après l'interpolation :  $C_d = 0,92$

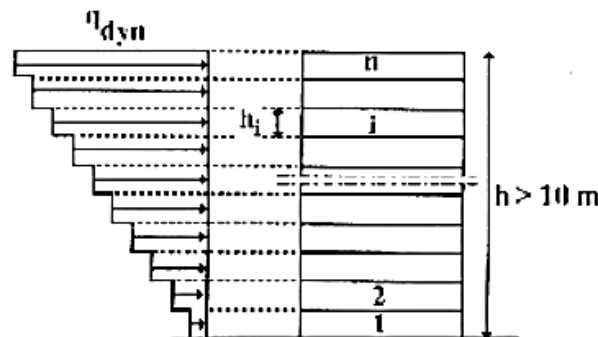
$C_d$  dans les deux directions est inférieur à 1.2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

**b) Détermination de la pression dynamique de vent  $q_{dyn}$**

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maitre-couple en éléments de surface  $j$  horizontaux selon la procédure donnée à (RNV99/3.1.1).

La procédure qui nous convient pour notre cas est :

- les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieur à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de  $n$  éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage; Avec «  $n$  » étant le nombre de niveaux de la construction



**Figure III.5.** Répartition de la pression dynamique.

La pression dynamique  $q_{dyn}(Z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée par la formule (RNV99/2.12).

$$\text{Structure permanente} \rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j).$$

$Z_j$  : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément  $j$ .

$q_{ref}$  : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, est donnée par le tableau (RNV99/2.3) en fonction de la zone de vent. **Zone I**  $\rightarrow q_{ref} = 375 \text{ N/m}$

$C_e$  : Coefficient d'exposition au vent, peut être calculé par la formule

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

$C_t$  : Coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent.

Sa valeur est donnée par le tableau (RNV99/2.5), Site plat  $\rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$

$C_r$  : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent, sa valeur est définie par la loi logarithmique.

$$Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \rightarrow C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

$$Z < Z_{min} \rightarrow C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)$$

D'après le tableau (RNV99/2.4) on a :

$K_T$  : Facteur de terrain  $\rightarrow K_T = 0,19$ .

$Z_0$  : Paramètre de rugosité  $\rightarrow Z_0 = 0,05 \text{ m}$

$Z_{min}$  : Hauteur minimale  $\rightarrow Z_{min} = 4 \text{ m}$

$Z$  : Hauteur considérée.

**Tableau III.5.** La pression dynamique  $q_{dyn}(Z_j)$ .

$Z_j \text{ (m)}$	$C_r$	$C_e$	$q_{dyn} \text{ (N/m}^2\text{)}$
2.04	0.700	1.939	727.5
6.12	0.913	2.128	798.2
10.20	1.010	2.354	882.9
14.28	1.074	2.503	938.7

**c) Détermination des coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$**

Les coefficients de pression externe  $C_{pe}$  des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m<sup>2</sup> et 10 m<sup>2</sup>, auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement  $C_{pe,1}$  et  $C_{pe,10}$ .

$C_{pe}$ : S'obtient à partir des formules suivantes :

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

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

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

$S$  : désigne la surface chargée de la paroi considérée  $S \geq 10m^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$

– **Parois verticales**

- **Sens-X** :  $h = 16.98\text{ m}$  ;  $b = 15.80\text{ m}$ .

$$e = \min(b, 2h) \rightarrow e = 15,8\text{ m}$$

**b** : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.  $b = 15.8\text{ m}$

**h** : La hauteur total de la construction.

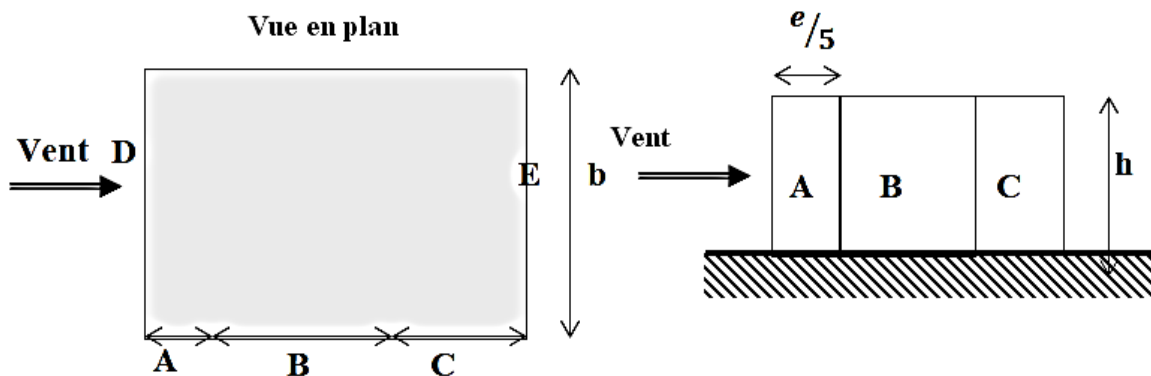


Figure III.6. Légende pour les parois verticales (sens X).

D'après le tableau (RNV/5.1) on a :

Tableau III.6. Coefficients extérieurs ( $C_{pe,10}$ ) des parois verticales (A,B,C,D,E).

A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

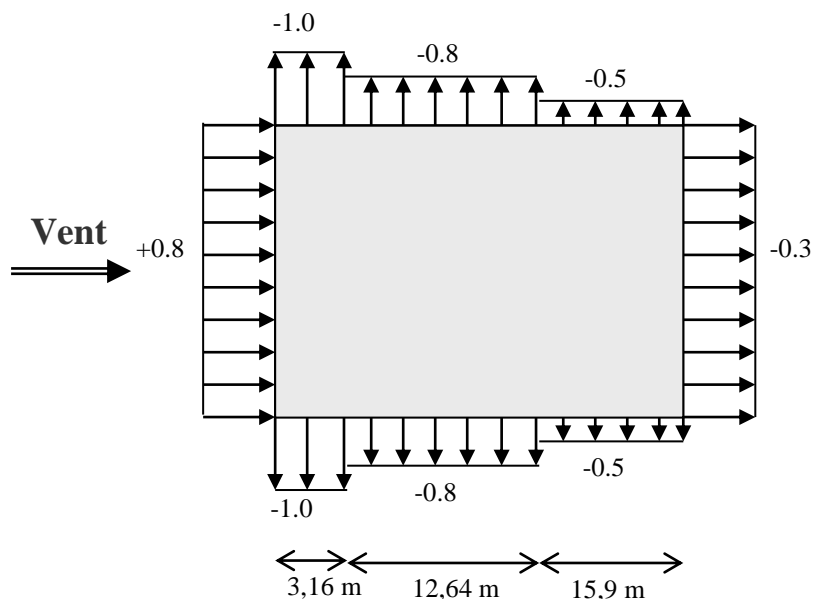


Figure III.7. Valeur de  $C_{pe}$  pour les parois verticales (Sens X).

○ Sens-Y :  $h = 16,98 \text{ m}$ ;  $b = 31,7 \text{ m}$ .

$$e = \min(31,7 ; 33,96) \rightarrow e = 31,7 \text{ m}.$$

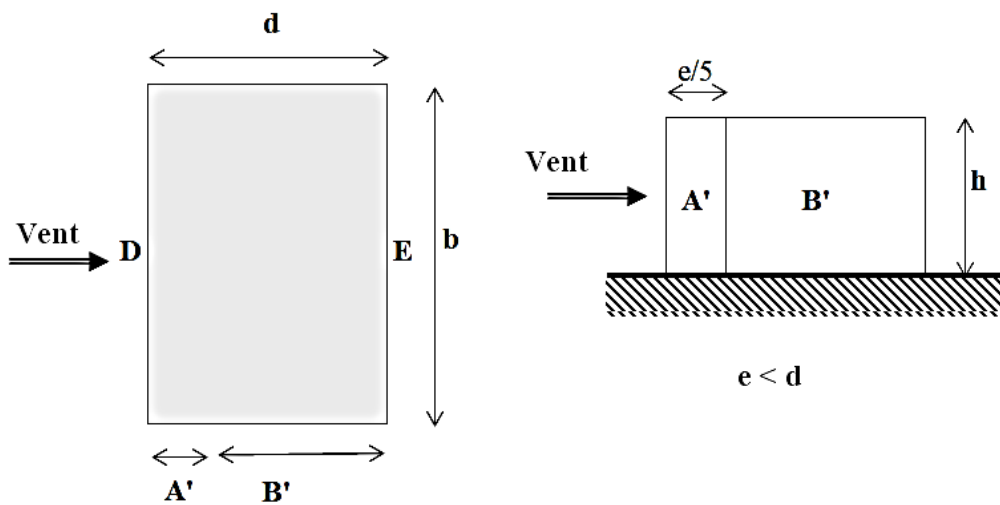


Figure III.8. Légende pour les parois verticales (sens Y).

D'après le tableau (RNV/5.1) on a :

Tableau III.7. Coefficients extérieurs ( $C_{pe.10}$ ) des parois verticales (A', B', D, E)

A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

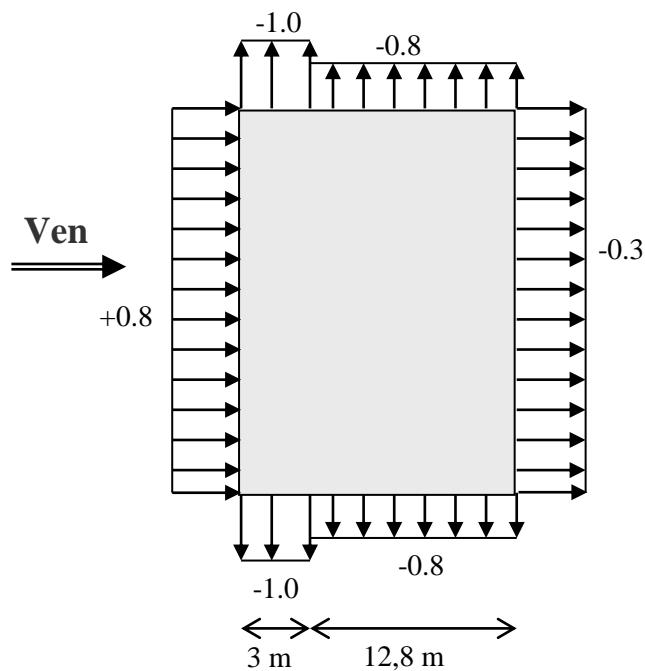


Figure III.9. Valeur de  $C_{pe}$  pour les parois verticales (Sens Y).

– Toitures plates

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à  $4^\circ$ . Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après. Le coefficient  $C_{pe,10}$  est donné dans le tableau (RNV99/5.2).

$$e = \min (b ; 2h)$$

**b** : dimension du coté perpendiculaire au vent.

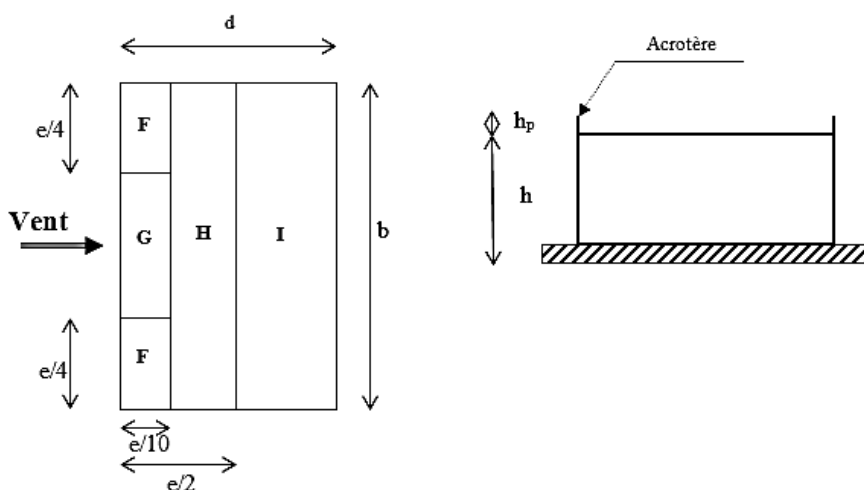


Figure III.10. Parois de toiture.

**Tableau III.8.** Coefficients extérieurs  $C_{pe,10}$  des parois verticales (F, G, H, I).

		ZONE			
		F	G	H	I
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
Avec acrotères	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,050$	-1,4	-0,9	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,100$	-1,2	-0,8	-0,7	$\pm 0,2$

Dans notre cas :  $h_p/h = 0,6/16,38 = 0,036$

**d) Détermination des coefficients de pression intérieure  $C_{pi}$**

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées (RNV/2.2):  $C_{pi} = 0,8$  et  $C_{pi} = -0.5$

**e) Détermination du coefficient de pression extérieure de vent  $C_p$**

Le coefficient de pression  $C_p$  est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Alors on a le tableau suivant :

**Tableau III.9.** Coefficients de pression extérieure et intérieure des parois verticales.

ZONE	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$C_{pe} = C_{p10}$	$C_{p1}$	$C_{p2}$
A A'	0.8	-0.5	-1	-1.8	-0.5
B B'	0.8	-0.5	-0.8	-1.6	-0.3
C	0.8	-0.5	-0.5	-1.3	0
D	0.8	-0.5	+0.8	0	1.3
E	0.8	-0.5	-0.3	-1.1	0.2
F	0.8	-0.5	-1.4	-2.2	-0.9
G	0.8	-0.5	-0.9	-1.7	-0.4
H	0.8	-0.5	-0.7	-1.5	-0.2
I	0.8	-0.5	+0.2	-0.6	0.7
	0.8	-0.5	-0.2	-1	0.3

**f) Calcul de la pression due au vent**

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent  $q_j$  on utilise la formule (RNV/2.1/P.40).

$$q_j = C_d \times W(Z_j)$$

$C_d$  : Coefficient dynamique.

$W$  : La pression nette exercée sur l'élément de surface  $j$ , calculée à la hauteur  $Z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ .

$W_j$  : est obtenu à l'aide de formule  $W_j = q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$



- Déterminations de la pression due au vent  $q_j$ 
  - Sens V1 (paroi)

Tableau III.10. Pression due au vent, paroi.

		$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{p1}$	$C_{p2}$	$q_{j1}$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_{j2}$ (N/m <sup>2</sup> )
<b>R</b>	<b>A</b>	0.95	727.47	-1.8	-0.5	-1243.97	-345.548
	<b>B</b>	0.95	727.47	-1.6	-0.3	-1105.75	-207.329
	<b>C</b>	0.95	727.47	-1.3	0	-898.425	0
	<b>D</b>	0.95	727.47	0	1.3	0	898.4255
	<b>E</b>	0.95	727.47	-1.1	0.2	-760.206	138.2193
<b>1</b>	<b>A</b>	0.95	798.07	-1.8	-0.5	-1364.7	-379.083
	<b>B</b>	0.95	798.07	-1.6	-0.3	-1213.07	-227.45
	<b>C</b>	0.95	798.07	-1.3	0	-985.616	0
	<b>D</b>	0.95	798.07	0	1.3	0	985.6165
	<b>E</b>	0.95	798.07	-1.1	0.2	-833.983	151.6333
<b>2</b>	<b>A</b>	0.95	882.87	-1.8	-0.5	-1509.71	-419.363
	<b>B</b>	0.95	882.87	-1.6	-0.3	-1341.96	-251.618
	<b>C</b>	0.95	882.87	-1.3	0	-1090.34	0
	<b>D</b>	0.95	882.87	0	1.3	0	1090.344
	<b>E</b>	0.95	882.87	-1.1	0.2	-922.599	167.7453
<b>3</b>	<b>A</b>	0.95	938.733	-1.8	-0.5	-1605.23	-445.898
	<b>B</b>	0.95	938.733	-1.6	-0.3	-1426.87	-267.539
	<b>C</b>	0.95	938.733	-1.3	0	-1159.34	0
	<b>D</b>	0.95	938.733	0	1.3	0	1159.335
	<b>E</b>	0.95	938.733	-1.1	0.2	-980.976	178.3593

- Sens (V1 toiture)

Tableau III.11. Pression due au vent, terrasse.

	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{p1}$	$C_{p2}$	$q_{j1}$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_{j2}$ (N/m <sup>2</sup> )
<b>F</b>	0.96	934.875	-2.2	-0.9	-1974.46	-808.25
<b>G</b>	0.96	934.875	-1.7	-0.4	-1525.72	-358.1
<b>H</b>	0.96	934.875	-1.5	-0.2	-1346.22	-179.50
<b>I</b>	0.96	934.875	-0.6	0.7	-538.50	628.23

- Sens V2 (paroi)

Tableau III.12. Pression due au vent, paroi.

		$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{p1}$	$C_{p2}$	$q_{j1}$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_{j2}$ (N/m <sup>2</sup> )
<b>R</b> <b>D</b> <b>C</b>	<b>A'</b>	0.92	727.47	-1.8	-0.5	-1204.69	-334.636
	<b>B'</b>	0.92	727.47	-1.6	-0.3	-1070.84	-200.782
	<b>D</b>	0.92	727.47	0	1.3	0	870.0541
	<b>E</b>	0.92	727.47	-1.1	0.2	-736.2	133.8545
<b>1</b>	<b>A'</b>	0.92	798.07	-1.8	-0.5	-1321.6	-367.112
	<b>B'</b>	0.92	798.07	-1.6	-0.3	-1174.76	-220.267
	<b>D</b>	0.92	798.07	0	1.3	0	954.4917
	<b>E</b>	0.92	798.07	-1.1	0.2	-807.647	146.8449
<b>2</b>	<b>A'</b>	0.92	882.87	-1.8	-0.5	-1462.03	-406.12
	<b>B'</b>	0.92	882.87	-1.6	-0.3	-1299.58	-243.672
	<b>D</b>	0.92	882.87	0	1.3	0	1055.913
	<b>E</b>	0.92	882.87	-1.1	0.2	-893.464	162.4481
<b>3</b>	<b>A'</b>	0.92	938.733	-1.8	-0.5	-1554.54	-431.817
	<b>B'</b>	0.92	938.733	-1.6	-0.3	-1381.81	-259.09
	<b>D</b>	0.92	938.733	0	1.3	0	1122.725
	<b>E</b>	0.92	938.733	-1.1	0.2	-949.998	172.7269

- Sens (V2 toiture)

**Tableau III.13.** Pression due au vent, terrasse.

	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{p1}$	$C_{p2}$	$q_{j1}$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_{j2}$ (N/m <sup>2</sup> )
<b>F</b>	0.90	899.625	-2.2	-0.9	-1781.26	-728.69
<b>G</b>	0.90	899.625	-1.7	-0.4	-11376.43	-323.86
<b>H</b>	0.90	899.625	-1.5	-0.2	-1214.49	-161.93
<b>I</b>	0.90	899.625	-0.6	0.7	-485.80	566.76

### g) Calcul des forces de frottement

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent. La force de frottement  $F_{fr}$  est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_i) \times C_{frj} \times S_{frj})$$

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport  $\frac{d}{b} \geq 3$ , et le rapport  $\frac{d}{h} \geq 3$ , soient vérifiés ; ou b la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent, h la hauteur de la construction, et d la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

- **Sens-X** : b = 15.8 m ; d = 31.7 m ; h = 16.92 m.

$$\frac{d}{b} = \frac{31.7}{15.8} = 2.01 > 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{31.7}{16.92} = 1.87 > 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

- **Sens-Y** : b = 31.7 m ; d = 28.56 m ; h = 16.92 m.

$$\frac{d}{b} = \frac{28.56}{31.7} = 0.9 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{28.56}{16.92} = 1.69 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit prendre en considération les forces de frottement. Le tableau suivant regroupe les forces de frottement des deux directions.

**Tableau III.14.** Force de frottement dans la paroi.

$Z_j$ (m)	$Q_{dyn}(z_j)$	$C_{frj}$	$S_{frj}$ (m <sup>2</sup> )	$F_{rj}$ (N)
<b>2.04</b>	727.50	0.01	258.67	1881.82
<b>6.12</b>	798.20	0.01	258.67	2064.70
<b>10.20</b>	882.90	0.01	258.67	2283.80
<b>14.28</b>	938.70	0.01	258.67	2428.14

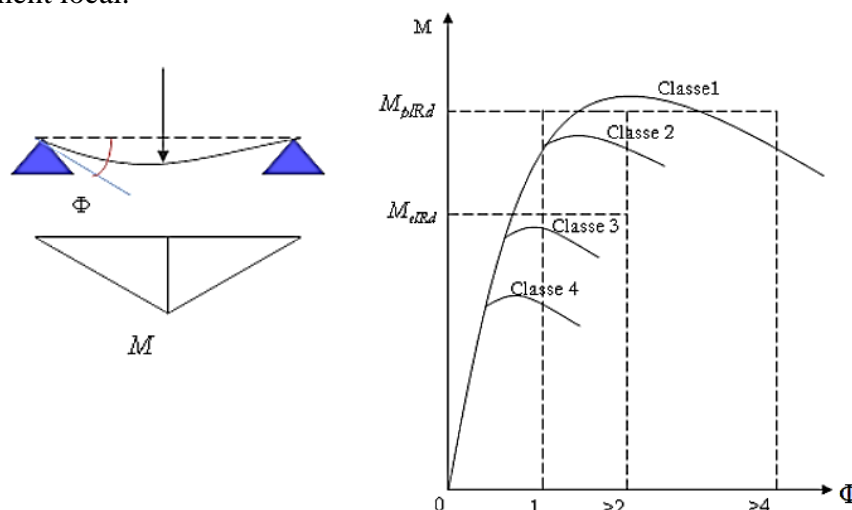
### IV.1. Introduction

L'étude initiale a pour but de « pré-calcul » des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon l'**Eurocode 3** et le **CCM 97**. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre cout et sécurité. Les caractéristiques de cette structure (géométrie, matériaux), étant définies au premier chapitre, nous passons, dans celui-ci à une étude initiale des éléments porteurs du bâtiment, à savoir les poutres principales, les solives et les poteaux.

### IV.2. Classification des sections transversales selon le CCM97

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

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



**Figure IV.1.** Lois types de comportement moment-rotation correspondant

à chaque classe de section.

### IV.3. Principes du règlement CCM97

Les calculs se font sur la base du règlement (CCM97).

Il a pour objet de la codification du dimensionnement par le calcul et les vérifications des structures de bâtiments à ossature en acier.

- a) Il ne traite pas directement de l'exécution des travaux de construction en acier.
- b) Le règlement ne définit que les exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- c) Il ne traite pas des exigences relatives à la sécurité parasismique.
- d) Les exigences relatives à la protection contre le feu sont en dehors de cet objet.
- e) D'autres exigences telles l'isolation phonique et thermique ne font pas l'objet de ce règlement.
- f) Le règlement présent fait référence à d'autres normes et règlements techniques, il s'agit de leurs versions approuvée et mise en vigueur officiellement.

### IV.4. Coefficients partiels de sécurité

Le coefficient partiel de sécurité  $\gamma_M$  pour les matériaux doit être prise égal aux valeurs suivantes : (CCM97/5.0.1)

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

### IV.5. Principes de calcul

La structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaire et solives). On pré-dimensionne chaque élément à partir de trois conditions:

- a) Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat.
- b) Vérification faite selon la condition de résistance.
- c) Vérification aux vibrations.

## IV.5.1 Vérification de la condition de flèche

$$f_{max} \leq \delta_{Vmax}$$

Avec :

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$\delta_{Vmax}$ : La flèche verticale pour le cas d'une poutre simplement appuyée.

**Tableau IV.1.** Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales. (CCM97)

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

## IV.5.2 Vérification de la condition de résistance

## IV.5.2.1. Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$$

## IV.5.2.2. Vérification au moment fléchissant (CCM97/5.4.7)

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \quad \text{si} \quad V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$$

## IV.5.3. Vérification du déversement

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd}$$



### IV.6. Les solives

Les solives sont des poutrelles en **IPE** qui travaillent à la flexion simple leur écartement (La distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par l'équation suivante :

$$0,7m \leq L \leq 1,50m$$

#### IV.6.1. Calcul de l'entraxe entre solives

On a des poutres de : 5 m et 3 m

- a) Entraxe1 :  $5,0/4 = 1,25 m$
- b) Entraxe2 :  $3,5/3 = 1,167 m$

Longueur de solive est :  $l_s = 6,5 m$  (le plus défavorable)

#### IV.6.2. Evaluation des charges

##### a) Les charges permanentes

- La dalle en béton :  $G_1 = 2500 \times 0,12 = 300 daN/m^2$
- La tôle (TN40) :  $G_2 = 11 daN/m^2$

##### b) Les charges d'exploitations

- Les charges des ouvriers :  $Q_1 = 100 daN/m^2$

##### c) Charge non pondérée

- $q_s = (\Sigma G_j + Q_1) \times 1,25 = 513,8 daN/m$

##### d) Charge pondérée

- $q_u = (1,35\Sigma G_j + 1,5Q_1) \times 1,25 = 712,3 daN/m$

#### IV.6.3. Dimensionnement des solives

Condition de flèche :  $f_{max} \leq f$

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{250 \cdot 5 \cdot q_{ser} \cdot L^3}{384 \cdot E}$$

$$I_y \geq \frac{250 \times 5 \times 513,8 \times 10^{-2} \times 650^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 2187,23 cm^4$$

Ce qui correspond à un profilé **IPE 220** ( $I_y = 2772 cm^4$ ).

## IV.6.4. Vérification des solives

$$q_{ser} = q_s + p(solive) = 540 \text{ daN/m}$$

## a) La flèche (ELS)

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 540 \times 10^{-2} \times 650^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2772} = 2,15 ; f = \frac{650}{250} = 2,6 \rightarrow \text{C.V}$$

## b) Vérification condition de résistance (ELU)

$$Q_u = q_u + 1,35p(solive) = 747,7 \text{ daN/m}$$

La condition à satisfaire pour vérifier la sécurité est :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \quad \text{si} \quad V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$$

## – Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = \frac{Q_u L}{2} = \frac{747,7 \times 6,5}{2} = 2430 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{15,88 \times 235 \times 10}{1,1 \times \sqrt{3}} = 19586,87 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2430 \text{ daN} < 0,5V_{pl,rd} = 9793,44 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

## – Vérification au moment fléchissant

$$M_{sd} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{747,7 \times 6,5^2}{8} = 3948,79 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285,4 \times 235}{1,1} \times 10^{-1} = 6097,2 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 3948,79 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 6097,2 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

## c) Vérification du déversement

La condition à satisfaire pour vérifier la sécurité est :

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{747,7 \times 6,5^2}{8} = 3948,79 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,rd} = \frac{X_{Lt} \cdot \beta_w \cdot f_y \cdot W_{pl,y}}{\gamma_{M1}} ; \beta_w = 1 \text{ pour les sections de classe 1 et classe 2}$$

$$\text{Avec : } X_{Lt} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2})} \quad \text{Mais : } X_{Lt} \leq 1$$

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + a_{Lt}(\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2] \rightarrow a_{Lt} = 0,21 \text{ Pour les profilés laminés}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_K} \right] \rightarrow \lambda_K = 93,9\varepsilon ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \rightarrow \lambda_K = 93,9$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \rightarrow L_f = L_0 \text{ (articulé - articulé)} \rightarrow \lambda = \frac{6,5}{0,1123} = 57,88$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[ \frac{57,88}{93,9} \right] = 0,62$$

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + 0,21(0,62 - 0,2) + 0,62^2] = 0,74$$

$$X_{Lt} = \frac{1}{(0,74 + \sqrt{0,74^2 - 0,62^2})} = 0,87$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,87 \times 1 \times 285,4 \times 235}{1,1} \times 10^{-1} = 5304,5 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = 3948,79 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 5304,5 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

## IV.7. Les poutres

### IV.7.1. poutre de 5 m

#### IV.7.1.1. Evaluation des charges

##### a) Les charges des solives

- $G_{sol} = (P_p/\text{entre axe}) \times \text{nb de solives}$
- $G_{sol} = (26,2/1,25) \times 3 = 62,88 \text{ daN/m}^2$

##### b) Les charges permanentes

- $G_{tot} = (G + G_{sol}) \times (6/2 + 6,5/2) = 2336,75 \text{ daN/m}$

##### c) Les charges d'exploitation

- $Q = (6/2 + 6,5/2) \times 100 = 625 \text{ daN/m}$

##### d) Charge non pondérée

- $q_s = (G_{tot} + Q) = 2961,75 \text{ daN/m}$

##### e) Charge pondérée

- $q_u = (1,35 G + 1,5Q) = 4092,11 \text{ daN/m}$

**IV.7.1.2. Dimensionnement de la poutre**

Condition de flèche :  $f_{max} \leq f$

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{250 \cdot 5 \cdot q_{ser} \cdot L^3}{384 \cdot E}$$

$$I_y > \frac{250 \times 5 \times 2962 \times 10^{-2} \times 500^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 5739,2 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un profilé **IPE 330** ( $I_y = 11770 \text{ cm}^4$ ).

**IV.7.1.3. Vérification de la poutre**

$$Q_{ser} = q_s + p(\text{poutre}) = 3011,1 \text{ daN/m}$$

**a) La flèche (ELS)**

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 3011,1 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 8356} = 0,99 ; f = \frac{500}{250} = 2 \rightarrow \text{C.V}$$

**b) Vérification condition de résistance (ELU)**

$$Q_u = q_u + 1,35p(\text{poutre}) = 4158,39 \text{ daN/m}$$

La condition à satisfaire pour vérifier la sécurité :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \quad \text{si} \quad V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$$

**– Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} = \frac{Q_u L}{2} = \frac{4158,39 \times 5}{2} = 10395,99 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{30,81 \times 235 \times 10}{1.1 \times \sqrt{3}} = 114005,95 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 10395,99 \text{ daN} < 0,5V_{pl,rd} = 57002,97 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

**– Vérification au moment fléchissant**

$$M_{sd} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{4158,39 \times 5^2}{8} = 12994,97 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804,3 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1} = 17182,77 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 12994,97 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 17182,77 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

## c) Vérification du déversement

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{4158,39 \times 5^2}{8} = 12994,97 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,rd} = \frac{X_{Lt} \cdot \beta_w \cdot f_y \cdot W_{pl,y}}{\gamma_{M1}} ; \beta_w = 1 \text{ pour les sections de classe 1 et classe 2}$$

$$\text{Avec : } X_{Lt} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2})} \text{ Mais : } X_{Lt} \leq 1$$

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + a_{Lt}(\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2] \rightarrow a_{Lt} = 0,21 \text{ Pour les profilés laminés}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_K} \right] \rightarrow \lambda_K = 93,9\varepsilon ; \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \rightarrow L_f = L_0 \text{ (articulé - articulé)} \rightarrow \lambda = \frac{5}{0,1371} = 36,47$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[ \frac{36,47}{93,9} \right] = 0,38$$

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + 0,21(0,38 - 0,2) + 0,38^2] = 0,59$$

$$X_{Lt} = \frac{1}{(0,59 + \sqrt{0,59^2 - 0,38^2})} = 0,96$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,96 \times 1 \times 804,3 \times 235 \times 10^{-1}}{1,1} = 16495,46 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = 12994,97 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 16495,46 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

## IV.7.2. Poutre de 3,5 m

## IV.7.2.1. Evaluation des charges

## a) Les Charges des solives

$$- G_{sol} = (Pp/\text{entre axe}) \times \text{nb de solives}$$

$$- G_{sol} = 26,2/1,167 \times 2 = 44,9 \text{ daN/m}^2$$

## b) Les charges permanentes

$$- G_{tot} = (G + G_{sol}) \times (6/2 + 6,5/2) = 2224,38 \text{ daN/m}$$

## c) Les charges d'exploitations

$$- Q = (6/2 + 6,5/2) \times 100 = 625 \text{ daN/m}$$

## d) Charge non pondérée

$$- q_s = (G_{\text{tot}} + Q) = 2849,38 \text{ daN/m}$$

## e) Charge pondérée

$$- q_u = (1,35 G + 1,5Q) = 3940,41 \text{ daN/m}$$

## IV.7.2.2. Dimensionnement de poutre

Condition de flèche :  $f_{\text{max}} \leq f$

$$f_{\text{max}} = \frac{5 \cdot q_{\text{ser}} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{250 \cdot 5 \cdot q_{\text{ser}} \cdot L^3}{384 \cdot E}$$

$$I_y > \frac{250 \times 5 \times 28,49 \times 350^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 2908,74 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un profilé **IPE 270** ( $I_y = 5790 \text{ cm}^4$ ).

## IV.7.2.3. Vérification de la poutre

$$Q_{\text{ser}} = q_s + p(\text{poutre}) = 2885,1 \text{ daN/m}$$

## a) La flèche (ELS)

$$f_{\text{max}} = \frac{5 \cdot q_{\text{ser}} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 2885,1 \times 10^{-2} \times 350^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 5790} = 0,46 ; f = \frac{350}{250} = 1,4 \rightarrow \text{C.V}$$

## b) Vérification condition de résistance (ELU)

$$Q_u = q_u + 1,35p(\text{poutre}) = 3989,15 \text{ daN/m}$$

La condition à satisfaire pour vérifier la sécurité :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \quad \text{si} \quad V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$$

## – Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = \frac{Q_u L}{2} = \frac{3989,15 \times 3,5}{2} = 6981 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{22,14 \times 235 \times 10}{1,1 \times \sqrt{3}} = 27308,14 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 6981 \text{ daN} < 0,5V_{pl,rd} = 13654,07 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

## – Vérification au moment fléchissant

$$M_{sd} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{3989,15 \times 3,5^2}{8} = 6108,39 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \times 235}{1.1} \times 10^{-1} = 10340 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 6108,39 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 10340 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

## c) Vérification du déversement

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{3989,15 \times 3,5^2}{8} = 6108,39 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,rd} = \frac{X_{Lt} \cdot \beta_w \cdot f_y \cdot W_{pl,y}}{\gamma_{M1}} ; \beta_w = 1 \text{ pour les sections de classe 1 et classe 2}$$

$$\text{Avec : } X_{Lt} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \lambda_{Lt}^2})} \quad \text{Mais : } X_{Lt} \leq 1$$

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + a_{Lt}(\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2] \rightarrow a_{Lt} = 0,21 \text{ Pour les profilés laminés}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_K} \right] \rightarrow \lambda_K = 93,9\varepsilon ; \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \rightarrow L_f = L_0 \text{ (articulé - articulé)} \rightarrow \lambda = \frac{3,5}{0,1123} = 31,17$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[ \frac{31,17}{93,9} \right] = 0,33$$

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + 0,21(0,38 - 0,2) + 0,38^2] = 0,57$$

$$X_{Lt} = \frac{1}{(0,57 + \sqrt{0,57^2 - 0,33^2})} = 0,96$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,96 \times 1 \times 484 \times 235}{1.1} \times 10^{-1} = 9926,4 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = 6108,39 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 9926,4 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$



## IV.8. Dimensionnement de l'acrotère

### IV.8.1. Généralité

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi extérieure destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et aux charges exploitation, et à une surcharge horizontale (sismique et vent).

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas les calculs se feront à l'ELU et l'ELS.

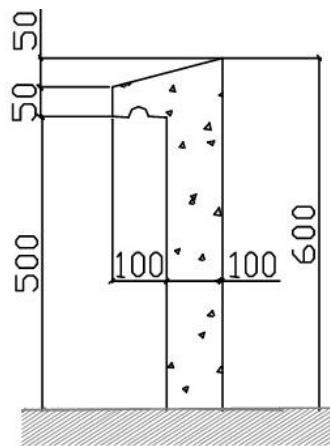


Figure IV.2. Dimensions de l'acrotère.

### IV.8.2. Evaluation des charges

#### a) Charges permanentes

$$- G = \rho_{\text{béton}} \times h \times b \times L = 150 \text{ daN/ml}$$

#### b) Charges d'exploitations

$$- Q = 100 \text{ daN/ml}$$

#### c) Charge sismique (RPA99/v2003)

On détermine la force  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone soit  $A = 0,3$  (zone III, groupe 1B)

$C_p$  : Facteur de forces horizontal soit  $C_p = 0,8$

$W_p$  : Poids de l'élément soit :  $W_p = G = 150 \text{ daN}$

$$F_p = 4 \times 0,3 \times 0,8 \times 150 = 144 \text{ daN}$$

IV.8.3. Calcul des sollicitations

Tableau IV.2. Les sollicitations.

Cas	M (daN.m)	N (daN)
ELS	86,4	150
ELU	129,6	203

III.8.4. Ferrailage de l'acrotère (selon BAEL91)

Le calcul se fait sur une section rectangulaire pour une bande de :  $L = b_0 = 1m$

Tableau III.3. Caractéristiques du béton.

$b(mm)$	$b_0(mm)$	$d'(mm)$	$d(mm)$	$f_{c28}(MPa)$	$f_e(MPa)$	$f_{t28}(MPa)$
100	1000	20	80	25	400	2,1

– Position du centre de pression

$$e_o = \frac{M_u}{N_u} = \frac{129,6}{203} = 0,63 m > \frac{h}{6} = 0,016m$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc elle est partiellement comprimée. Donc le calcul se fera en flexion simple puis en flexion composée.

a) En flexion simple

– Moment réduit

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0,0143 \rightarrow \mu_{bu} = 0,0143 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0178$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 79,43 mm$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot z} = 0,47 cm^2$$

b) En flexion composée

$$A_u = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 39,05 - \frac{2,03}{347,82} = 3,321 cm^2$$

## c) Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0,23 \times \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{\sigma_s} \rightarrow A_{min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{347,82} = 1,11 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{min} = 2,01 \text{ cm}^2$

On prend 4T8 par mètre linéaire de l'acrotère.

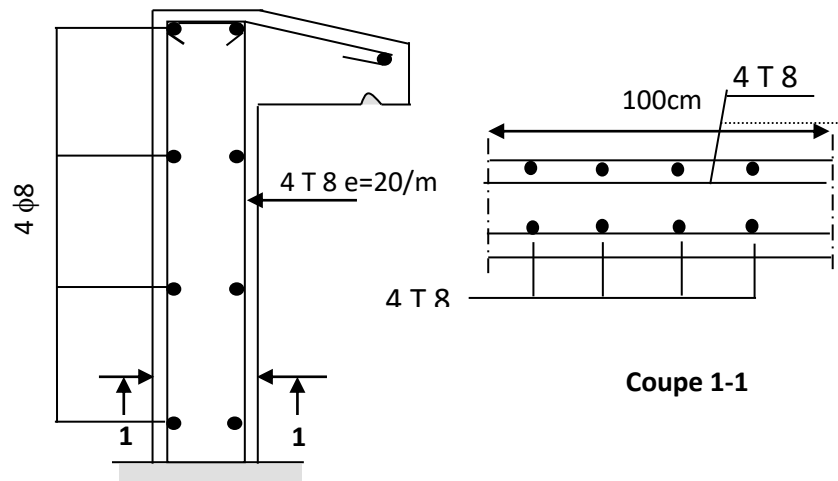


Figure IV.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

## IV.9. Poutre console

## IV.9.1. Evaluation des charges

## a) Les charges permanentes

- Plancher :  $G_1 = 553 \text{ daN/m}^2$
- Double cloisons :  $G_2 = 256 \times 4,08 = 1044,5 \text{ daN/m}$
- Poutre chaînage (poids estimé) :  $G_3 = 42,2 \text{ daN/m}$
- Poutre console (poids estimé) :  $G_4 = 42,2 \text{ daN/m}$

## b) Les charges d'exploitation

- $Q_1 = 250 \text{ daN/m}$

## c) Charge non pondérée

- $q_s = (G_1 + Q_1) \times 6,25 + G_4 = 5060,95 \text{ daN/m}$
- $p_s = (G_2 + G_3) \times 6,25 = 6791,9 \text{ daN}$

## d) Charge pondérée

- $q_u = 1,35(G_1 \times 6,25 + G_4) + 1,5(Q_1 \times 6,25) = 7066,7 \text{ daN/m}$
- $p_u = 1,35(G_2 + G_3) \times 6,25 = 9169 \text{ daN}$

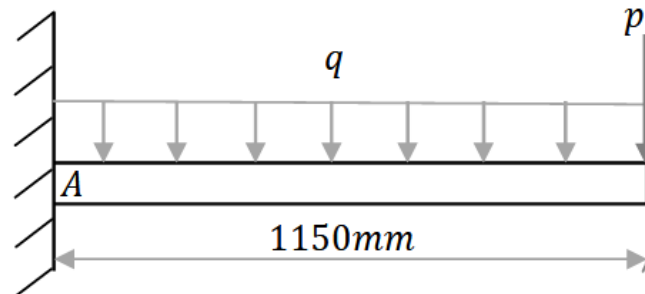


Figure IV.4. Les charges sur la console.

## IV.9.2. Dimensionnement de poutre console

## a) Condition de flèche

$$f_{max} = f_1 + f_2 \leq \frac{l}{250}$$

$$f_{max} = \frac{q_s l^2}{8EI} + \frac{p_s l^3}{3EI} \leq \frac{l}{250} \rightarrow I_y = \frac{250 \times l \times (3q_s l^2 + 8p_s l)}{24E} = 4430,49 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un profilé **IPE 270** ( $I_y = 5790 \text{ cm}^4$ ).

## b) condition de moment fléchissant

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_{max}}{f_y} \times \gamma_{M_0}$$

$$M_{max} = \frac{q_u l^2}{2} + p_u l = 15217,21 \text{ daN.m} \rightarrow W_{pl,y} \geq 712,29 \text{ cm}^3$$

Ce qui correspond à un profilé **IPE 330** ( $W_{pl,y} = 804,3 \text{ cm}^3$ ).

## IV.9.3. Vérification de console

## a) Vérification condition de résistance (ELU)

La condition à satisfaire pour vérifier la sécurité :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \quad \text{si} \quad V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$$

## – Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = \frac{Q_u L}{2} = \frac{7066,7 \times 1,15}{2} = 4063,35 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{30,81 \times 235 \times 10}{1,1 \times \sqrt{3}} = 38001,98 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 4063,5 \text{ daN} < 0,5 V_{pl,rd} = 19001 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

## b) Vérification du déversement

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{y,sd} = M_{max} = \frac{q_u l^2}{2} + p_u l = 15217,21 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,rd} = \frac{X_{Lt} \cdot \beta_w \cdot f_y \cdot W_{pl,y}}{\gamma_{M1}} ; \beta_w = 1 \text{ pour les sections de classe 1 et classe 2}$$

$$\text{Avec : } X_{Lt} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2})} \quad \text{Mais : } X_{Lt} \leq 1$$

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + a_{Lt}(\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2] \rightarrow a_{Lt} = 0,21 \text{ Pour les profilés laminés}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_K} \right] \rightarrow \lambda_K = 93,9\varepsilon ; \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \rightarrow L_f = 2L_o \text{ (encastéré - )} \rightarrow \lambda = \frac{2 \times 1,15}{0,1317} = 17,46$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[ \frac{17,46}{93,9} \right] = 0,18$$

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + 0,21(0,18 - 0,2) + 0,18^2] = 0,51$$

$$X_{Lt} = \frac{1}{(0,51 + \sqrt{0,51^2 - 0,18^2})} = 0,99$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,99 \times 1 \times 804,3 \times 235}{1,1} \times 10^{-1} = 17010,95 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = 15217,21 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 17010,95 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

### IV.10. Poutre sablière

En charpente, une panne sablière est une poutre placée horizontalement sur le mur de façade. On la nomme ainsi car on la posait sur un lit de sable, qui en fuyant, permettait à la poutre de prendre sa place lentement.

#### IV.10.1. Evaluation des charges

##### a) Charge non pondérée

$$- q_s = (G_{\text{mur}} + Q) = 1194 \text{ daN/m}$$

##### b) Charge pondérée

$$- q_u = (1,35 G + 1,5Q) = 1634 \text{ daN/m}$$

#### IV.10.2. Dimensionnement de sabliers

Condition de flèche :  $f_{\text{max}} \leq f$

$$f_{\text{max}} = \frac{5 \cdot q_{\text{ser}} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} ; \quad f = \frac{L}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{250 \cdot 5 \cdot q_{\text{ser}} \cdot L^3}{384 \cdot E}$$

$$I_y > \frac{250 \times 5 \times 11,94 \times 350^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 5082,81 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un profilé **IPE 270** ( $I_y = 5790 \text{ cm}^4$ ).

#### IV.10.3. Vérification de sablier

$$Q_{\text{ser}} = q_s + p(\text{poutre}) = 1230,1 \text{ daN/m}$$

##### a) La flèche (ELS)

$$f_{\text{max}} = \frac{5 \cdot q_{\text{ser}} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 12,031 \times 650^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 5790} = 2,3 \text{ cm} ; \quad f = \frac{650}{250} = 2,6 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

##### b) Vérification condition de résistance (ELU)

$$Q_u = q_u + 1,35p(\text{poutre}) = 1682,74 \text{ daN/m}$$

La condition à satisfaire pour vérifier la sécurité :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \quad \text{si} \quad V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$$

– Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = \frac{Q_u L}{2} = \frac{1682,74 \times 6,5}{2} = 5468,89 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{22,14 \times 235 \times 10}{1,1 \times \sqrt{3}} = 27308,14 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 5468,89 \text{ daN} < 0,5V_{pl,rd} = 13654,07 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

– Vérification au moment fléchissant

$$M_{sd} = \frac{Q_u \cdot L^2}{12} = \frac{1682,74 \times 6,5^2}{8} = 8886,97 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \times 235}{1,1} \times 10^{-1} = 10340 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 8886,97 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 10340 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

c) Vérification du déversement

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{12} = \frac{1682,74 \times 6,5^2}{8} = 8886,97 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,rd} = \frac{X_{Lt} \cdot \beta_w \cdot f_y \cdot W_{pl,y}}{\gamma_{M1}} ; \beta_w = 1 \text{ pour les sections de classe 1 et classe 2}$$

$$\text{Avec : } X_{Lt} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2})} \text{ Mais : } X_{Lt} \leq 1$$

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + a_{Lt}(\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2] \rightarrow a_{Lt} = 0,21 \text{ Pour les profilés laminés}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_K} \right] \rightarrow \lambda_K = 93,9\varepsilon ; \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \rightarrow L_f = L_0 \text{ (articulé - articulé)} \rightarrow \lambda = \frac{6,5}{0,1123} = 58$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[ \frac{58}{93,9} \right] = 0,61$$

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + 0,21(0,61 - 0,2) + 0,61^2] = 0,73$$

$$X_{Lt} = \frac{1}{(0,73 + \sqrt{0,73^2 - 0,61^2})} = 0,88$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,88 \times 1 \times 484 \times 235}{1,1} \times 10^{-1} = 9099,2 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = 8886,97 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 9099,2 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

#### IV.11. Poteau RDC le plus sollicité

Dans les constructions métalliques les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les efforts de compression, de flexion et les transmettre aux fondations puis au sol. Leurs sections doivent présenter une bonne résistance à la compression dans toutes les Directions.

Le poteau le plus sollicité est le poteau de surface d'influence :  $S = 26.6 \text{ m}^2$ .

##### IV.11.1. Evaluation des charges

###### a) Les charges permanentes

- $G_{terrasse} = (G \times 26,6 + G_{sol} \times 6,25 \times 3) = 17887,65 \text{ daN}$
- $G_{courant} = (G \times 26,6 + G_{sol} \times 6,25 \times 3) \times 3 = 45603,15 \text{ daN}$
- $G_{pout\ terrasse} = (42,2 \times 10,5) = 443,1 \text{ daN}$
- $G_{pout\ courant} = (0,663 \times 10,5) = 443,1 \text{ daN}$
- $G_{pot} = (83,2 \times 4,08 \times 4) = 1357,82 \text{ daN}$

###### b) Les charges d'exploitations

- $Q_{terrasse} = 100 \times 26,6 = 2660 \text{ daN}$
- $Q_{courant} = 250 \times 26,6 \times 3 = 19950 \text{ daN}$

##### IV.11.2. Calcul d'effort sollicitant

$$N_{sd,y} = 1,35. \Sigma G + 1,5. \Sigma Q = 122657 \text{ daN}$$

##### IV.11.3. Dimensionnement de poteau

$$A \geq \frac{\gamma_{M1} \times N_{sd,y}}{x \times f_y} \rightarrow A \geq \frac{1,1 \times 122657}{0,63 \times 2350} = 91,13 \text{ cm}^2$$

Ce qui correspond à un profilé **HEB 240** ( $A = 106 \text{ cm}^2$ ).



## IV.11.4. Vérification de poteau

Condition de résistance :

$$N_{sd,y} \leq N_{crdy}$$

$$N_{crdy} = \frac{x \cdot \beta \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,63 \times 1 \times 106 \times 2350}{1,1} = 142666,4 \text{ daN}$$

$$N_{sd,y} = 122657 \text{ daN} \leq N_{crdy} = 142666,4 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

## IV.12. Les escaliers

## IV.12.1. Généralité

Pour notre projet, les escaliers sont réalisés par deux volées avec un palier intermédiaire. Les hauteurs des étages du bâtiment sont égales, pour cela nous avons étudiés l'escalier du rez-de-chaussée puis généralise sur les autres niveaux.

## IV.12.2. Choix des dimensions

Pour le dimensionnement de la marche ( $g$ ) et la contre marche ( $h$ ) on utilise généralement la règle de BLONDEL :  $590 \text{ mm} \leq 2h + g \leq 640 \text{ mm}$ .

$g$  : est la largeur de marche sans le nez appelé giron ; soit :  $250 \text{ mm} \leq g \leq 320 \text{ mm}$ .

$h$  : est la hauteur de contre marche ; soit :  $150 \text{ mm} \leq h \leq 190 \text{ mm}$ .

$w$ : est la largeur d'escalier ou emmarchement ; soit :  $w = 2950 \text{ mm}$ .

On admet une hauteur de marche :  $h = 170 \text{ mm}$ .

## a) nombre des marches

$$n = \frac{H}{h} = \frac{4080}{170} = 24 \text{ marches/étage} \rightarrow 12 \text{ marches/volée}$$

$$\tan a = \frac{h}{g} = \frac{2040}{3600} \rightarrow \begin{cases} a = 29,53^\circ \\ g = \tan a = 300 \text{ mm} \end{cases}$$

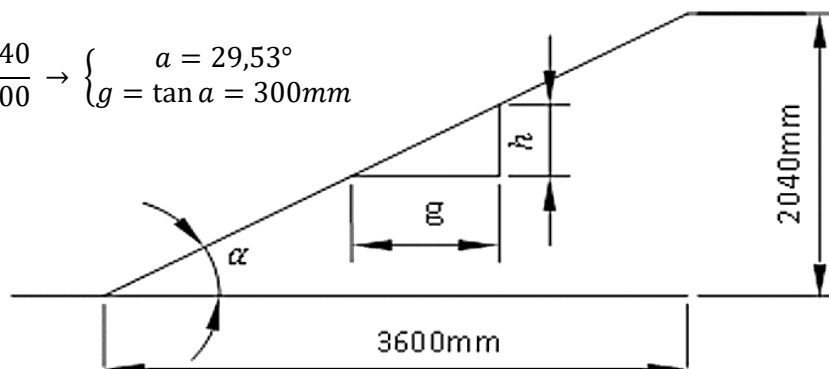


Figure IV.5. Vue en élévation d'escalier.

## b) La règle de BLONDEL

$$590 \text{ mm} \leq 2h + g \leq 640 \text{ mm} ; 2h + g = 640 \text{ mm} \rightarrow C.V$$

## IV.12.3. Dimensionnements des éléments porteurs

## IV.12.3.1. Les supports des marches

Tôle pliée sous forme de cornières à ailes inégales :  $L327 \times 170 \times 5$ .

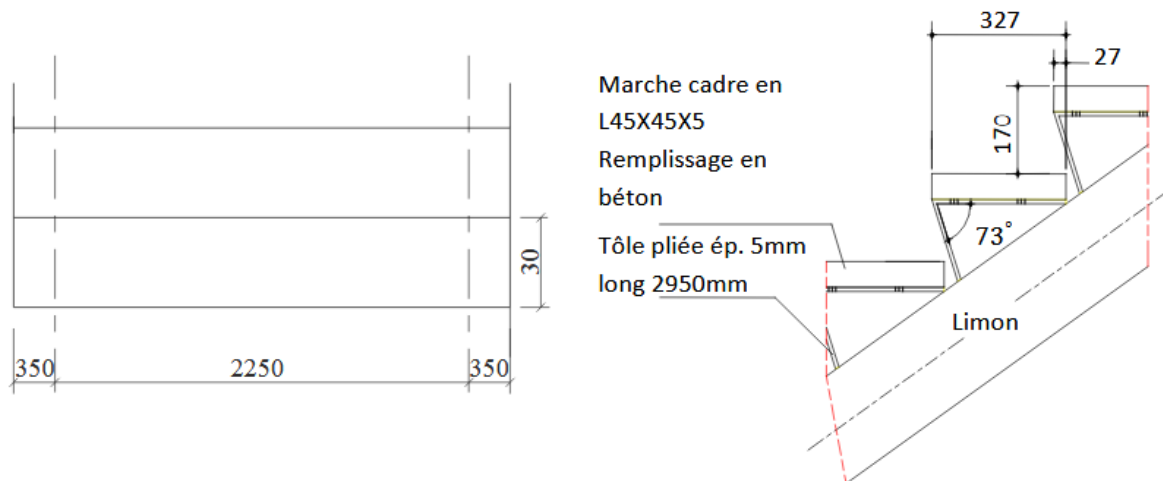


Figure IV.6. Vue en plane et vue en élévation.

## IV.12.3.1.1. Evaluation des charges

## a) Les charges permanentes

- Tôle striée (5mm)  $7850 \times 0,005 = 39,3 \text{ daN/m}^2$
- Béton (45mm)  $2500 \times 0,045 = 112,5 \text{ daN/m}^2$
- Sable (20mm)  $1800 \times 0,02 = 36 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de ciment (20mm)  $2000 \times 0,02 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement (20mm)  $2200 \times 0,02 = 44 \text{ daN/m}^2$
- $G = 271,8 \text{ daN/m}^2$

## b) Charge d'exploitation (DTR.BC.2.2/7.2.3)

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

## c) Charge non pondérée

- $q_s = G + Q = 671,8 \text{ daN/m}^2$

## d) Charge pondérée

- $q_u = 1,35G + 1,5Q = 967 \text{ daN/m}^2$

IV.12.3.1.2. Condition flèches

$$y_{G1} = 167,5 \text{ mm} ; y_{G2} = 82,5 \text{ mm} ; d_1 = 28,5 \text{ mm} ; d_2 = 56,5 \text{ mm}$$

$$y_G = \frac{\sum A_i \times y_{Gi}}{A} = 139 \text{ mm}$$

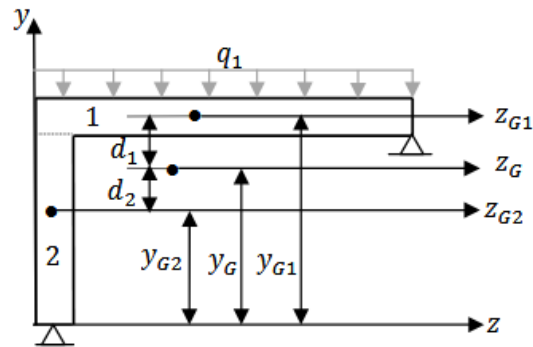


Figure IV.7. Inertie de cornière des marches.

a) Moment d'inertie

$$I_{iz} = I_{Gi} + (A_i \times d_i^2)$$

$$I_z = I_{1z} + I_{2z} = I_{G1} + (A_1 \times d_1^2) + I_{G2} + (A_2 \times d_2^2)$$

$$I_z = \left[ \frac{327 \times 5^3}{12} + (5 \times 327 \times 28,5^2) \right] + \left[ \frac{5 \times 165^3}{12} + (5 \times 165 \times 56,5^2) \right] = 584 \text{ cm}^4$$

b) La Flèche

$$f_1 = \frac{5q_s \times l^4}{384EI_z} \leq \frac{l}{250} ; f_1 = 0,18 \text{ cm} < f = 0,9 \rightarrow \text{C.V}$$

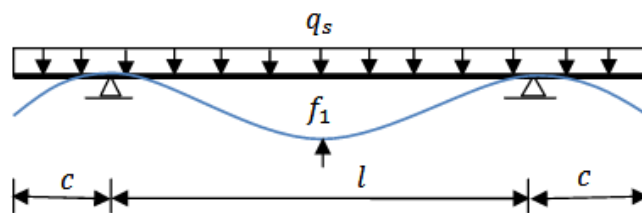


Figure IV.8. La flèche de tôle pliée.

## IV.12.3.2. Limon

Une volée contient deux limons. Tel que chaque limon doit être supporté la moitié des charges exercées sur la volée. La figure suivante représente la distribution des charges sur un limon.

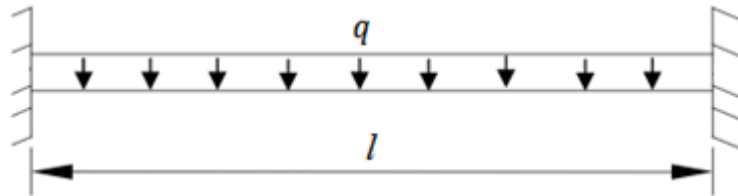


Figure IV.9. La charge sur limon.

## IV.12.3.2.1. Evaluation des charges

La longueur de limon :  $l = 4138,9 \text{ mm}$ .

## a) Les charges permanentes :

- Les marches :  $G_1 = (271,8 \times 0,327 \times 1,475 \times 12)/4,1389 = 380,1 \text{ daN/m}$
- Les contres marches :  $G_2 = (39,3 \times 0,17 \times 1,475 \times 13)/4,1389 = 30,95 \text{ daN/m}$
- Poids de limon estimé :  $G_3 = 25 \text{ daN/m}$

## b) Charge d'exploitation

- $Q = (400 \times 0,327 \times 1,475 \times 12)/4,6 = 559,37 \text{ daN/m}^2$

## c) Charge non pondérée

- $q_s = (G_1 + G_2 + G_3) + Q = 995,42 \text{ daN/m}^2$

## d) Charge pondérée

- $q_u = 1,35(G_1 + G_2 + G_3) + 1,5Q = 1427,72 \text{ daN/m}^2$

## IV.12.2.2.2. Dimensionnement du limon

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq f = \frac{L}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{250 \cdot 5 \cdot q_{ser} \cdot L^3}{384 \cdot E}$$

$$I_y > \frac{250 \times 5 \times 9,9542 \times 553,89^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 2622,02 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un **UAP 220** ( $I_y = 2710 \text{ cm}^4$ ).

## a) Vérification condition de résistance (ELU)

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \quad \text{si} \quad V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$$

## – Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = \frac{Q_u L}{2} = \frac{1389,6 \times 5,539}{2} = 3848,4 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{1,1 \times \sqrt{3}} = \frac{18,83 \times 235 \times 10}{1,1 \times \sqrt{3}} = 23225,49 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3848,4 \text{ daN} < 0,5V_{pl,rd} = 11612,74 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

## – Vérification au moment fléchissant

$$M_{sd} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{1389,6 \times 5,539^2}{8} = 5329,01 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{289,9 \times 235}{1,1} \times 10^{-1} = 6193,31 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 5329,01 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 6193,31 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

## b) Vérification du déversement

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{1389,6 \times 5,539^2}{8} = 5329,01 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,rd} = \frac{X_{Lt} \cdot \beta_w \cdot f_y \cdot W_{pl,y}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,99 \times 1 \times 289,9 \times 235}{1,1} \times 10^{-1} = 5573,99 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = 5329,01 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 5573,99 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

## IV.12.3.3. Palier de repos

Un palier est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier.

## IV.12.3.3.1. Evaluation des charges

## a) Charge non pondérée

$$- q_1 = G + Q = 953 \text{ daN/m}^2$$

## b) Charge pondérée

$$- q_2 = 1,35G + 1,5Q = 1346,55 \text{ daN/m}^2$$

## IV.12.3.4. La poutre porteuse

Poutre encastrée a ses deux extrémités :  $l = 6,5 m$ .

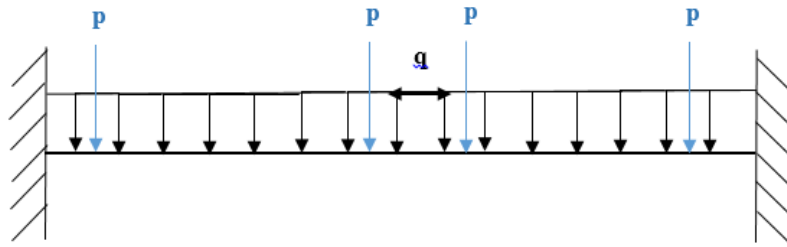


Figure IV.10. Les charges sur la poutre palière.

## IV.12.3.4.1 Evaluation des charges

## a) Les charges permanentes

- Poids estimé de la poutre :  $G_1 = 49,1 daN/m$
- Charge de palier (repartie sur la poutre).

## b) Charge non pondérée

- $q_s = q_1 \times 2,55 + G_1 = 2479,25 daN/m$

## c) Charge pondérée

- $q_u = 1,35q_2 + 1,35G_1 = 4701,78 daN/m$

## d) Charge d'une volée (concentre sur la poutre)

- $p_s = 2756,82 daN$
- $p_u = 3954,07 daN$

## IV.12.3.4.2 Dimensionnement de la poutre porteuse

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} ; \quad f = \frac{L}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{1250 q_{ser} \cdot L^3}{384 \cdot E}$$

$$I_y > \frac{1250 \times 2756,82 \times 10^{-2} \times 650^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 11735,67 cm^4$$

Ce qui correspond à un profilé **IPE 330** ( $I_y = 11770 cm^4$ ).

## IV.12.3.4.3. Vérification de la poutre porteuse

## a) Vérification condition de résistance (ELU)

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \quad \text{si} \quad V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$$

## – Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = \frac{p_u L}{2} = \frac{3954,07 \times 6,5}{2} = 12850,73 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{30,81 \times 235 \times 10}{1,1 \times \sqrt{3}} = 38001,98 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 12850,73 \text{ daN} < 0,5V_{pl,rd} = 19001 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

## – Vérification au moment fléchissant

$$M_{sd} = \frac{p_u \cdot L^2}{12} = \frac{3954,07 \times 6,5^2}{12} = 13921,62 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804,3 \times 235}{1,1} \times 10^{-1} = 17182,77 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 13921,62 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 17182,77 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

## a) Vérification du déversement

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{y,sd} = \frac{p_u \cdot L^2}{12} = \frac{3954,07 \times 6,5^2}{12} = 13921,62 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,rd} = \frac{X_{Lt} \cdot \beta_w \cdot f_y \cdot W_{pl,y}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,99 \times 1 \times 804,3 \times 235}{1,1} \times 10^{-1} = 17010,95 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = 13921,62 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 17010,95 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

## IV.13. Acier S275

Pour la constriction en acier **S275** la plupart du dimensionnement des éléments sera fait à condition de la flache.

Donc on va vérifier les solives, les poutres, le sablier et dimensionnée les consoles et les poteaux car sella a dimensionner par condition de résistance (moment fléchissant).

## IV.13.1. Vérification des solives

Ce qui correspond à un profilé **IPE 220** ( $I_y = 2772 \text{ cm}^4$ ).

$$q_{ser} = q_s + p(\text{solive}) = 540 \text{ daN/m}$$

## a) La flèche (ELS)

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 540 \times 10^{-2} \times 650^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2772} = 2,15 ; f = \frac{650}{250} = 2,6 \rightarrow C.V$$

## b) Vérification condition de résistance (ELU)

$$Q_u = q_u + 1,35p(\text{solive}) = 747,7 \text{ daN/m}$$

La condition à satisfaire pour vérifier la sécurité est :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \quad \text{si} \quad V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$$

## – Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = \frac{Q_u L}{2} = \frac{747,7 \times 6,5}{2} = 2430 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{15,88 \times 275 \times 10}{1,1 \times \sqrt{3}} = 22920,81 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2430 \text{ daN} < 0,5V_{pl,rd} = 11460,4 \text{ daN} \rightarrow C.V$$

## – Vérification au moment fléchissant

$$M_{sd} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{747,7 \times 6,5^2}{8} = 3948,79 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285,4 \times 275}{1,1} \times 10^{-1} = 7135 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 3948,79 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 7135 \text{ daN.m} \rightarrow C.V$$



## c) Vérification du déversement

La condition à satisfaire pour vérifier la sécurité est :

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{747,7 \times 6,5^2}{8} = 3948,79 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,rd} = \frac{X_{Lt} \cdot \beta_w \cdot f_y \cdot W_{pl,y}}{\gamma_{M1}} ; \beta_w = 1 \text{ pour les sections de classe 1 et classe 2}$$

$$\text{Avec : } X_{Lt} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2})} \text{ Mais : } X_{Lt} \leq 1$$

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + a_{Lt}(\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2] \rightarrow a_{Lt} = 0,21 \text{ Pour les profilés laminés}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_K} \right] \rightarrow \lambda_K = 93,9\varepsilon ; \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 \rightarrow \lambda_K = 86,8$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \rightarrow L_f = L_0 \text{ (articulé - articulé)} \rightarrow \lambda = \frac{6,5}{0,1123} = 57,88$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[ \frac{57,88}{86,8} \right] = 0,66$$

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + 0,21(0,66 - 0,2) + 0,66^2] = 0,76$$

$$X_{Lt} = \frac{1}{(0,76 + \sqrt{0,76^2 - 0,66^2})} = 0,87$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,87 \times 1 \times 285,4 \times 275}{1,1} \times 10^{-1} = 6207,45 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = 3948,79 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 6207,45 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

## IV.13.2. Vérification de la poutre (5m)

Ce qui correspond à un profilé **IPE 330** ( $I_y = 11770 \text{ cm}^4$ ).

$$Q_{ser} = q_s + p(\text{poutre}) = 3011,1 \text{ daN/m}$$

## a) La flèche (ELS)

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 3011,1 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 8356} = 0,99 ; f = \frac{500}{250} = 2 \rightarrow \text{C.V}$$

**b) Vérification condition de résistance (ELU)**

$$Q_u = q_u + 1,35p(\text{poutre}) = 4158,39 \text{ daN/m}$$

La condition à satisfaire pour vérifier la sécurité :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \quad \text{si} \quad V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$$

**– Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} = \frac{Q_u L}{2} = \frac{4158,39 \times 5}{2} = 10395,99 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{30,81 \times 275 \times 10}{1,1 \times \sqrt{3}} = 44470,4 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 10395,99 \text{ daN} < 0,5V_{pl,rd} = 57002,97 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

**– Vérification au moment fléchissant**

$$M_{sd} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{4158,39 \times 5^2}{8} = 12994,97 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804,3 \times 275 \times 10^{-1}}{1,1} = 20107,5 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 12994,97 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 20107,5 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

**c) Vérification du déversement**

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{4158,39 \times 5^2}{8} = 12994,97 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,rd} = \frac{X_{Lt} \cdot \beta_w \cdot f_y \cdot W_{pl,y}}{\gamma_{M1}} \quad ; \quad \beta_w = 1 \text{ pour les sections de classe 1 et classe 2}$$

$$\text{Avec : } X_{Lt} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2})} \quad \text{Mais : } X_{Lt} \leq 1$$

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + a_{Lt}(\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2] \rightarrow a_{Lt} = 0,21 \text{ Pour les profilés laminés}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_K} \right] \rightarrow \lambda_K = 93,9\varepsilon \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 \rightarrow \lambda_K = 86,8$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \rightarrow L_f = L_0 \text{ (articulé - articulé)} \rightarrow \lambda = \frac{5}{0,1371} = 36,47$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[ \frac{36,47}{86,8} \right] = 0,42$$

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + 0,21(0,42 - 0,2) + 0,42^2] = 0,61$$

$$X_{Lt} = \frac{1}{(0,61 + \sqrt{0,61^2 - 0,42^2})} = 0,95$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,95 \times 1 \times 804,3 \times 275 \times 10^{-1}}{1,1} = 19102,13 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = 12994,97 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 19102,13 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

#### IV.13.3. Vérification de la poutre (3, 5m)

##### a) La flèche (ELS)

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 2885,1 \times 10^{-2} \times 350^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 5790} = 0,46 \text{ ; } f = \frac{350}{250} = 1,4 \rightarrow \text{C.V}$$

##### b) Vérification condition de résistance (ELU)

###### – Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = 10395,99 \text{ daN} < 0,5V_{pl,rd} = 22235,2 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

###### – Vérification au moment fléchissant

$$M_{sd} = 12994,97 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 20107,5 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

##### c) Vérification du déversement :

$$M_{y,sd} = 12994,97 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 19102,13 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

#### IV.13.4. Vérification de sablier

Ce qui correspond à un profilé **IPE 270** ( $I_y = 5790 \text{ cm}^4$ ).

$$Q_{ser} = q_s + p(\text{poutre}) = 1230,1 \text{ daN/m}$$

##### a) La flèche (ELS)

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 12,031 \times 650^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 5790} = 2,3 \text{ cm} \text{ ; } f = \frac{650}{250} = 2,6 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

## b) Vérification condition de résistance (ELU)

## – Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = 5468,89 \text{ daN} < 0,5V_{pl,rd} = 15978,17 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

## – Vérification au moment fléchissant

$$M_{sd} = 8886,97 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 12100 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

## c) Vérification du déversement :

$$M_{y,sd} = 8886,97 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 10643,64 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

## IV.13.5. Dimensionnement de poutre console

## a) Condition de flèche

$$f_{max} = f_1 + f_2 \leq \frac{l}{250}$$

$$f_{max} = \frac{q_s l^2}{8EI} + \frac{p_s l^3}{3EI} \leq \frac{l}{250} \rightarrow I_y = \frac{250 \times l \times (3q_s + 8p_s l)}{24E} = 4430,49 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un profilé **IPE 270** ( $I_y = 5790 \text{ cm}^4$ ).

## b) condition de moment fléchissant

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_{max}}{f_y} \times \gamma_{M_0}$$

$$M_{max} = \frac{q_u l^2}{2} + p_u l = 15217,21 \text{ daN.m} \rightarrow W_{pl,y} \geq 608,69 \text{ cm}^3$$

Ce qui correspond à un profilé **IPE 300** ( $W_{pl,y} = 628,4 \text{ cm}^3$ ).

## IV.13.5.1 Vérification de poutre console

## a) Vérification condition de résistance (ELU)

La condition à satisfaire pour vérifier la sécurité :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \quad \text{si} \quad V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$$

## – Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = 4063,5 \text{ daN} < 0,5V_{pl,rd} = 18532,94 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

## b) Vérification du déversement

$$M_{y,sd} = 15217,21 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 15710 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

**IV.13.6. Dimensionnement de poteau**

$$A \geq \frac{\gamma_{M1} \times N_{sd,y}}{x \times f_y} \rightarrow A \geq \frac{1.1 \times 122657}{0,62 \times 2750} = 79,13 \text{ cm}^2$$

Ce qui correspond à un profilé **HEB 220** ( $A = 91 \text{ cm}^2$ ).

**IV.13.6.1. Vérification de poteau**

Condition de résistance :

$$N_{sd,y} \leq N_{crdy}$$

$$N_{crdy} = \frac{x \cdot \beta \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,62 \times 1 \times 91 \times 2750}{1,1} = 141050 \text{ daN}$$

$$N_{sd,y} = 122657 \text{ daN} \leq N_{crdy} = 141050 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

**IV.13.7. Vérification de limon****a) Vérification condition de résistance (ELU)**

– Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = 3848,4 \text{ daN} < 0,5V_{pl,rd} = 13589,38 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

– Vérification au moment fléchissant

$$M_{sd} = 5329,01 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 7247,5 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

**b) Vérification du déversement**

$$M_{y,sd} = 5329,01 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 7175,03 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

**IV.13.8. Vérification de la poutre palière****a) Vérification condition de résistance (ELU)**

– Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = 12850,73 \text{ daN} < 0,5V_{pl,rd} = 22235,2 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

– Vérification au moment fléchissant

$$M_{sd} = 13921,62 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 20107,5 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

**b) Vérification du déversement**

$$M_{y,sd} = 13921,62 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 19296,34 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

On va résumer tout ce travail dans le tableau suivant :

**Tableau IV.4.** Les différents pré-dimensionnements des éléments Selon S235 et S275.

Les éléments	S235	S275
	Le profilé	Le profilé
Solive	IPE 220	IPE 220
Poutre (5m)	IPE 330	IPE 330
Poutre (3,5m)	IPE 270	IPE 270
Poutre console	IPE 330	IPE 300
Poutre Sablier	IPE 270	IPE 270
Limon	UAP 220	UAP 220
Poutre palier	IPE 330	IPE 330
Poteau	HEB 240	HEB 220

#### IV.14. Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'avoir initialement les différentes sections des éléments de la structure selon les différentes nuances d'acier.

On voit que la plupart du dimensionnement a été fait avec les conditions de la flèche qui ne sont pas effectuées par nuance d'acier.

Afin de pouvoir faire une modélisation du bâtiment avec des profilés proches des sections résistants, mais la vérification des éléments métalliques avec la descente de charge seul n'est pas suffisant pour faire le dimensionnement final, c'est pour cela on entamera le calcul du plancher mixte.

### V.1. Introduction

Les planchers mixte collaborant sont constitués de poutres solives, supportant des bacs acier utilisés comme coffrages perdus, comportant un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton du au retrait et aux effets de la température. Dans ce type de plancher, les bacs acier sert de plate-forme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieure pour la dalle après durcissement du béton. Elle peut également servir de contreventement horizontal provisoire lors du montage.

Pour cela, il faut prévoir des dispositifs de liaison (connecteurs), à l'interface acier/béton, qui solidarisent dalle et poutre entre elle et s'opposent à leur glissement mutuel.

### V.2. Plancher collaborant

Le plancher mixte ou collaborant constitue la solution de construction idéale pour tous les chantiers réclamant des performances techniques et mécaniques poussées et exigeant une rapidité de mise en œuvre en toute garantie. Grâce à ses caractéristiques de premier plan, ce plancher s'adapte à toutes les typologies de construction (industrielle, commerciale, sportive et résidentielle). Il offre également des avantages économiques significatifs, surtout lorsqu'il est envisagé dès le début du projet. Son utilisation implique en effet une diminution de l'épaisseur moyenne des dalles, ce qui se traduit par une réduction des éléments portants de la structure (poteaux, poutres et fondations). Outre l'amélioration de la planification des différentes phases de mise en œuvre.

L'adoption de cette technologie répond à certaines exigences aujourd'hui incontournables dans les édifices modernes telles que l'incorporation des conduites nécessaires à la fourniture des services de bureautique et l'utilisation de faux plafond.

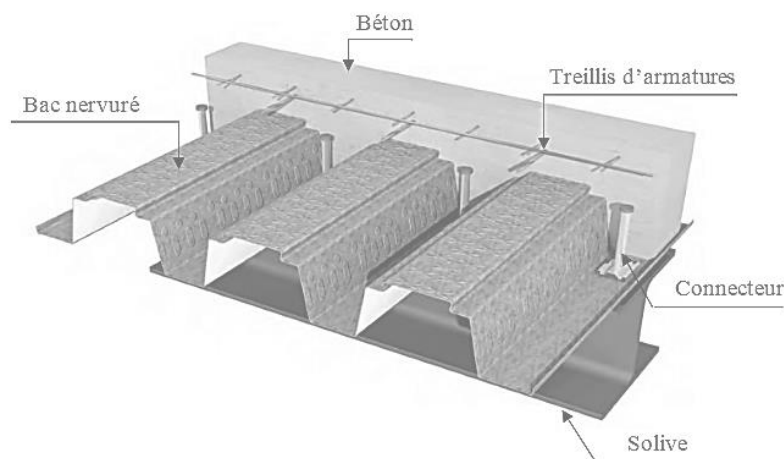


Figure V.1. Eléments constructifs du plancher mixte.

Après durcissement du béton, l'inertie de la dalle  $I_B$  participe avec l'inertie des solives  $I_A$  ce qui donne une inertie équivalente  $I$ .

### V.3. Calcul de plancher courant

Pour le plancher courant, l'épaisseur de la dalle est de 12 cm et le profile IPE 220.

#### V.3.1. Vérification de la condition de résistance

On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{ply}$

##### V.3.1.1. La largeur du béton

La largeur du béton participante à l'inertie  $I$ , notée par  $b_{eff}$  est donnée par :

$$b_{eff} = \min\left(\frac{2l}{8}; b\right) \Rightarrow b_{eff} = b = 1,25 \text{ m}$$

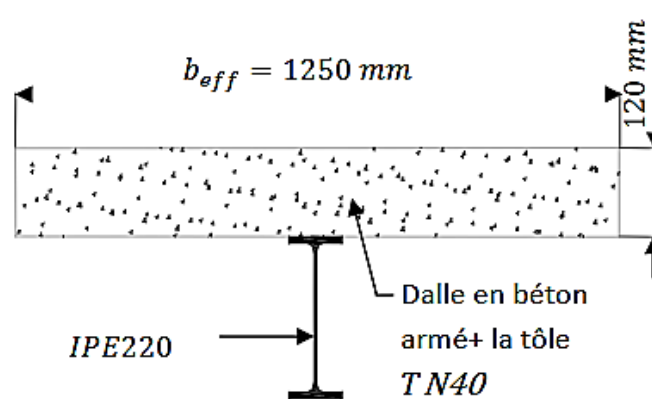


Figure V.2. Dimensions de la poutre mixte.

##### V.3.1.2. Les charge

###### a) Charges permanentes

- Solive :  $G_1 = 26,2 \text{ daN/ml}$
- Plancher courant :  $G_2 = 553 \times 1,25 = 691,25 \text{ daN/ml}$
- Total :  $G_T = 717,45 \text{ daN/ml}$

###### b) Surcharge d'exploitation

- $Q = 250 \times 1,25 = 312,50 \text{ daN/ml}$

###### c) Charge non pondérée

- $q_s = G_T + Q = 1029,95 \text{ KN/ml}$

###### d) Charge pondérée

- $q_u = 1,35 G_T + 1,5 Q = 1437,31 \text{ daN/ml}$



## V.3.1.3. Position de l'axe neutre

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} = 33,4 \times \frac{235 \times 10}{1.1} = 71354,55 \text{ daN}$$

$$F_c = 0.85 \times b_{eff} \times h_c \times \frac{F_{cK}}{\gamma_c}$$

$$F_c = 0.85 \times 125 \times 12 \times \frac{250}{1.5} = 212500 \text{ daN}$$

$F_c > F_a$  Donc l'axe neutre passe par la dalle.

La position de l'axe neutre est calculée à partir de la formule suivante

$$x = \frac{F_a}{0.85 \times b_{eff} \times \frac{F_{cK}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$x = \frac{71354,55}{0,85 \times 125 \times \frac{250}{1,5}} = 4,03 \text{ cm}$$

$$4,03 \text{ cm} < 12 \text{ cm}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = F_a \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{x}{2} \right)$$

$$M_{pl,rd} = 71354,55 \left( \frac{0,22}{2} + 0,04 + 0,12 - \frac{0,0403}{2} \right) = 17827,93 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{1437,31 \times 6,5^2}{8} = 7590,79 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 7590,79 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 17827,93 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

## V.3.2. Vérification de cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{sd} < V_{pl,sd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = 4671,26 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{1580 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 19488,2 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 4671,26 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 19488,2 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

## V.3.3. Vérification de la flèche

Pour une poutre simplement appuyée, il faut vérifier que :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

Avec :

$$f_{max} = \frac{5q_{ser}L^4}{384EI_h}$$

On a :

$n$  : Coefficient d'équivalence  $n = 2 E_a/E_{cm}$

$E_a = 2,1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$  (Module d'élasticité de l'acier de construction).

$E_{cm} = 3,05 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2$  (Pour une contrainte de compression  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ).

$$n = \frac{E_a}{E_{cm}} = 2 \times \frac{2,1 \times 10^6}{3,05 \times 10^5} = 13,77$$

$$A_h = A_a + \frac{b_{eff} \cdot h_c}{n} = 33,4 + \frac{125 \times 12}{13,77} = 142,33 \text{ cm}^2$$

## a) Moment statique

$$m = A_a \cdot \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c \right) + \frac{b_{eff} \cdot h_c^2}{2n}$$

$$m = 33,4 \times \left( \frac{22}{2} + 4 + 12 \right) + \frac{125 \times 12^2}{2 \times 13,77} = 1555,4 \text{ cm}^3$$

## b) Axe neutre

$$X = \frac{m}{A_h} = 10,93 \text{ cm}$$

## c) Moment d'inertie

$$I_{sup} = I_a + A_a \cdot \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c \right)^2 + \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{3n}$$

$$I_{sup} = 2772 + 33,4 \times \left( \frac{22}{2} + 4 + 12 \right)^2 + \frac{125 \times 12^3}{3 \times 13,77}$$

$$I_{sup} = 32349,36 \text{ cm}^4$$

$$I_h = I_{sup} - A_h \cdot X^2$$

$$I_h = 32349,36 - 142,33 \times 10,93^2$$

$$I_h = 15345,92 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_h} = \frac{5 \times 10,2995 \times 650^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 15345,92} = 0,74 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0,74 \text{ cm} < f_{adm} = 2,6 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

#### V.4. Acier S275

##### V.4.1. Position de l'axe neutre

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} = 33,4 \times \frac{275 \times 10}{1.1} = 82008,93 \text{ daN}$$

$$F_c = 0.85 \times b_{eff} \times h_c \times \frac{F_{cK}}{\gamma_c}$$

$$F_c = 0.85 \times 125 \times 12 \times \frac{250}{1.5} = 212500 \text{ daN}$$

$F_c > F_a$  Donc l'axe neutre passe par la dalle.

La position de l'axe neutre est calculée à partir de la formule suivante :

$$x = \frac{F_a}{0.85 \times b_{eff} \times \frac{F_{cK}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$x = \frac{82008,93}{0,85 \times 125 \times \frac{250}{1,5}} = 4,63 \text{ cm}$$

$$4,63 \text{ cm} < 12 \text{ cm}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = F_a \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{x}{2} \right)$$

$$M_{pl,rd} = 82008,93 \left( \frac{0,22}{2} + 0,04 + 0,12 - \frac{0,0463}{2} \right) = 20243,9 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{1437,31 \times 6,5^2}{8} = 7590,79 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 7590,79 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 20243,9 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

### V.4.2. Vérification de cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = 4671,26 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{1580 \times 275 \times 10^{-1}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 22805,34 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 4671.26 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 22805.34 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

### V.4.3. Vérification de la flèche

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_h} = \frac{5 \times 10,2995 \times 650^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 15345,92} = 0,74 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0,74 \text{ cm} < f_{adm} = 2,6 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

### V.5. Etude des connecteurs

Lorsque la poutre mixte est soumise aux actions extérieures. Un glissement apparait entre le béton et l'acier. Pour éviter cela et rendre solidaire le béton et l'acier on utilise des connecteurs de type goujon de diamètre  $d = 19 \text{ mm}$ , de hauteur  $h = 100 \text{ mm}$ . La limite élastique utilisée  $f_y = 275 \text{ MPa}$  sa limite de rupture est  $f_u = 430 \text{ MPa}$ .

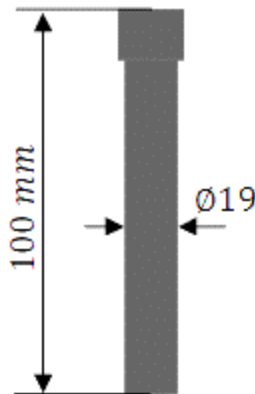


Figure V.3. Les dimensions d'un connecteur.

### V.5.1. Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur

Dans le cas d'une connexion total on calcul d'abord la résistance d'un connecteur au cisaillement selon la formule :

$$P_{rd} = \min \left\{ \frac{0.8 \times f_u}{\gamma_v} \times \frac{\pi d^2}{4} ; \frac{0.29 \times a \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \right\}$$

$P_{rd}$  : La résistance de cisaillement.

$\gamma_v$  : Le coefficient partiel de sécurité, soit : 1,25.

$d$  : Diamètre de connecteur.

$f_u$  : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon.

$E_{cm}$  : Module de sécant moyen de béton  $E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$ .

$f_{ck}$  : Résistance caractéristique du béton, soit 25 MPa.

$$a = \begin{cases} \text{si } \frac{h}{d} > 4 \Rightarrow a = 1 \\ \text{si } 3 < \frac{h}{d} < 4 \Rightarrow 0,2 \left( \frac{h}{d} + 1 \right) \end{cases} \quad \text{Avec: } \frac{h}{d} = \frac{100}{19} = 5,26 > 4 \Rightarrow a = 1$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \frac{0.8 \times 430}{1,25} \times \frac{\pi \times 19^2}{4} ; \frac{0.29 \times 1 \times 19^2 \sqrt{25 \times 30500}}{1,25} \right\}$$

$$P_{rd} = \min \{7799 ; 7313\} = 7313 \text{ daN}$$

#### a) Effort de cisaillement longitudinal

$$f_{cf} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{33,4 \times 235 \times 10}{1,1} = 71355 \text{ daN}$$

### V.5.2. Nombre des connecteurs

$$N \geq N_f = \frac{f_{cf}}{P_{rd}} = \frac{71355}{7313} = 9,75 \cong 10 \text{ connecteurs.}$$

Soit :  $N = 10$  goujons sur la demi-longueur de la poutre, c'est-à-dire 20 goujons sur la longueur totale de la poutre.

**V.5.3. Espacements des connecteurs**

Il est permis d'espacer les goujons sur la longueur d'interface, car ici toutes les sections critiques considérées sont de classe 1. La distance entre goujons est de :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{L}{2N} = \frac{6500}{20} = 325 \text{ mm}$$



**Figure V.4.** Disposition des connecteurs.

**VI.1. Introduction**

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements, ce qui entraîne bien entendu des efforts dans les structures.

Le but de l'étude sismique est la détermination des efforts induits et leur distribution dans le système de stabilités.

**VI.2. Normes utilisées**

Le calcul sismique se fait selon le règlement parasismique Algérien **RPA99/version 2003 - (D.T.R-B.C-2.48)**, qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- a) La méthode statique équivalente.
- b) La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse).
- c) La méthode d'analyse dynamique par accéléro-gramme.

Suivant la particularité de la structure, notre calcul se fera auto choisir par le logiciel **ETABS** selon la méthode d'analyse dynamique modal spectral.

**VI.3. Principe de la méthode modale spectrale**

Cette méthode est sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures, elle est caractérisée par :

- a) La définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse.
- b) L'hypothèse d'un comportement globale linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres.

**VI.4. Critères de classification par le (RPA99/v2003)****VI.4.1. Classification de l'ouvrage**

- a) Classification de l'ouvrage selon son importance : groupe 1B, ouvrage de grande importance.
- b) Classification de la zone sismique : zone III (fort sismicité) ZERLDA.
- c) Classification des sites : catégorie S3 (site meuble).

- d) Classification des systèmes de contreventement : système d'ossature contreventée par palées triangulées excentrée.

### VI.5. Analyse dynamique de la structure

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

#### VI.5.1. Modélisation de la structure

Le logiciel **ETABS**, conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries, spécialement dans le domaine du bâtiment et des ouvrages de génie civil, permet dans un premier temps de modéliser la structure réelle.

##### VI.5.1.1. Etapes de la modélisation de la structure

- Opter pour un système d'unités (kN, m).
- Définition de la géométrie de base.
- Définition des matériaux et sections.
- Introduction du spectre de réponse.
- Définition des charges à appliquer, les combinaisons des charges et des conditions aux limites.
- Analyse numérique de la structure.

#### VI.5.2. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \& \left( 2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T > 3,0s \end{cases}$$



D'après (RPA99/v2003) on a :

**A** : coefficient d'accélération de zone  $A = 0,25$

$\xi$  : Le pourcentage d'amortissement  $\xi = 5\%$

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement.  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \rightarrow \eta = 1$

$T_1$  : Période caractéristique associée au site  $T_1 = 0,15$

$T_2$  : Période caractéristique associée au site  $T_2 = 0,50$

**R** : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement ossature contreventée par palée triangulées V (RPA99/v2003/8.4.2)

$$R = 3$$

**Q** : facteur de qualité.  $Q = 1,20$

### VI.5.3. Analyse modale

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Le spectre est caractérisé par la zone sismique, groupe d'usage, pourcentage d'amortissement ( $\xi$ ), coefficient de comportement ( $R$ ), facteur de qualité ( $Q$ ) et le site ferme ( $S$ )

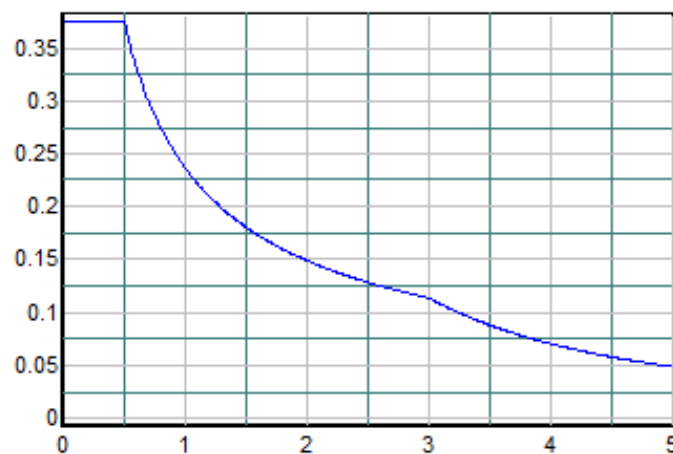


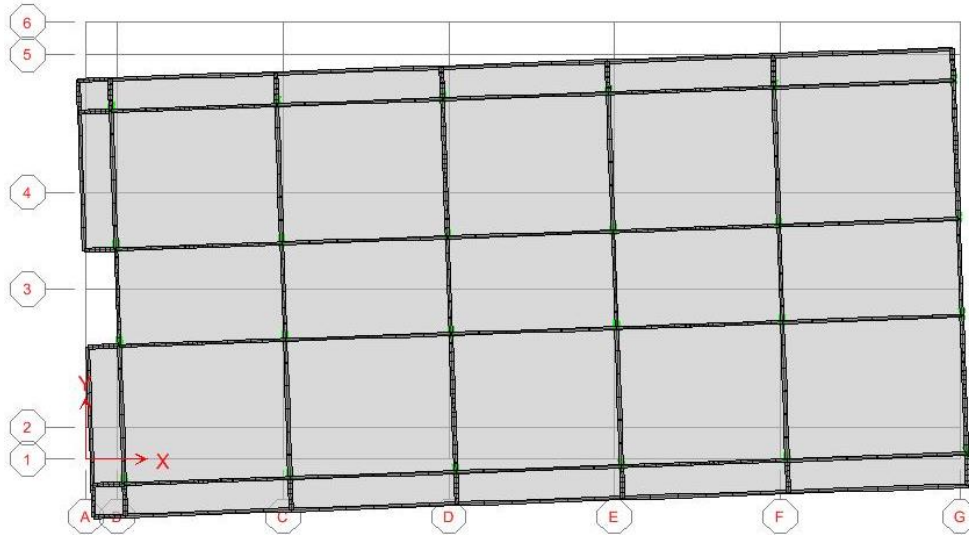
Figure VI.1. Spectre de réponse selon (X) et (Y).

## VI.6. Vérification de la structure

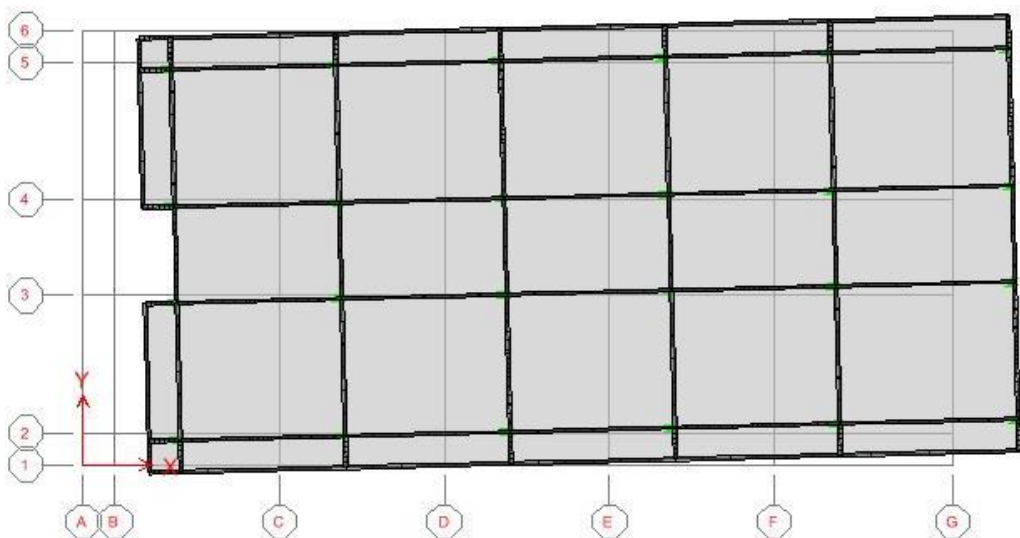
## VI.6.1. Premier modèle (pour S235 et S275)

## a) Vérification de comportement

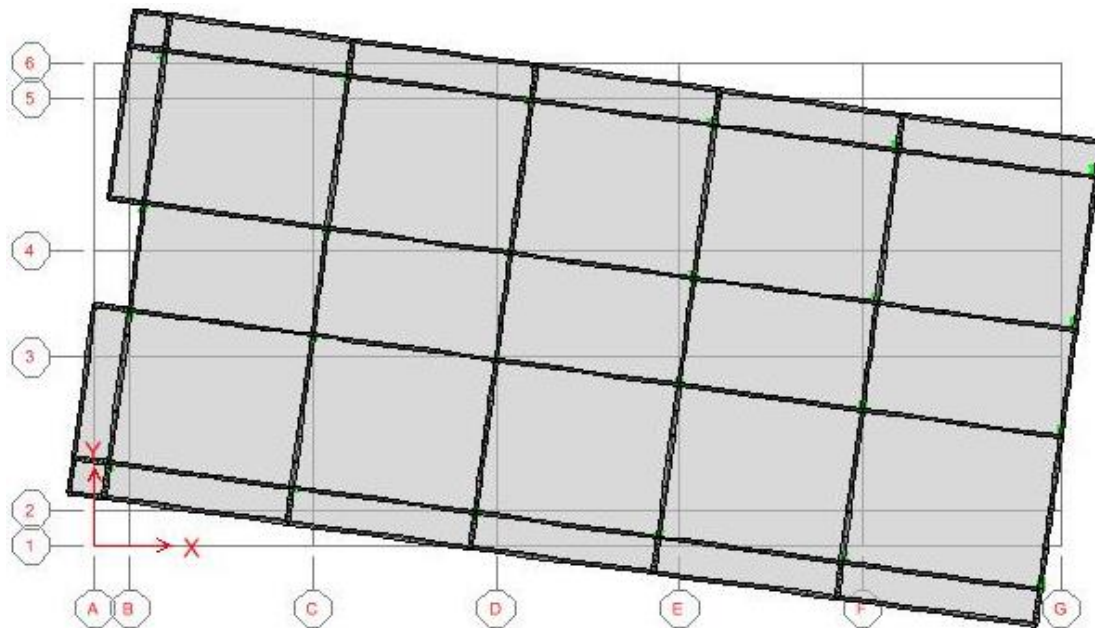
- **Mode 1** : translation selon Y



- **Mode 2** : translation selon X



– Mode 3 : rotation selon Z



#### VI.6.2. Nombre de modes à considérer (RPA99/v2003/4.3.4)

Pour les structures représentées par des modèles plans de deux directions, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Les résultats du pourcentage de participation massique du mode sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Pourcentage de participation massique.

Mode	S235					S275				
	Période (s)			Participation massique (%)		Période (s)			Participation massique (%)	
		UX	UY	Sens (X)	Sens (Y)		UX	UY	Sens (X)	Sens (Y)
1	0,3735	0.0098	83.3989	00,0098	83,3989	0,3781	0.0071	83.8447	0,0071	83,8447
2	0,3163	88.1431	0.1528	88,1530	83,5517	0,3172	87.8552	0.1567	87,8623	84,0013
3	0,3032	1.309	5.8388	89,4619	89,3905	0,3062	1.6008	5.394	89,4631	89,3953
4	0,1305	0.0006	7.7712	89,4625	97,1618	0,1320	0.0004	7.8042	89,4636	97,1995
5	0,1105	8.1513	0.0111	97,6138	97,1728	0,1108	8.1188	0.0121	97,5824	97,2116

VI.6.3. Vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de T, calculée par le logiciel ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

La période empirique est donnée par la formule :  $T = \min (0.09h_n/\sqrt{D} ; C_T h_n^{3/4} )$

$h_N$  : Hauteur en mètre de la base de la structure au dernier niveau 'N'.

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

$$C_T = 0,05$$

$$T_x = \min (0,261; 0,405) \rightarrow T_x = 0,261$$

$$T_y = \min (0,369; 0,405) \rightarrow T_y = 0,369$$

Tableau VI.2. Vérification de période fondamentale.

	S235			S275		
	T	130 % T	Condition	T	130 % T	Condition
$T_x$	0,316	0,339	C.V	0,317	0,339	C.V
$T_y$	0,373	0,479	C.V	0,317	0,479	C.V

#### VI.6.4. La force sismique totale V

La force sismique est donnée par la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

##### a) Calcul du poids total de la structure

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i \rightarrow W_i = W G_i + \beta \cdot W Q_i$$

$W G_i$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W Q_i$  : Charges d'exploitation.

$W$  : Poids de la structure, comprend la totalité des charges permanentes.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (RPA99/v2003/4.5).

Pour un bâtiment universitaire :  $\beta = 0,3$ .

**Tableau V.3.** Poids de la structure.

	S235	S275
W (daN)	1684478	1679398,4

##### a) Vérification de la force sismique à la base

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$V_t < 80\% V$  Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

## – acier S235

$$V_{Xstat} = V_{Ystat} = 421119,5 \text{ daN}$$

La comparaison entre  $V_{stat}$  et  $V_{dyn}$  est donnée dans le tableau suivant :  $V_{dyn} = \sqrt{(f_1^2 + f_2^2)}$

**Tableau VI.4.** Comparaison de  $V_{dyn}$  avec : 80%  $V_{stat}$ . (S235)

	$V_{dyn}$ (daN)	80% $V_{stat}$ (daN)	$V_{dyn} > 80 \% V_{stat}$
$V_x$	556495,5	336895,6	Vérifiée
$V_y$	527899,0	336895,6	Vérifiée

## – acier S275

$$V_{Xstat} = V_{Ystat} = 419849,6 \text{ daN}$$

La comparaison entre  $V_{stat}$  et  $V_{dyn}$  est donnée dans le tableau suivant :  $V_{dyn} = \sqrt{(f_1^2 + f_2^2)}$

**Tableau VI.5.** Comparaison de  $V_{dyn}$  avec : 80%  $V_{stat}$ . (S275)

	$V_{dyn}$ (daN)	80% $V_{stat}$ (daN)	$V_{dyn} > 80 \% V_{stat}$
$V_x$	553261,4	335879,6	Vérifiée
$V_y$	529123,9	335879,6	Vérifiée

### VI.6.5. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$ .

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau  $k$  par rapport au niveau  $k_{-1}$  est égal à :

$$\Delta k = k - k_{-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à (RPA99/v2003/5.10), c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur d'étage. C'est-à-dire que ces déplacements soient limités à la valeur  $H_{étage}/100$ .

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes :

$$G + Q + E.$$

a) Acier S235

– Sens X

Tableau VI.6. Déplacements suivant X (S235).

Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta k$	$\Delta K$	$H_{étage}/100$	Observation
3 <sup>ème</sup> étage	0,01152	0,03458	0,00393	0,0408	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	0,01021	0,03065	0,00780	0,0408	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	0,00761	0,02284	0,01053	0,0408	Vérifiée
RDC	0,00410	0,01231	0,01231	0,0408	Vérifiée

– Sens Y

Tableau VI.7. Déplacements suivant Y (S235).

Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta k$	$\Delta K$	$H_{étage}/100$	Observation
3 <sup>ème</sup> étage	0,01521	0,04563	0,00449	0,0408	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	0,01371	0,04113	0,01051	0,0408	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	0,01020	0,03062	0,01411	0,0408	Vérifiée
RDC	0,00550	0,01651	0,01651	0,0408	Vérifiée

b) Acier S275

Tableau VI.8. Déplacements suivant X (S275).

Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta k$	$\Delta K$	$H_{étage}/100$	Observation
3 <sup>ème</sup> étage	0,01152	0,03458	0,00393	0,0408	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	0,01021	0,03065	0,00780	0,0408	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	0,00761	0,02284	0,01053	0,0408	Vérifiée
RDC	0,00410	0,01231	0,01231	0,0408	Vérifiée

– Sens-Y

Tableau VI.9. Déplacements suivant Y (S275).

Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta k$	$\Delta K$	$H_{étage}/100$	Observation
3 <sup>ème</sup> étage	0,01561	0,04683	0,00449	0,0408	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	0,01411	0,04233	0,01081	0,0408	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	0,01050	0,03152	0,01441	0,0408	Vérifiée
RDC	0,00570	0,01711	0,01711	0,0408	Vérifiée

**VI.6.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

$\Sigma (WGi + \beta Wqi)$ .

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k :  $V_k = \Sigma F_i$ .

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau  $k_{-1}$ .

$h_k$  : Hauteur de l'étage k.

**a) Acier S235**

– Sens-X

Tableau VI.10. Vérification dans le sens X de l'effet P-Δ (S235).

Niveau	$P_k$	$\Delta k$	$V_{xk}$	$h_k$	$\theta$	Observation
Terrasse	3716,981	0,00393	1828,651	4,08	0,00195	Vérifiée
3	4213,609	0,00780	3552,994	4,08	0,00226	Vérifiée
2	4242,220	0,01053	4837,711	4,08	0,00226	Vérifiée
1	4242,220	0,01231	5564,955	4,08	0,00230	Vérifiée



## – Sens-Y

Tableau VI.11. Vérification dans le sens Y de l'effet P- $\Delta$  (S235).

Niveau	$P_k$	$\Delta k$	$V_{xk}$	$h_k$	$\theta$	Observation
Terrasse	3716,982	0,00450	1720,981	4,08	0,00195	Vérifiée
3	4213,610	0,01052	3364,443	4,08	0,00226	Vérifiée
2	4242,221	0,01411	4587,324	4,08	0,00226	Vérifiée
1	4242,221	0,01651	5278,990	4,08	0,00230	Vérifiée

## b) Acier S275

## – Sens X

Tableau VI.12. Vérification dans le sens X de l'effet P- $\Delta$  (S275).

Niveau	$P_k$	$\Delta k$	$V_{xk}$	$h_k$	$\theta$	Observation
Terrasse	3710,386	0,00393	1819,009	4,08	0,00197	Vérifiée
3	4201,023	0,00780	3533,137	4,08	0,00227	Vérifiée
2	4229,409	0,01053	4809,894	4,08	0,00227	Vérifiée
1	4229,409	0,01231	5532,614	4,08	0,00231	Vérifiée

## – Sens Y

Tableau VI.13. Vérification dans le sens Y de l'effet P- $\Delta$  (S275).

Niveau	$P_k$	$\Delta k$	$V_{xk}$	$h_k$	$\theta$	Observation
Terrasse	3710.386	0.00450	1726.527	4,08	0,00195	Vérifiée
3	4201.024	0.01082	3373.159	4,08	0,00226	Vérifiée
2	4229.410	0.01441	4598.310	4,08	0,00226	Vérifiée
1	4229.410	0.01711	5291.239	4,08	0,00230	Vérifiée

## VI.7. Les diagonales

### VI.7.1. Vérification des contreventements

Les contreventements triangulés ont pour rôle de stabiliser l'ossature métallique. Du point de vue statique, ce sont des poutres à treillis encastées dans les fondations. Les membrures des treillis sont les poteaux et les montants sont les poutres des planchers.

La stabilité de la structure est assurée par des palées triangulées à barres centrées en V dans les deux sens.

Les contreventements ont donc la fonction générale de stabilisation de l'ossature. On peut distinguer sous terme général trois fonctions principales liées entre elles :

- Transmettre les efforts horizontaux.
- Limiter les déformations.
- Contribuer à augmenter la stabilité de la structure et de ses éléments.

On doit vérifier que :  $N_{sd} \leq N_{t.rd}$

#### a) Acier 235

L'effort sollicité le plus défavorable calculé par le logiciel **ETABS** est :  $N_{sd} = 99531$  daN

Le profilé choisi double cornière 180×180×10.

$$N_{sd} \leq N_{b.Rd} = \frac{x \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M2}}$$

#### – Longueurs de flambement

Plan perpendiculaire au plan de la ferme :  $l_f = l_0 = 3,25m$

Courbe de flambement (EC3/5.5.3)

#### – Elancement réduits $\bar{\lambda}$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{325}{5,5} = 59,1 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{59,1}{93,9} = 0,63 \geq 0,2$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{325}{7,8} = 41,67 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{41,67}{93,9} = 0,44 \geq 0,2$$

Donc il y a un risque de flambement à vérifier.

## – Coefficient de flambement

$$x \leq 1 \rightarrow \phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,49 \times (0,63 - 0,2) + 0,63^2] = 0,8$$

$$x_y = \frac{1}{0,8 + \sqrt{0,8^2 - 0,63^2}} = 0,77$$

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,49 \times (0,44 - 0,2) + 0,44^2] = 0,66$$

$$x_z = \frac{1}{0,66 + \sqrt{0,66^2 - 0,44^2}} = 0,87$$

$$x = \min(x_y, x_z, 1) = 0,77$$

## – Vérification

$$N_{b,Rd} = \frac{x \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{0,77 \times 120 \times 2350}{1,1} = 197400 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 99531 \text{ daN} \leq N_{b,Rd} = 197400 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

## b) Acier S275

L'effort sollicité le plus défavorable calculé par le logiciel **ETABS** est :  $N_{sd} = 123529 \text{ daN}$

Le profilé choisi double cornière 180×180×10

$$N_{sd} \leq N_{b,Rd} = \frac{x A f_y}{\gamma_{M2}}$$

## – Longueurs de flambement

Plan perpendiculaire au plan de la ferme :  $l_f = l_0 = 3,25 \text{ m}$

Courbe de flambement (EC3/5.5.3).

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{325}{5,5} = 59,1 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{59,1}{86,8} = 0,68 \geq 0,2$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{325}{7,8} = 41,67 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{41,67}{86,8} = 0,48 \geq 0,2$$

Donc il y a un risque de flambement à vérifier.

## – Coefficient de flambement

$$x \leq 1 \rightarrow \phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,49 \times (0,68 - 0,2) + 0,68^2] = 0,84$$

$$x_y = \frac{1}{0,84 + \sqrt{0,84^2 - 0,68^2}} = 0,75$$

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,49 \times (0,48 - 0,2) + 0,48^2] = 0,68$$

$$x_z = \frac{1}{0,68 + \sqrt{0,68^2 - 0,48^2}} = 0,86$$

$$x = \min(x_y, x_z, 1) = 0,75$$

## – Vérification

$$N_{b,Rd} = \frac{x \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{0,75 \times 120 \times 2750}{1,1} = 225000 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 123529 \text{ daN} \leq N_{b,Rd} = 225000 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

**VI.8. Vérification des poteaux****VI.8.1. Vérification au flambement avec flexion**

Pour la vérification des poteaux, on va prendre les valeurs maximales (le poteau le plus sollicité) sous les différentes combinaisons, à partir de l'ETABS.

**a) Acier S235**

Dans ce cas, Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel

**ETABS** sont :

$$N_{sd} = 131035 \text{ daN}$$

$$M_{y,sd} = 4705 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = 259,7 \text{ daN.m}$$

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}} x_{min}} + K_y \frac{M_{y,sd}}{\frac{M_{pl,y}}{\gamma_{M1}}} + K_z \frac{M_{z,sd}}{\frac{M_{pl,z}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

$$N_{pl} = A \cdot f_y = 106 \times 2350 = 249100 \text{ daN}$$

$$M_{pl,y} = W_{pl,y} \cdot f_y = 1053 \times 2350 \times 10^{-2} = 24745,5 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z} = W_{pl,z} \cdot f_y = 498,4 \times 2350 = 11712,4 \text{ daN.m}$$

#### – Longueur de flambement

$$l_f = 0,7l_0 = 2,856 \text{ m}$$

$$x_{min} = \min(x_y, x_z) \text{ avec : } \begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \rightarrow x_y \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \rightarrow x_z \end{cases}, \lambda_1 = 93,9 \text{ pour nuance S235, } x = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = 27,7 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0,29$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = 46,97 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 0,50$$

$\bar{\lambda}_z \geq \bar{\lambda}_y$  Donc axe de flambement z-z  $\rightarrow$  facteur  $\alpha = 0,49$

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,49 \times (0,29 - 0,2) + 0,29^2] = 0,56$$

$$x_y = \frac{1}{0,56 + \sqrt{0,56^2 - 0,29^2}} = 0,96$$

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,49 \times (0,5 - 0,2) + 0,5^2] = 0,7$$

$$x_z = \frac{1}{0,7 + \sqrt{0,7^2 - 0,5^2}} = 0,84$$

$$x_{min} = \min(0,96; 0,84) = 0,84$$

– Coefficient k

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{x_y \cdot A \cdot f_y} ; \quad k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{x_z \cdot A \cdot f_y}$$

Avec :  $K_y \leq 1.5$  et  $K_z \leq 1.5$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \text{ avec } \mu_y \leq 0.9$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \cdot \beta_{Mz} - 4) + \left( \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) \text{ avec } \mu_z \leq 0.9$$

Avec :  $\beta_{My} = 1.8 - 0.7\psi$  ;  $\psi = \frac{M_1}{M_2}$  ,  $|M_2| > |M_1|$

○ Selon Y-Y

$$\psi_y = \frac{M_1}{M_2} = -0,44 \rightarrow \beta_{My} = 1.8 + 0.7 \times 0,44 = 2,108$$

$$\mu_y = 0,29(2 \times 2,108 - 4) + \left( \frac{1053 - 938,3}{938,3} \right) = 0,184 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{0,184 \times 1310,35}{0,96 \times 0,0106 \times 235 \times 10^3} = 0,9 < 1,5 \rightarrow \mathbf{C.V}$$

○ Selon Z-Z

$$\psi_z = \frac{M_1}{M_2} = -0,53 \rightarrow \beta_{Mz} = 1,8 + 0,7 \times 0,53 = 2,2$$

$$\mu_z = 0,50 \times (2 \times 2,2 - 4) + \left( \frac{1053 - 938,3}{938,3} \right) = 0,32 < 0.9$$

$$k_z = 1 - \frac{0,32 \times 1310,35}{0,84 \times 0,0106 \times 235 \times 10^3} = 0,8 < 1,5 \rightarrow \mathbf{C.V}$$

Donc :

$$\frac{1310,35}{\frac{2491}{1,1} \times 0,84} + 0,9 \times \frac{2,597}{\frac{247,45}{1,1}} + 0,8 \times \frac{47,049}{\frac{117,124}{1,1}} = 0.989 < 1 \rightarrow \mathbf{C.V}$$

## – Vérification du déversement

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{y,sd} = 259,7 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,rd} = \frac{X_{Lt} \cdot \beta_w \cdot f_y \cdot W_{pl,y}}{\gamma_{M1}} ; \beta_w = 1 \text{ pour les sections de classe 1 et classe 2}$$

$$\text{Avec : } X_{Lt} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2})} \quad \text{Mais : } X_{Lt} \leq 1$$

$$\phi_{Lt} = 0.5[1 + a_{Lt}(\bar{\lambda}_{Lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2] \Rightarrow a_{Lt} = 0.21 \text{ Pour les profilés laminés}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_K} \right] \Rightarrow \lambda_K = 93.9\varepsilon ; \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda = \frac{Lf}{i} \Rightarrow Lf = 0,7L_0 \text{ (encasté - articulé)} \Rightarrow \lambda = \frac{2,856}{0,1031} = 27,7$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[ \frac{27,7}{93,9} \right] = 0,29$$

$$\phi_{Lt} = 0.5[1 + 0.21(0,29 - 0.2) + 0,29^2] = 0,55$$

$$X_{Lt} = \frac{1}{(0,55 + \sqrt{0,55^2 - 0,29^2})} = 0,98$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,98 \times 1 \times 1053 \times 235}{1.1} \times 10^{-1} = 5304,5 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = 259,7 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 5304,5 \text{ daN.m} \rightarrow \text{C.V}$$

**b) Acier S275**

Dans ce cas, Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel **ETABS** sont :

$$N_{sd} = 130297 \text{ KN}$$

$$M_{y,sd} = 4683,9 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = 265 \text{ daN.m}$$

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}} x_{min}} + K_y \frac{M_{y,sd}}{\frac{M_{pl,y}}{\gamma_{M1}}} + K_z \frac{M_{z,sd}}{\frac{M_{pl,z}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

$$N_{pl} = A \cdot f_y = 91 \times 2750 = 251250 \text{ daN}$$

$$M_{pl,y} = W_{pl,y} \cdot f_y = 827 \times 2750 \times 10^{-2} = 22742,5 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z} = W_{pl,z} \cdot f_y = 393,9 \times 2750 = 10832,25 \text{ daN.m}$$

### – Longueur de flambement

$$l_f = 0.7l_0 = 2,856 \text{ m}$$

$$x_{min} = \min(x_y, x_z) \text{ avec } \begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \rightarrow x_y \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \rightarrow x_z \end{cases}, \lambda_1 = 86,8 \text{ pour nuance S275, } x = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = 30,29 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0,35$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = 51,1 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 0,59$$

$$\bar{\lambda}_z \geq \bar{\lambda}_y \text{ Donc axe de flambement z-z} \rightarrow \text{facteur } \alpha = 0,49$$

$$\text{Avec : } x \leq 1 \rightarrow \phi = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\phi_y = 0,5 [1 + 0,49 \times (0,35 - 0,2) + 0,35^2] = 0,6$$

$$x_y = \frac{1}{0,6 + \sqrt{0,6^2 - 0,35^2}} = 0,92$$

$$\phi_z = 0,5 [1 + 0,49 \times (0,59 - 0,2) + 0,59^2] = 0,77$$

$$x_z = \frac{1}{0,77 + \sqrt{0,77^2 - 0,59^2}} = 0,79$$

$$x_{min} = \min(0,92; 0,79) = 0,79$$



– Coefficient k

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{x_y \cdot A \cdot f_y} ; \quad k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{x_z \cdot A \cdot f_y}$$

Avec :  $K_y \leq 1.5$  et  $K_z \leq 1.5$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \text{ avec } \mu_y \leq 0.9$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \cdot \beta_{Mz} - 4) + \left( \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) \text{ avec } \mu_z \leq 0.9$$

Avec :  $\beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi \rightarrow \psi = \frac{M_1}{M_2} ; |M_2| > |M_1|$

○ Selon Y-Y

$$\psi_y = \frac{M_1}{M_2} = -0,47$$

$$\beta_{My} = 1.8 + 0.7 \times 0,47 = 2,13$$

$$\mu_y = 0,35(2 \times 2,13 - 4) + \left( \frac{827 - 735,5}{735,5} \right) = 0,21 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{0,21 \times 1302,97}{0,92 \times 0.0091 \times 275 \times 10^3} = 0,88 < 1,5 \rightarrow \mathbf{C.V}$$

○ Selon Z-Z

$$\psi_z = \frac{M_1}{M_2} = -0,53$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 + 0,7 \times 0,53 = 2,2$$

$$\mu_z = 0,59 \times (2 \times 2,2 - 4) + \left( \frac{393,9 - 258,5}{258,5} \right) = 0,76 < 0.9$$

$$k_z = 1 - \frac{0,76 \times 1302,97}{0,79 \times 0,091 \times 275 \times 10^3} = 0,5 < 1,5 \rightarrow \mathbf{C.V}$$

Donc :

$$\frac{1302,97}{\frac{2502,5}{1,1} \times 0,79} + 0,88 \times \frac{2,65}{\frac{227,43}{1,1}} + 0,5 \times \frac{46,84}{\frac{108,32}{1,1}} = 0,974 < 1 \rightarrow \mathbf{C.V}$$

## – Vérification du déversement

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{y,sd} = 265 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,rd} = \frac{X_{Lt} \cdot \beta_w \cdot f_y \cdot W_{pl,y}}{\gamma_{M1}} ; \beta_w = 1 \text{ pour les sections de classe 1 et classe 2}$$

$$\text{Avec : } X_{Lt} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2})} \quad \text{Mais : } X_{Lt} \leq 1$$

$$\phi_{Lt} = 0.5[1 + a_{Lt}(\bar{\lambda}_{Lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2] \Rightarrow a_{Lt} = 0.21 \text{ Pour les profilés laminés}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_K} \right] \rightarrow \lambda_K = 93.9\varepsilon ; \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \rightarrow L_f = 0,7L_0 \text{ (encastré - articulé)} \rightarrow \lambda = \frac{2,856}{0,0943} = 30,29$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[ \frac{30,29}{86,8} \right] = 0,35$$

$$\phi_{Lt} = 0.5[1 + 0.21(0,35 - 0.2) + 0,35^2] = 0,58$$

$$X_{Lt} = \frac{1}{(0,58 + \sqrt{0,58^2 - 0,35^2})} = 0,97$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,97 \times 1 \times 827 \times 275}{1,1} \times 10^{-1} = 18814,25 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = 265 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 18814,25 \text{ daN.m} \rightarrow \mathbf{C.V}$$

**VI.9. Conclusion**

On voit dans ce chapitre que la réduction de la section des poteaux affectés par la nuance d'acier permet d'avoir des périodes fondamentales différents. Cependant que cette différence, ses deux structures a été vérifié par vérifié par les règlements techniques Algériens.

### VII.1. Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces.

La résistance d'un assemblage doit être déterminée sur la base des résistances individuelles des éléments d'attache ou des soudures.

### VII.2. Vérification d'un assemblage solive - poutre principale

Soit un assemblage entre une poutre solive **IPE 220** et une poutre maîtresse **IPE 330** sollicité par :

Un effort tranchant :  $V_{sd} = q \cdot l/2 = 4700 \text{ daN}$

L'assemblage en acier S 235, et avec doubles cornières ( $L80 \times 80 \times 8$ ) avec :

$$(f_u = 360 \text{ N/mm}^2 ; f_y = 235 \text{ N/mm}^2 ; \gamma_{Mb} = 1,25)$$

On constitué 4 boulons M18 de classe 4-8 : ( $A_s = 192 \text{ mm}^2$ ).

#### VII.2.1. Vérification des boulons au cisaillement

On doit vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$\text{Classe de qualité 4.8} \Rightarrow F_{v,Rd} = 0,5 f_{ub} \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$$

On admettra que les plans de cisaillement passent par la partie fileté du boulon.

$f_{ub}$  : est la résistance du boulon à la traction ; soit :  $f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times 400 \times \frac{192}{1,25} = 3072 \text{ daN}$$

La sollicitation à l'effort tranchant agissant sur une section de ces boulons est égale à la somme vectorielle des deux efforts tranchants suivants (il y a 4 boulons).

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{4700}{4} = 1175 \text{ daN} \quad (\text{du au cisaillement})$$

$$F_{v,sd} = 1175 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 3072 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

## VII.2.2. Vérification à la pression diamétrale

## a) Prescriptions réglementaires d'exécution

- Entre-axe des boulons  $p$

$$p_1 \geq 2,2d_0 \text{ et } p_2 \geq 3d_0$$

- Pince longitudinale

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \text{ avec : } t = \min(t_1; t_2)$$

- Pince transversale

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \text{ avec : } t = \min(t_1; t_2)$$

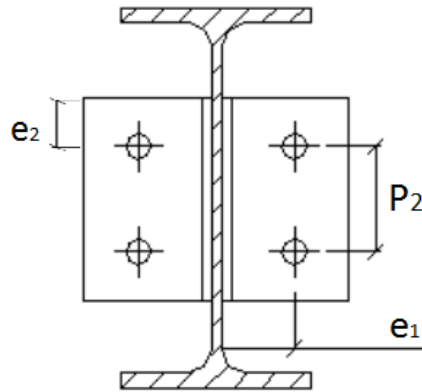


Figure VII.1. L'espacement des éléments d'attache.

La résistance de calcul à la pression diamétrale est donnée par :

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d_t}{\gamma_{Mb}} \text{ avec } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0,75$$

$d_t = t_w = 5,9 \text{ mm}$  (Épaisseur de l'âme d'un IPE 220)

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d_t}{\gamma_{Mb}} = \frac{2,5 \times 0,75 \times 360 \times 18 \times 5,9}{1,25} = 5734,8 \text{ daN}$$

Ce qui permet de vérifier que la pression diamétrale pour un boulon est satisfaite :

$$F_{v,sd} = 2006,86 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 5734,8 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

VII.2.3. Résistance ultime de calcul au cisaillement

Il convient de déterminer la valeur de calcul de la résistance efficace  $V_{eff,Rd}$  au cisaillement de bloc par :

$$V_{eff,Rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3}) \cdot A_{v,eff}}{\gamma_{M0}} \text{ avec : } A_{v,eff} = t \times L_{v,eff}$$

$$L_{v,eff} = \min(L_V + L_1 + L_2 ; L_3)$$

$$L_1 = \min(a_1 ; 5d_0) \text{ et } L_2 = (a_2 - kd_0)(f_u/f_y)$$

$$L_3 = \min\{L_V + a_1 + a_3 ; (L_V + a_1 + a_3 - nd_0)(f_u/f_y)\}$$

$$k = 0,5 \quad (\text{Pour une seule rangée des boulons})$$

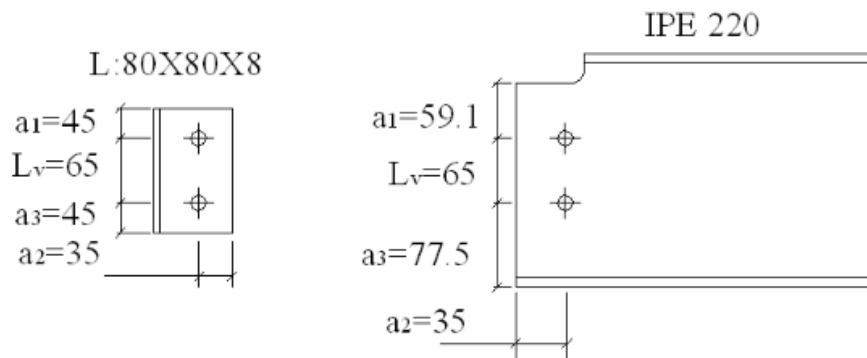


Figure VII.2. L'espace des éléments d'attache.

a) Vérification du cisaillement de bloc dans l'âme de la poutre

$$L_1 = \min\{59,1 ; 5 \times 20\} = 59,1 \text{ mm}$$

$$L_2 = (35 - 0,5 \times 20)(360/235) = 38,3 \text{ mm}$$

$$L_3 = \min\{65 + 59,1 + 77,5 ; (65 + 59,1 + 77,5 - 2 \times 20)(360/235)\} = 201,6 \text{ mm}$$

$$L_{v,eff} = \min(65 + 59,1 + 38,3 ; 201,6) = 162,4 \text{ mm}$$

$$A_{v,eff} = t \times L_{v,eff} = 5,9 \times 162,4 = 958,2 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,Rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3}) \cdot A_{v,eff}}{\gamma_{M0}} = \frac{(235/\sqrt{3}) \times 958,2}{1,1} = 11818,7 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 4700 \text{ daN} < V_{eff,Rd} = 11818,7 \text{ daN} \rightarrow \mathbf{C.V}$$

### b) Vérification du cisaillement de bloc de l'aile de la cornière

On opère comme précédemment, en effectuant des calculs à une seule cornière :

$$L_1 = \min\{45 ; 5 \times 20\} = 45 \text{ mm}$$

$$L_2 = (35 - 0,5 \times 20)(360/235) = 38,3 \text{ mm}$$

$$L_3 = \min\{65 + 45 + 45 ; (65 + 45 + 45 - 2 \times 20)(360/235)\} = 155 \text{ mm}$$

$$L_{v,eff} = \min(65 + 45 + 38,3 ; 201,6) = 148,3 \text{ mm}$$

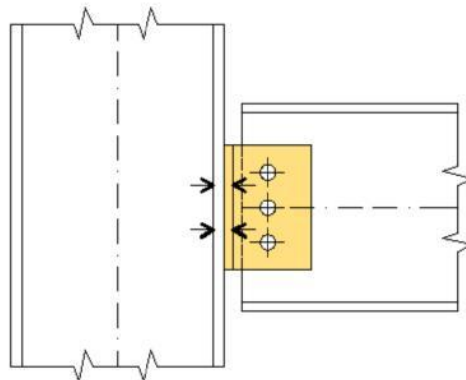
$$A_{v,eff} = t \times L_{v,eff} = 8 \times 148,3 = 1186,4 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,Rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3}) \cdot A_{v,eff}}{\gamma_{M0}} = \frac{(235/\sqrt{3}) \times 1186,4}{1,1} = 14633,4 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 4700 \text{ daN} < V_{eff,Rd} = 14633,4 \text{ daN} \rightarrow \mathbf{C.V}$$

### VII.3. Vérification d'un assemblage poutre - poteau

Ces assemblages comme celles des assemblages solive poutre sont sollicitées par un effort tranchant seulement. La transmission s'effectue entre l'âme de la poutre et l'aile du poteau.



**FigureVII.3.** Assemblage poutre-poteau.

L'effort tranchant max agissant sur la poutre obtenue par le logiciel **ETABS** est :

$$V_{sd} = 16889 \text{ daN}$$

Les cornières ( $L80 \times 80 \times 8$ ) sont fixées sur la semelle du poteau par 6 boulons M18, classe 4-8 ( $A_s = 192 \text{ mm}^2$ ).

**VII.3.1. Vérification des boulons au cisaillement**

On doit vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times 400 \times \frac{192}{1,25} = 3072 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{16889}{6} = 2781,5 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = 2781,5 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 3072 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

**VII.3.2. Vérification à la pression diamétrale**

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d_t}{\gamma_{Mb}} = \frac{2,5 \times 0,75 \times 360 \times 18 \times 7,5}{1,25} = 7290 \text{ daN}$$

Ce qui permet de vérifier que la pression diamétrale pour un boulon est satisfaite :

$$F_{v,sd} = 2781,5 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 7290 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

**VII.3.3. Résistance ultime de calcul au cisaillement****a) Vérification du cisaillement de bloc dans l'âme de la poutre**

$$V_{eff,Rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3}) \cdot A_{v,eff}}{\gamma_{M0}} = \frac{(235/\sqrt{3}) \times 1512}{1,1} = 18649,5 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 16889 \text{ daN} < V_{eff,Rd} = 18649,5 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

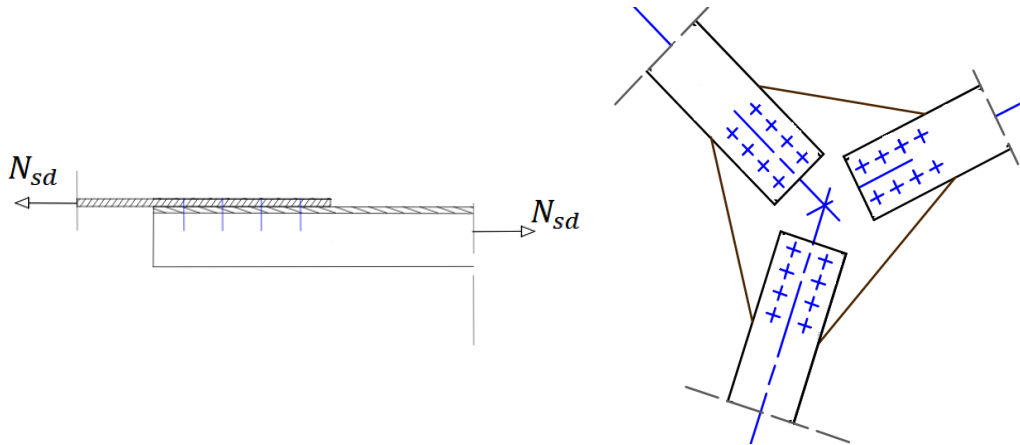
**b) Vérification du cisaillement de bloc de l'aile de la cornière**

$$V_{eff,Rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3}) \cdot A_{v,eff}}{\gamma_{M0}} = \frac{(235/\sqrt{3}) \times 1394}{1,1} = 17194,02 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 16889 \text{ daN} < V_{eff,Rd} = 17194,02 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

**VII.4. Assemblage des diagonales sur un gousset**

Soit l'assemblage boulonné diagonales de contreventement – gousset sollicitée par un effort normal  $N_{sd} = 99531 \text{ daN}$  Les boulons sont de type M20 ( $A_S = 245 \text{ mm}^2$ ) de classe HR10-9

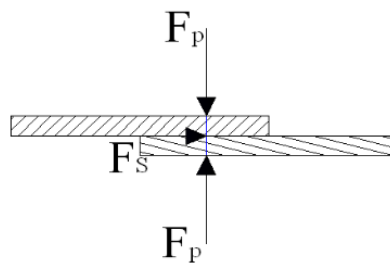


**Figure VII.4.** Attache diagonales – gousset.

**VII.4.1. Résistance au glissement d'un boulon**

La résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint à haute résistance doit être prise égales à :

$$F_{S,Rd} = \frac{m \cdot k_s \cdot \mu \cdot F_{p,Cd}}{\gamma_{Ms}} \quad \text{avec : } F_{p,Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_S$$



**Figure VII.5.** Les efforts appliquant sur un boulon.

$k_s = 1$  (Pour les trous de tolérance normale) ;  $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$

$m = 1$  (Nombre de plan de glissement)

$\mu$  : Coefficient de frottement des pièces.

Surface de classe B ; soit :  $\mu = 0,4$



$$F_{p,cd} = 0,7 \times 1000 \times 245 = 17150 \text{ daN}$$

$$F_{S,Rd} = \frac{1 \times 2 \times 0,4 \times 17150}{1,25} = 10976 \text{ daN}$$

– Nombre des boulons

$$N_{sd} \leq n \cdot F_{S,Rd} \rightarrow n \geq \frac{N_{sd}}{F_{S,Rd}} = \frac{99531}{10976} = 9,07$$

On adopte : 10 boulons type de classe HR10-9

### VII.4.2. Vérification à la pression diamétrale

La résistance de calcul a la pression diamétrale est donné par :

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d_t}{\gamma_{Mb}} \text{ avec : } \alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_o} ; \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$

$d_t = t_w = 10 \text{ mm}$  (Épaisseur de l'âme)

$e_1 \geq 2,2 \cdot d_o = 48,4 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 50 \text{ mm}$

$p_1 \geq 3 \cdot d_o = 60 \text{ mm} \rightarrow p_1 = 65 \text{ mm}$

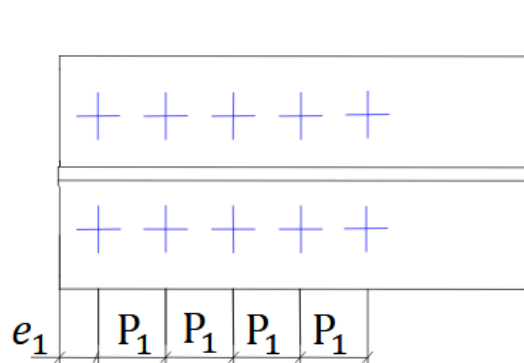


Figure VII.6. L'espacement des éléments d'attache.

$$\alpha = \min \left( \frac{50}{3 \times 22} ; \frac{65}{3 \times 22} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = 0,73$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d_t}{\gamma_{Mb}} = \frac{2,5 \times 0,73 \times 360 \times 20 \times 10}{1,25} = 10800 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{99531}{10} = 9953,1 \text{ daN}$$

Ce qui permet de vérifier que la pression diamétrale pour un boulon est satisfaite :

$$F_{v,sd} = 9953,1 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 10800 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

**VII.5. Dimensionnement du gousset**

La section du fer plat (Gousset) est sollicitée par un effort de traction seulement, donc la vérification de cette section conduite à s’assurer que :

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} \\ N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2} \end{array} \right.$$

La section brute minimale résistante est :  $A = h \times t$

$h_{corniere} = 180 \text{ mm}$  ;  $t$  : épaisseur du gousset

$$A_{net} = t(h - 2d_0)$$

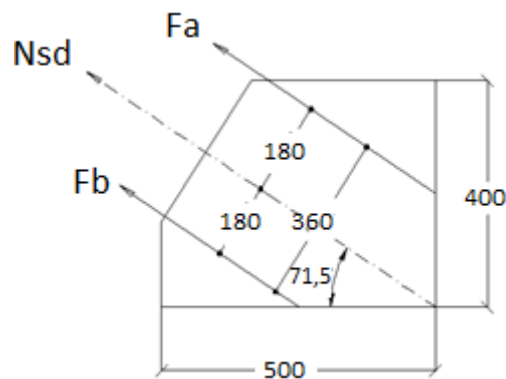
$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} \Rightarrow t \geq \frac{99531 \times 1,1}{18 \times 2350} = 25 \text{ mm}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M2}}{0,9 \cdot f_u} \Rightarrow t \geq \frac{99531 \times 1,25}{(18 - 2 \times 2,2) \times 0,9 \times 3600} = 28 \text{ mm}$$

$$t = \max \{25 \text{ mm} ; 28 \text{ mm}\} = 28 \text{ mm}$$

**VII.6. Assemblage gousset- poteau**

L’assemblage du fer plat avec le poteau est assuré par double cornières fixée par 6 boulons M18 de classe 8.



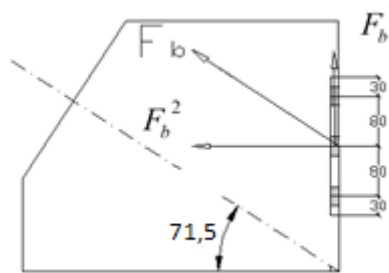
**Figure VII.7.** Les efforts appliquant sur un gousset.

$$F_a = F_b = \frac{N_{sd} \cdot b}{L} = \frac{99531 \times 180}{360} = 49765,5 \text{ daN}$$

### VI.6.1. Assemblage cornière – poteau

L'assemblage entre le gousset et le poteau **HEB 240** réalisé à l'aide d'un double cornier ( $2L70 \times 70 \times 7$ ).

Les boulons sollicités par des efforts combinés de cisaillement et de traction.



**Figure VII.8.** Les efforts appliquant sur les boulons.

#### a) Cisaillement du boulon

L'effort de cisaillement agissant sur une section de ces boulons est :

$$F_b^1 = \frac{F_b \cdot \sin \alpha}{6} = \frac{49765,5 \times \sin 71,5}{6} = 5693,8 \text{ daN}$$

$$F_b^1 = 5693,8 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 9216 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

#### b) Résistance en traction

L'effort de traction agissant sur une section de ces boulons est :

$$F_b^2 = \frac{F_b \cdot \cos \alpha}{6} = \frac{49765,5 \times \cos 71,5}{6} = 6031,2 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = 0,9 \times 800 \times \frac{192}{1,25} = 11059,2 \text{ daN}$$

$$F_b^2 = 6031,2 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 11059,2 \rightarrow \text{C.V}$$

#### c) Interaction traction cisaillement

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} = 0,93 \leq 1 \rightarrow \text{C.V}$$

VII.6.2. Assemblage cornière - gousset

Les boulons sollicités par trois efforts de cisaillement.  $F_b^1$ ,  $F_b^2$  et  $F_b^3$

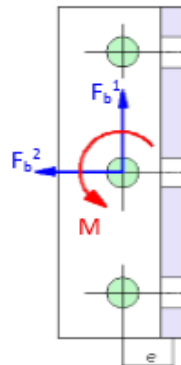


Figure VII.9. les efforts appliquant sur les boulons.

$$F^3 = \frac{M \cdot d_i}{\Sigma d_i^2} = \frac{F_b^1 \cdot e}{2 \cdot p_i} = \frac{5693,8 \times 35}{2 \times 80} = 1245,52 \text{ daN}$$

L'effort de cisaillement agissant sur un boulon et égale à la somme vectorielle de ces efforts.

$$F_{v,sd} = \sqrt{(F_b^1)^2 + (F_b^2 + F^3)^2} = 9209,59 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = 9209,59 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 9216 \text{ daN} \rightarrow \mathbf{C.V}$$

VII.7. Assemblage gousset-poutre

Cet assemblage est assuré par un cordon soudure, la soudure est affectée par les différentes nuances d'acier.

$$S235 \rightarrow \{f_u = 360(MPa) ; \gamma_{Mw} = 1,25 ; \beta_w = 0,8\}$$

$$S275 \rightarrow \{f_u = 430(MPa) ; \gamma_{Mw} = 1,3 ; \beta_w = 0,85\}$$

Cet assemblage est sollicité par un effort incliné

$$F_a = 49765,5 \text{ daN}$$

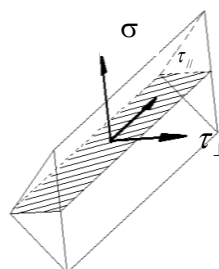


Figure VII.10. L'effort incliné appliquant sur le gousset.

## – Calcul de l'épaisseur de la soudure

On doit vérifier :

$$\sqrt{\sigma^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw}} \text{ et } \sigma = \frac{f_u}{\gamma_{Mw}}$$

$$a \geq \frac{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}}{L_w} \cdot \frac{F_a \sqrt{3 - \sin^2 \alpha}}{f_u} = \frac{1 \times 497655 \times \sqrt{3 - \sin^2 71,5}}{100 \times 360} = 2,0 \text{ mm}$$

Pour raison économique et pour obtenir un épaisseur convenable avec l'épaisseur de fer plat en doit diminuer la longueur d'utile, c.-à-d. réduire les dimensions de fer plat, soit : (350 × 350).

$$F_a = F_b = 49765,5 \text{ daN}$$

$$S235 \rightarrow a \geq \frac{1 \times 497655 \times \sqrt{3 - \sin^2 71,5}}{70 \times 360} = 2,8 \text{ mm}$$

$$S275 \rightarrow a \geq \frac{1,1 \times 497655 \times \sqrt{3 - \sin^2 71,5}}{70 \times 360} = 2,6 \text{ mm}$$

L'assemblage en T avec double cordon d'angle transmet un effort normal  $N_{sd}$  et un effort de cisaillement  $V_{sd}$ . On peut déduire l'épaisseur du cordon de soudure.

## a) Effort de cisaillement seulement

$$S235 \rightarrow \frac{\min(a)}{t} = \frac{1}{2} \left( \frac{f_y \cdot \beta_w \sqrt{3}}{f_u \gamma_{M0}} \right) \frac{h_w}{L_w} \rightarrow \min(a) = \frac{1}{2} \left( \frac{235 \times 0,8 \times \sqrt{3}}{360 \times 1,1} \right) \frac{20}{700} \times 11,5 = 0,13 \text{ mm}$$

$$S275 \rightarrow \frac{\min(a)}{t} = \frac{1}{2} \left( \frac{f_y \cdot \beta_w \sqrt{3}}{f_u \gamma_{M0}} \right) \frac{h_w}{L_w} \rightarrow \min(a) = \frac{1}{2} \left( \frac{275 \times 0,85 \times \sqrt{3}}{430 \times 1,1} \right) \frac{20}{700} \times 11,5 = 0,14 \text{ mm}$$

## b) Effort normal seulement

$$S235 \rightarrow \frac{\min(a)}{t} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left( \frac{f_y \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}}{f_u \gamma_{M0}} \right) \rightarrow \min(a) = \frac{1}{\sqrt{2}} \left( \frac{235 \times 1}{360 \times 1,1} \right) \times 20 = 8,41 \text{ mm}$$

$$S275 \rightarrow \frac{\min(a)}{t} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left( \frac{f_y \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}}{f_u \gamma_{M0}} \right) \rightarrow \min(a) = \frac{1}{\sqrt{2}} \left( \frac{275 \times 1,1}{430 \times 1,1} \right) \times 20 = 8,9 \text{ mm}$$

On prend :  $a = 9 \text{ mm}$

$$\tau_{\parallel} = \frac{F_a \cdot \cos a}{L_w \cdot a} = \frac{49765,5 \times \cos 71,5}{2 \times 70 \times 0,9} = 125,32 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{F_a \cdot \sin a}{L_w \cdot \sqrt{2} \cdot a} = \frac{49765,5 \times \sin 71,5}{2 \times 70 \times 0,9} = 529,7 \text{ daN/cm}^2$$

### c) Vérification du cordon de soudure

$$\sqrt{(125,32)^2 + 3(529,7^2 + 125,32^2)} = 951,08 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} = 3600 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sqrt{(125,32)^2 + 3(529,7^2 + 125,32^2)} = 951,08 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} = 4300 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{C.V}$$

Donc le cordon de soudure :  $a = 9 \text{ mm}$  vérifie.

## VII.8. Bases de poteau

La base de poteau métallique a pour rôle de transmettre les efforts entre la structure métallique et l'infrastructure en béton armé. Notre cas consiste à étudier seulement des bases de type encasturé.

### VII.8.1. Plaque d'assise

La plaque d'assise s'agit d'assurer la répartition des efforts de compression du poteau sur un air d'appuis à condition que la pression de contact ne dépasse pas la résistance de calcul de la liaison.

L'effort de compression agissant sur la plaque d'assise sous la combinaison  $G + Q + 1,2E$

$$\text{poteaux HEB 240} \begin{cases} N_c = -357187 \text{ daN} \\ M_{sd} = -9437 \text{ daN.m} \\ V_{sd} = -3508 \text{ daN} \end{cases}$$

#### VII.8.1.1. Dimensions en plan de la platine

##### a) Compression maximale

$$N_{c,sd} \leq A_{eff} \cdot f_j$$

$$F_{c,sd} = \frac{M_{sd}}{(h - t_f)} - \frac{N}{2} = \frac{94,37}{0,24 - 0,017} - \frac{-3571,87}{2} = 2209,11 \text{ kN}$$

$$N_{c,sd} = 2F_{c,sd} = 4418,22 \text{ kN}$$

##### b) Largeur d'appui additionnelle C

$$C = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AD}}{2A} ; A = 2 ; B = (b + t_f) = 24 + 1,7 = 25,7 \text{ cm}$$

$f_{cd}$  Est la valeur de calcul du béton est déduite de la résistance caractéristique à la compression  $f_{ck}$  avec un coefficient de sécurité  $\gamma_c$  donné par EC2 égale à 1,2 pour la combinaison accidentels.

$$f_j = \frac{3/2 \times \alpha \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{3/2 \times 1,5 \times 250}{1,15} = 217,4 \text{ daN/cm}^2$$

$$c = \frac{b \times t_f}{2} - \frac{N_{c,sd}}{2 \times f_j} = \frac{24 \times 1,7}{2} - \frac{441822}{2 \times 217,4} = -995,75 \text{ cm}$$

$$c = \frac{-25,7 + \sqrt{25,7^2 + 4 \times 2 \times 995,75}}{2 \times 2} = 16,8 \text{ cm}$$

**c) Dimension en plan**

$$h_p \geq h + 2C = 24 + 2 \times 16,8 = 57,6 \text{ cm} \rightarrow 60 \text{ cm}$$

$$b_p \geq 24 + 2 \times 16,8 = 57,6 \text{ cm} \rightarrow 60 \text{ cm}$$

**d) Epaisseur de la platine  $t_p$**

$$t_p = \frac{c}{\sqrt{\frac{f_y}{3 \times f_{yj}} \times \gamma_s}} = \frac{16,8}{\sqrt{\frac{2350}{3 \times 217,4 \times 1,1}}} = 5,13 \text{ cm}$$

**VII.8.2. Dimensionnement et vérification de la butée**

On choisit la butée en **HEA**.

$$V_{sd} \leq \frac{A_{v,z} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_s} \Rightarrow A_{v,z} \geq \frac{\gamma_s \times V_{sd}}{\frac{f_y}{\sqrt{3}}} = \frac{1,1 \times 3508}{\frac{2350}{\sqrt{3}}} = 2,8 \text{ cm}^2$$

On prendre : **HEA 100** ( $A_{v,z} = 7,56 \text{ cm}^2$ ).

a) Vérification de la pression sur le béton

$$V_{sd} \leq d_{eff} \times b \times f_{cd} \rightarrow d_{eff} \geq \frac{V_{sd}}{b \times f_{cd}} = \frac{3508}{12 \times 217,4} = 1,34 \text{ cm}$$

$$d_p \leq \min(0,8d_f; 1,5 h_b) = 14,4 \text{ cm} \rightarrow d_p = 14 \text{ cm}$$

$$d_{eff} = 11 \text{ cm} \quad \text{et} \quad e_1 = 3 \text{ cm}$$

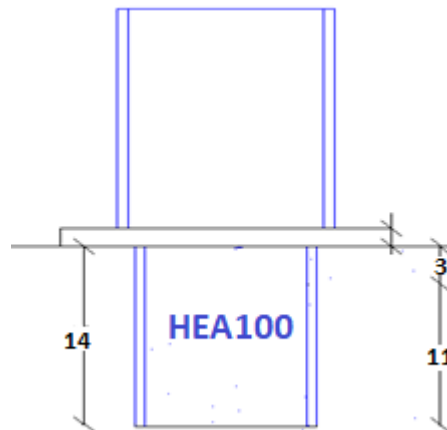


Figure VII.11. Les dimensions de la butée.

b) Vérification de la traction sur la semelle

$$N_{sd} = V_{sd} \left( \frac{d_{eff}}{3} + e_1 \right) \left( \frac{1}{h_p - t_f} + \frac{1}{h} \right)$$

$$N_{sd} = 3508 \times \left( \frac{11}{3} + 3 \right) \left( \frac{1}{9,6 - 0,8} + \frac{1}{55} \right) = 3082,8 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \leq \frac{A_{f,b} \times f_y}{\gamma_s} \quad \text{et} \quad A_{f,b} = b_b \times t_{fb}$$

$$N_{sd} = 3082,8 \text{ daN} \leq \frac{10 \times 0,8 \times 2350}{1,1} = 17090,9 \text{ daN} \rightarrow \text{C.V}$$

c) Attache butée /platine

$$\text{Soudure d'âme : } a \geq \frac{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot V_{sd}}{f_u (h_p - 2t_f)} = 6,4 \text{ mm}$$

$$\text{Soudure Semelle : } a \geq \frac{\sqrt{2} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot N_{sd}}{f_u \cdot 2(b_p - t_{wp})} = 1,2 \text{ mm}$$

Choix :  $a = 7 \text{ mm}$



## VII.9. Tige d'ancrage

Il convient de dimensionner les tiges d'ancrage pour résister aux efforts de traction vis-à-vis aux efforts de soulèvement.

L'effort de traction agissant l'ensemble des tiges par poteau.

$$\text{poteaux HEB 240} \begin{cases} N_c = 220342 \text{ daN} \\ M_{sd} = 9329 \text{ kN.m} \\ V_{sd} = 3372 \text{ daN} \end{cases}$$

On prend 8 boulons de  $\varnothing_{24}$  classe 6-8 ces boulons sont sollicités par un effort de traction, donc en doit vérifier la condition suivante :

$$N_{b/coté} \geq \frac{F_{t,sd} \cdot \gamma_{Mb}}{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s} \quad \text{avec : } F_{t,sd} = \frac{M}{(h - t_f)} + \frac{N}{2}$$

$$F_{t,sd} = \frac{9329000}{(24 - 1,7)} + \frac{220342}{2} = 478906,2 \text{ daN}$$

$$N_{b/coté} \geq \frac{478906,2 \times 1,25}{0,9 \times 6000 \times 3,53} = 3,14$$

On adopte 8 tiges scellée ( $\varnothing 24\text{mm}$ ) pour chaque poteau, soit 2 files de 4 boulons d'ancrage.

## – Détermination de la longueur de tige d'ancrage

$$r = 3\varnothing = 72 \text{ m}$$

$$L_b \geq \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\pi \cdot \varnothing \cdot F_{bd} \cdot \gamma_{Mb}} \quad \text{avec : } F_{bd} : \text{contrainte ultime d'adhérence}$$

$$L_b \geq \frac{0,9 \times 6000 \times 3,53}{3,14 \times 2,4 \times 12 \times 1,25} = 168,63 \text{ cm} \rightarrow L_b = 170 \text{ cm}$$

$$L_a = 0,6 \cdot L_b = 0,6 \times 170 = 102 \text{ cm}$$

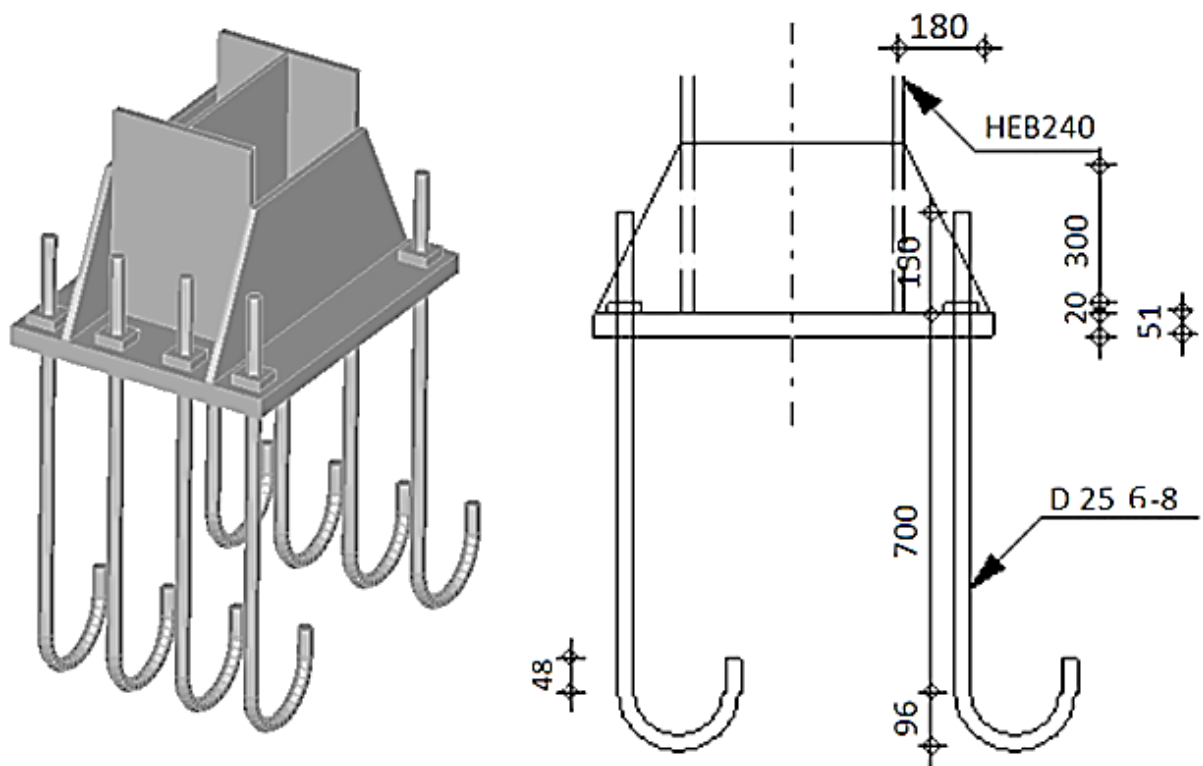


Figure VII.12. Assemblage – pied de poteau.

### VIII.1. Introduction

Les fondations d'une construction ont pour objet de transmettre toutes les charges de la superstructure au sol, elles sont donc la partie fondamentale de l'ouvrage car elles assurent la stabilité générale de la structure.

L'étude des fondations demande la reconnaissance géologique et géotechnique du terrain, car leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques de sol.

### VIII.2. Choix du type de fondation

Le sol ayant une contrainte moyenne admissible  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$  et les charges appliquées sur le sol n'étant pas très importantes ; il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- a) Des semelles isolées.
- b) Des semelles filantes.

### VIII.3. Caractéristiques des matériaux

#### VIII.3.1. Béton

Résistance caractéristique de calcul à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

##### a) Sollicitations sous actions normales

$$\sigma_b = 0,85 \times f_{c28} / \gamma_{Mb} \rightarrow \sigma_b = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,16 \text{ Mpa.}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} ; f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa.}$$

##### b) Etat limite de service

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

##### c) Sollicitations sous actions accidentelles

$$\sigma_b = 0,85 \times f_{c28} / \gamma_{Mb}$$

$$\sigma_b = 0,85 \times 25 / 1,15 = 18,48 \text{ MPa.}$$

**VIII.3.2. Acier****VIII.3.2.1. Acier haute adhérence (H.A)****a) Sollicitations sous actions normales**

$$\sigma_s = fe / \gamma_s = 400 / 1,15 = 347,83 \text{ MPa.}$$

**– Etat limite de service**

$$\sigma_s = \frac{2}{3} fe = \frac{2}{3} \times 400 = 267 \text{ MPa.}$$

**b) Sollicitations sous actions accidentelles**

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa.}$$

**VIII.3.2.2. Acier doux****a) Sollicitations sous actions normales**

$$\sigma_s = fe / \gamma_s = 235 / 1,15 = 204 \text{ MPa.}$$

**– Etat limite de service**

$$\sigma_s = \frac{2}{3} \cdot fe = \frac{2}{3} \times 235 = 154 \text{ MPa.}$$

**b) Sollicitations sous actions accidentelles**

$$\sigma_s = 235 \text{ MPa.}$$

**VIII.4. Les charge à considérer**

La majoration des charges n'intervient pas dans le calcul des dimensions de la fondation qui sont déterminées à l'état limite de service. Le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique (ferraillage) s'effectue à l'état limite de service.

**VIII.5. Type de fondation**

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant certains critères essentiels tel que :

- a) Type d'ouvrage construit.
- b) La nature et l'homogénéité du sol.
- c) La charge totale transmise au sol.
- d) La raison économique.
- e) La facilité de réalisation.

VIII.6. Calcul des semelles isolées

VIII.6.1. Pré-dimensionnement des semelles

D'après le principe d'homothétique :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \text{ avec : } a = b = 60 \text{ cm} \rightarrow A = B$$

Selon logiciel ETABS et sous la combinaison à l'ELS (G + Q).

$$N_{sd} = 94938 \text{ daN}$$

$$\sigma_{cal} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow \bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar} = 20000 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_{cal} = \frac{N_{sd}}{s} = \frac{N_{sd}}{A \times B} = \frac{N_{sd}}{A \times \frac{A \times b}{a}} = \frac{94938}{\frac{A^2 \times 0,6}{0,6}}$$

$$\frac{94938}{A^2} \leq 20000 \text{ daN} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{94938}{20000}}$$

$$A \geq 2,17 \text{ m}$$

On choisit :  $A = B = 2,2 \text{ m}$

o Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifier que :

$$L_{min} \leq 1,5 \cdot B$$

$L_{min}$  : La langur minimal entre deux poteaux

$$1,5 \times B = 1,5 \times 2,2 = 3,3 \text{ m} \leq L_{min} = 3,5 \text{ m} \rightarrow C.V$$

Donc l'utilisation de la semelle isolée est vérifiée.

D'après un logiciel de ETABS nous avons obtenu les résultats suivant :

Tableau VIII.1. Dimensions des semelles.

Type	A(m)	B(m)	Repère
A	1,9	1,9	C6.C7.C8.C10.C12.C13.C17.C23.C24
B	2,2	2,2	C1.C2.C3.C4.C5.C9.C11.C14.C15.C16.C18.C19.C20.C21.C22

## VIII.6.2. Calcul la hauteur de la semelle

La hauteur de la semelle est :  $h = d + 5$

## a) Calcul d

d : distance entre la fibre supérieur et le centre de gravité des armatures.

## ○ Condition de rigidité

## ○ Type A

$$d = \max \begin{cases} d_x = \frac{A - a}{4} = \frac{1,9 - 0,6}{4} = 0,33 \text{ m} \\ d_y = \frac{B - b}{4} = \frac{1,9 - 0,6}{4} = 0,33 \text{ m} \end{cases}$$

On prend :  $d = 0,35 \text{ m}$

$$h = d + 5 = 0,35 + 0,05 = 0,4 \text{ m}$$

## ○ Type B

$$d = \max(d_x, d_y) = 0,4 \text{ m}$$

$$h = d + 5 = 0,4 + 0,05 = 0,45 \text{ m}$$

## b) Vérification de la semelle

## ○ Type A

$$A = B = 1,9$$

$$P_{ser} = 73346 + (\rho_{b\acute{e}ton} \times h \times A \times B) = 76956 \text{ daN}$$

$$\sigma_{cal} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar} = 20000 \text{ daN/m}^2$$

$$\frac{76956}{1,9^2} = 21317,45 > \frac{20000 \text{ daN}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{CNV}$$

Donc :  $A = B = 2 \text{ m}$

$$76956/2^2 = 19239 > 20000 \text{ daN/m}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

- **Type B**

$$A = B = 2,2 \text{ m}$$

$$N_{sd} = 94938 \text{ daN}$$

$$P_{ser} = 94938 + (\rho_{\text{béton}} \times h \times A \times B) = 99779 \text{ daN}$$

$$\frac{99779}{2,2^2} = 20615 > 20000 \text{ daN/m}^2 \rightarrow \text{C.N.V}$$

Donc on propose que  $A = B = 2,3 \text{ m}$

$$\frac{99779}{2,3^2} = 18861 > 20000 \text{ daN/m}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

### VIII.6.3. Calcul du ferrailage

#### a) A l'état limite ultime

- **Type A**

$$P_{ELU} = 106380 \text{ daN}$$

$$P_u = P_{ELU} + 1.35 \times (\rho_{\text{béton}} \times h \times A \times B) = 101626 \text{ daN}$$

$$A_{S//A} = A_{S//B}$$

$$A_{SA} \geq \frac{P_u(A - a)}{8 \times d_a \times \bar{\sigma}_s} = \frac{1016,26(2 - 0,6) \times 10^{-3}}{8 \times 0,35 \times 348} = 14,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{SA} \geq 14,6 \text{ cm}^2 \rightarrow 8T16 \rightarrow A_{SA} = A_{SB} = 16,09 \text{ cm}^2$$

- **Calcul d'espacement**

$$é = \frac{200}{9} = 22 \text{ cm}$$

- **Type d'ancrage**

$l_s$  : est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\psi_e f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

$$\psi_s = 1.5 \rightarrow HA$$

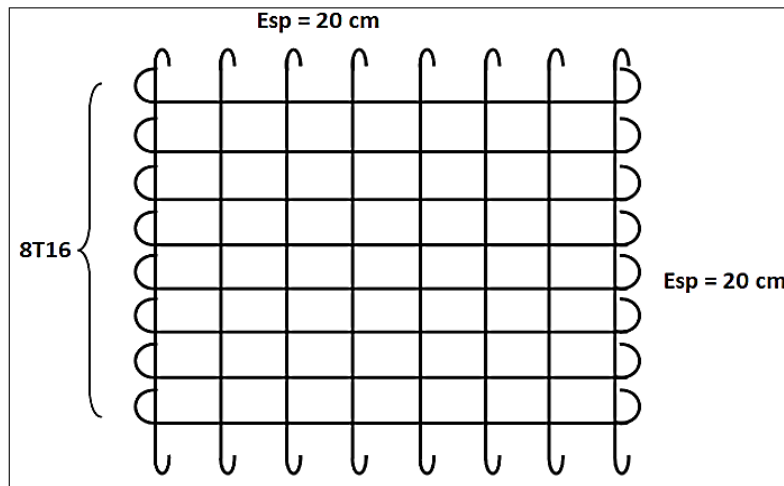
$$\bar{\tau}_s = 0.6[\psi^2 \times f_{t28}] = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$$

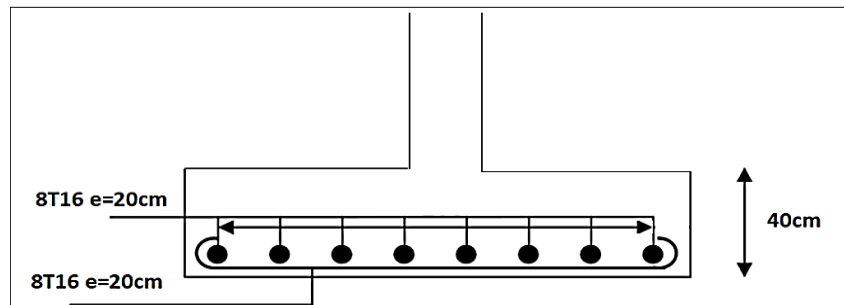
$$l_s > \frac{A}{4} = 45 \text{ cm}$$

○ **Choix de type d'ancrage**

Toutes les barres seront prolongées aux extrémités avec crochet.



**Figure VIII.1.** Vue en plan des armatures principale.



**Figure VIII.2.** Vue en élévation du ferrailage.

○ **Type B**

$$P_{ELU} = 131035 \text{ daN}$$

$$P_u = P_{ELU} + 1.35 \times (\rho_{\text{béton}} \times h \times A \times B) = 131035 + 1.35(2500 \times 0,45 \times 2,3 \times 2,3)$$

$$P_u = 136986,25 \text{ daN}$$

$$A_{SA} \geq \frac{P_u(A - a)}{8 \times d_a \times \bar{\sigma}_s} = \frac{1369,86(2,3 - 0,6) \times 10^{-3}}{8 \times 0,45 \times 348} = 18,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{SA} \geq 18,58 \text{ cm}^2 \rightarrow 10T16 \rightarrow A_{SA} = A_{SB} = 20.11 \text{ cm}^2$$



- **Calcul de l'espacement**

$$e = \frac{230}{9} = 25 \text{ cm} \quad \text{donc :} \quad e = 25 \text{ cm}$$

- **Type d'ancrage**

$l_s$  : est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\psi_s = 1.5 \rightarrow HA$$

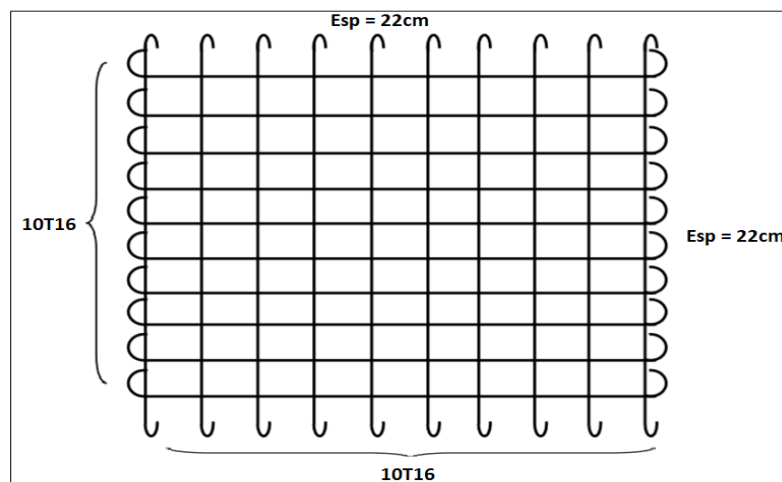
$$\bar{\tau}_s = 0.6[\psi^2 \times f_{t28}] = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$$

$$l_s > \frac{A}{4} = 50 \text{ cm}$$

- **Choix de type d'ancrage**

Toutes les barres seront prolongées aux extrémités avec crochet.



**Figure VIII.3.** Vue en plan des armatures principale.

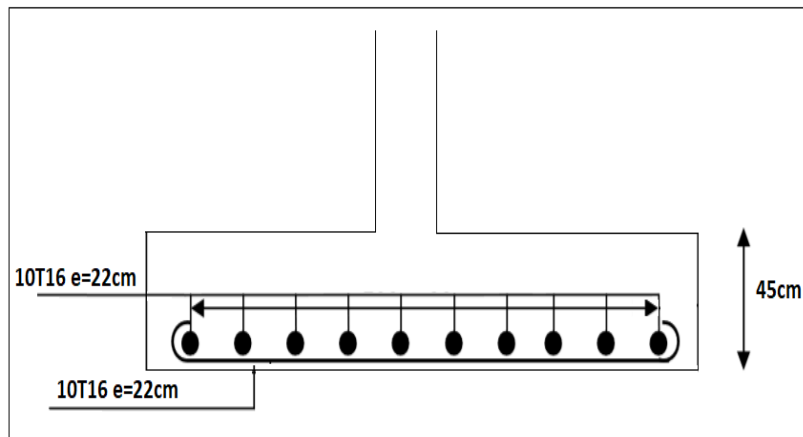


Figure VIII.4. Vue en élévation du ferrailage.

### VIII.7. Les fûts

#### VIII.7.1. Calcul du ferrailage

Le fût est soumis à un effort normal et un effort tranchant plus un moment. Il est sollicité en flexion composée.

##### a) ELU

$$N = 131035 \text{ daN}$$

##### b) G+Q+E

$$N = 309086 \text{ daN}$$

$$M = 3071 \text{ daN.m}$$

$$V = 527 \text{ daN}$$

Les sollicitations de calculs sont :

$$N' = N + 1.35 P$$

**P** : Poids propre dus fût.

$$N' = 309086 + 1,35(2500 \times 0,60^2 \times 1,55) = 310969,3 \text{ daN}$$

$$M' = 3071 + 3508 \times 1.45 = 8157,6 \text{ daN.m}$$

c) Ferrailage

$$M = 8157,6 \text{ daN.m}$$

$$N = 309086 \text{ daN}$$

$$e = \frac{8157,6}{309086} = 0,026 \text{ m} = 2,6 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{155}{6} = 25,8 \text{ cm}$$

$$e < \frac{h}{6} \rightarrow \text{Section entièrement comprimée}$$

$$M_{ua} = M + N \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) = 8157,6 + 309086 \times (0,4 - 0,225) = 66247,65 \text{ daN.m}$$

$$N \times (d - d') - M_{ua} = 309086 \times (0,4 - 0,05) - 66247,65 = 41932,45 \text{ daN.m.} \dots (I)$$

$$(0,5 \times h - d') \times f_{bu} \times b \times h$$

$$(0,5 \times 0,45 - 0,05) \times 1416 \times 0,6 \times 0,45 \times 10^3 = 66906 \text{ daN.m} \dots \dots (II)$$

$$(I) < (II) \Rightarrow \begin{cases} A' = \frac{N - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{f_{st}} \\ A = 0 \end{cases}$$

Avec :

$$\psi = \frac{0,357 + \frac{N \cdot (d - c') - M_{ua}}{b \cdot h^2 \cdot f_{bu}}}{0,857 - \frac{d'}{h}}$$

$$\psi = 3,74$$

$$A' = \frac{309086 - 3,74 \times 0,6 \times 0,45 \times 1416 \times 10^3}{348 \times 10^3} \times 10^4 = -322 \text{ cm}^2 < 0$$

Le (RPA99/v2003/7.4.2.1) exige une section minimale.

$$A_{min} = 0,8\% \cdot b \cdot h = 0,8\% (60 \times 60) = 28,80 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend : } A_{st} = 16 \text{ T16} = 32,17 \text{ cm}^2$$

## d) Armatures transversales

Soit des cadres de diamètre  $\varnothing 8$  dont l'espacement maximal est donné par le (RPA99/v2003).

$$S_t = 15. \varnothing_l = 30 \text{ cm}$$

On Prend :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

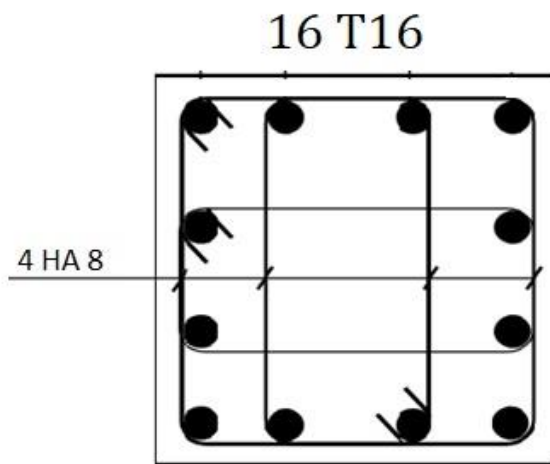


Figure VII.5. Vue en plan des ferrillages de fût.

## VIII.8. Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

## VIII.8.1. Dimensionnement des longrines

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

$$S_3: 25 \text{ cm} \times 30 \text{ cm. (RPA99/V2003/10.1.1.b)}$$

On prendre :  $S = 30 \times 35 \text{ cm}$ .

## VIII.8.2. Calcul du ferrillage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left[ \frac{N}{\alpha} ; 2000 \text{ daN} \right]$$

Avec :

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3 ( $\alpha = 10$ ).

**a) L'ELU**

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{131035}{10} = 13103,5 \text{ daN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{13103,5 \times 10}{348} = 3,76 \text{ cm}^2$$

Le **RPA99** exige une section minimale :  $A_{min} = 0,6\% B = 0,6\% (30 \times 35) = 6.3 \text{ cm}^2$ .

On prendre :  $6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$ .

**VIII.8.3. Vérification de condition de non fragilité**

On doit vérifier que :

$$A_{st} \leq 0.23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 14,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

**VIII.8.4. Calcul d'armatures transversales**

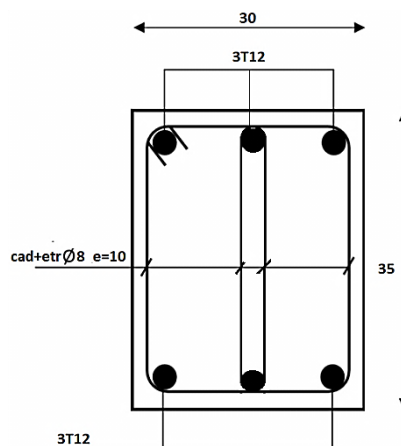
$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; 12; \frac{300}{10}\right)$$

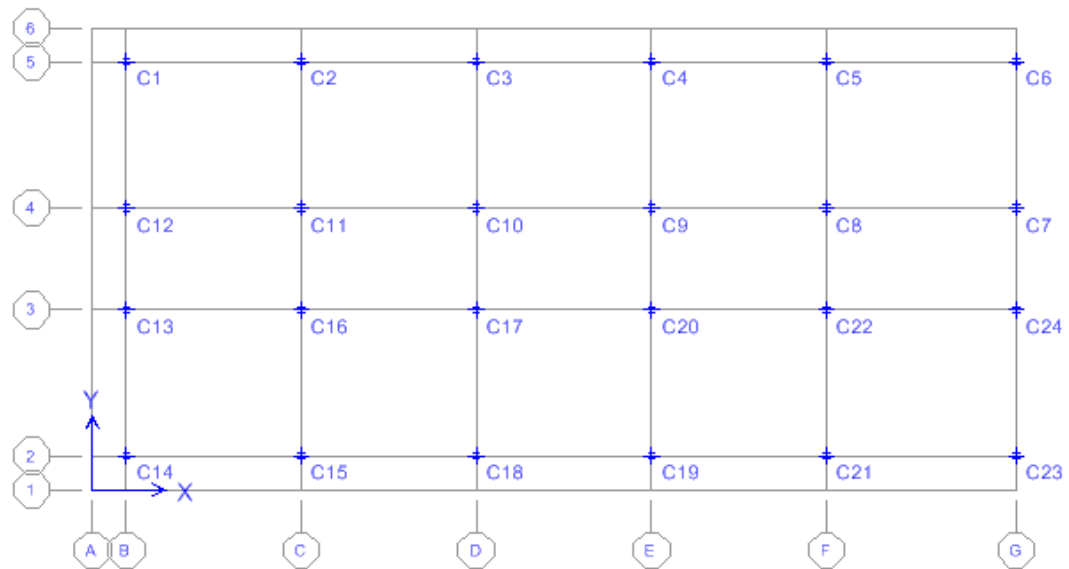
On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  (Cadre + étrier).

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 15\phi_t\right) = 12 \text{ cm} \rightarrow \text{zone courante}$$

$S_t = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{zone nodale}$



**Figure VIII.6.** Ferrailage de la longrine.



## Résultats et discussions

Le travail présenté dans ce mémoire a été consacré à l'étude de l'effet des nuances d'acier **S235** et **S275** sur les dimensions des éléments et la rigidité d'un bâtiment en charpente métallique.

Les objectifs déclarés étaient d'évaluer la différence entre ces structures vis-à-vis des actions environnantes.

A la lumière des résultats obtenus, on peut tirer les conclusions suivantes :

- a) Concernant le dimensionnement des éléments, les résultats ont montré que la plupart du dimensionnement a été fait avec les conditions de la flèche qui ne sont pas effectuées par nuance d'acier sauf les poteaux et poutre console qui est dimensionnée respectivement par flambement simple et condition de résistance de la permet de diminuer la section des éléments selon **S275**.
- b) La rigidité des éléments est effectuée directement par la nuance d'aciers, d'après les résultats on voit que les **S275** est moins déformation résistance à la rupture élevé que les **S235**.
- c) Rigidité de structure est effectuée par la section des poteaux les passionnement des paliers de stabilité, car on a adopté les mêmes positionnements pour les paliers, donc la différence entre les poteaux effectuée la période fondamentale de la structure.
- d) L'assemblage a été fait par des boulons et la soudure, les boulons est effectués par le diamètre et leur classe par contre l'épaisseur de la soudure sa défera selon **S275** moins élevé que le **S235**.
- e) De plus, la structure réalisée par **S235** est plus économique à celle qui est réalisé par **S275**.

### **Le coût de charpente métallique pour chaque type**

Le prix de charpente métallique (**S235**) en Algérie est : 220 DA pour 1 Kg.

Le prix de charpente métallique (**S275**) en Algérie est : 250 DA pour 1 Kg.

- **S235**

Le poids utilisé pour une structure (**S235**) :

$$W_{s235} = 481160 \text{ daN} = 481160 \text{ Kg}$$

Donc

$$481160 \times 220 = 105855200 \text{ DA}$$

- **S275**

Le poids utilisé pour une structure (**S275**) :

$$W_{s275} = 475390 \text{ daN} = 475390 \text{ Kg}$$

Donc

$$475390 \times 250 = 118847500 \text{ DA}$$

$$118847500 - 105855200 = 12992300 \text{ DA}$$

C'est-à-dire une différence de coût : **12992300 DA**.



## Conclusion générale

Ce travail consiste à étude comparative d'une structure selon le **S235** et **S275** en charpente métallique constitué d'un rez-de-chaussée et de trois niveaux supérieurs situé à Zeralda.

Cette expérience nous a permis aussi de mieux comprendre le domaine de la construction métallique qui nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul (ETABS, AutoCAD ), ainsi que la maîtrise de la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine.

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tels que les surcharges d'exploitation, la température, la neige, le vent et le séisme. Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérifications d'une part et la conception exacte des différents détails de la construction sont requises.

Nous espérons avoir été à la hauteur de nos modestes prétentions et que cet humble travail servira comme point de départ à d'autres travaux qui pourront l'enrichir, l'améliorer et le compléter.

## Références bibliographiques

- a) **DTR.BC.2.2** « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- b) **DTR.BC.2.44** Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
- c) **DTR.BC.2.48** Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/version 2003 ».
- d) **DTR.BC.2.47** Règlement Neige et Vent « RNV99 ».
- e) **BAEL 91** « Calcul des structures en béton ».
- f) **Eurocode 3** « calcul des structures en acier ».

## Mémoires PFE

- a) TRIGUI H.Y. 2013, Etude d'un bâtiment à ossature métallique (R+3), Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie)
- b) MIDOUN M. H, MOSTEFAOUI W. 2013, Etude d'un bâtiment métallique (R+14) + sous-sol à ORAN. Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie)