

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abou Bekr Belkaid - Tlemcen

Faculté de Technologie, Département de Génie Civil



Mémoire pour l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Option : Constructions métalliques et mixtes

**Thème :**

**ÉTUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UNE SALLE DE SPORT  
À TAFRAOUI (WILAYA D'ORAN)**

**Présenté par :**

KHERBOUCHE Anes

SARI HASSOUN Sami

**Devant le jury composé de :**

Dr CHEKROUN A.

Mr CHERIF Z. E. A.

Dr DERFOUF M.

Dr KAZI TANIN

Dr RAS.A

**Président**

**Examineur**

**Examineur**

**Encadrant**

**Encadrant**

**Année universitaire : 2017-2018**

## **Dédicaces**

Je dédie ce modeste travail spécialement à :  
Ceux qui m'ont amené au monde, mes chers parents,  
source d'amour, de tendresse et de soutien.

Mes très chers frères : Fayçal et Sofiane  
Toute ma famille ; Tantes, oncles, cousines et cousins,  
A toute la famille Sari Hassoun

Mes adorables amis  
A mon binôme Anes et toute sa famille  
A toutes les personnes qui me connaissent sans oublier  
la promotion Master 2017/2018.

Sari Hassoun Sami

## **Dédicaces**

Je dédie ce modeste travail spécialement à :  
Ceux qui m'ont amené au monde, mes chers parents,  
source d'amour, de tendresse et de soutien.

Mon très cher frère : Yassine

Toute ma famille ; Tantes, oncles, cousines et cousins,

A toute la famille Kherbouche

Mes adorables amis

A mon binôme Sami et toute sa famille

A toutes les personnes qui me connaissent sans oublier  
la promotion Master 2017/2018.

Kherbouche Anes

## **Remerciements**

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements : Avant tous, nous remercions DIEU, tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études. À nos encadrants Dr Kazi Tani.N et Dr Ras.A, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail. Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

Nous remercions aussi tous nos amis et collègues pour leurs aides, leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

**Merci**



## RESUME

---

Ce projet de fin d'études consiste à faire une étude et un dimensionnement d'une salle de sport en charpente métallique se trouvant à Tafraoui (Oran). La première partie de ce travail consiste à l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques selon le règlement « RNV99 V2013 ». Ces hypothèses de charge nous ont permis d'établir la descente des charges. La deuxième partie concerne le dimensionnement et l'assemblage des différents éléments selon le règlement « CCM97 ». Pour le calcul et le ferrailage des éléments en béton, selon les normes «BAEL91» et « RPA99 », nous avons utilisées le logiciel ROBOT.

### **Mots clés :**

Charpente métallique, Salle de sport, Bardage, construction mixte, fondation.

## ABSTRACT

---

This project of end of studies is to do a study and design of Sport hall in steel structure located in Tafraoui (Oran). The first part of our work is the assessment of charges and surcharges and the effects of climate action according to the « RNV99 V2013 ». These assumptions charge allowed us to establish the descent of the load. The second part concerns the design and assembly of the various elements according to the régulations « CCM97 ». For the calculation and reinforcement of concrete elements, according to standards «BAEL91» and « RPA99 », we used the ROBOT software.

### **Keywords:**

Metal framework, Sport hall, Cladding, mixed construction, foundation.

## المخلص

---

هذا المشروع يتمثل في دراسة تصميم قاعة متعددة الرياضات متواجدة في بلدية طفراوي (وهران).

الجزء الأول من عملنا هو تقييم مختلف الأثقال والتأثيرات المناخية حسب القواعد التي سمحت لنا بدراسة المؤثرات على هياكل البناء RNV99V2013.

أما الجزء الثاني فيتعلق بتصميم وتجميع العناصر المختلفة وفقا للقواعد اضافة الى حساب حديد التسليح للقواعد «BAEL91» و «RPA99» «CCM97», وفقا بالاعتماد على برنامج ROBOT

### الكلمات المفتاحية:

الإطار المعدني، قاعة الرياضة، الكسوة. البناء مختلطة، الأساس.

# SOMMAIRE

---

Dédicaces

Dédicaces

Remerciements

Résumé

Abstract

الملخص

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Liste des notations

Introduction Générale

## CHAPITRE I : PRESENTATION GENERALE DU PROJET

|       |                                                   |   |
|-------|---------------------------------------------------|---|
| I.1   | Introduction : .....                              | 3 |
| I.2   | Présentation et implantation de l'ouvrage : ..... | 3 |
| I.3   | Description du projet : .....                     | 4 |
| I.4   | Données relatives au site : .....                 | 5 |
| I.5   | Éléments de l'ouvrage : .....                     | 5 |
| I.6   | Règlements utilisés : .....                       | 6 |
| I.7   | Logiciels utilisés : .....                        | 6 |
| I.8   | Matériaux utilisés : .....                        | 6 |
| I.8.1 | Les Couvertures : .....                           | 6 |
| I.8.2 | Acier : .....                                     | 7 |
| I.8.3 | Le béton : .....                                  | 7 |
| I.9   | Les assemblages : .....                           | 7 |
| I.9.1 | Le boulonnage : .....                             | 7 |
| I.9.2 | La soudure : .....                                | 8 |

## CHAPITRE II : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

|        |                                                        |    |
|--------|--------------------------------------------------------|----|
| II.1   | Introduction : .....                                   | 10 |
| II.2   | Charges permanentes et charges d'exploitations : ..... | 10 |
| II.2.1 | Les charges permanentes : .....                        | 10 |
| II.2.2 | Les charges d'exploitations : .....                    | 11 |
| II.3   | Charges climatiques : .....                            | 11 |
| II.3.1 | Effet de la neige: .....                               | 11 |
| II.3.2 | Effet du vent: .....                                   | 12 |

# SOMMAIRE

---

|      |              |    |
|------|--------------|----|
| II.4 | Conclusion : | 24 |
|------|--------------|----|

## CHAPITRE III : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

|         |                                                              |    |
|---------|--------------------------------------------------------------|----|
| III.1   | Introduction :                                               | 26 |
| III.2   | Chéneaux et descente des eaux pluviales :                    | 26 |
| III.2.1 | Calcul de la section du chéneau et des descentes d'eau:      | 26 |
| III.2.2 | Diamètre des descentes d'eaux                                | 27 |
| III.3   | Calcul des pannes :                                          | 27 |
| III.3.1 | Définition :                                                 | 27 |
| III.3.2 | Principe de calcul :                                         | 27 |
| III.3.3 | Moment maximum pour une poutre continue sur 8 appuis :       | 27 |
| III.3.4 | Vérification de la flèche :                                  | 28 |
| III.3.5 | Données de calcul :                                          | 28 |
| III.3.6 | Evaluation des charges et surcharges :                       | 28 |
| III.3.7 | Vérification de la stabilité de la panne                     | 33 |
| III.4   | Calcul des lisses de bardages :                              | 36 |
| III.4.1 | Introduction :                                               | 36 |
| III.4.2 | Détermination des sollicitations :                           | 36 |
| III.4.3 | Espacement des lisses :                                      | 36 |
| III.4.4 | Evaluation des charges et surcharges :                       | 36 |
| III.4.5 | Dimensionnement de la lisse :                                | 37 |
| III.4.6 | Vérification à l'état limite ultime :                        | 37 |
| III.4.7 | Vérification à l'état limite de service :                    | 38 |
| III.4.8 | Calcul des liernes :                                         | 39 |
| III.5   | Calcul des potelets :                                        | 40 |
| III.5.1 | Introduction :                                               | 40 |
| III.5.2 | Calcul des charges et surcharges agissantes sur le potelet : | 40 |
| III.5.3 | Dimensionnement du potelet :                                 | 41 |
| III.5.4 | Vérification de la stabilité de potelet.                     | 42 |
| III.6   | Calcul de l'échantignolle :                                  | 50 |
| III.6.1 | Dimensionnement de l'échantignolle :                         | 50 |
| III.6.2 | Calcul du moment de renversement (Mr):                       | 50 |

# SOMMAIRE

---

## CHAPITRE IV : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

|        |                                |    |
|--------|--------------------------------|----|
| IV.1   | Introduction .....             | 54 |
| IV.2   | Pre dimensionnement .....      | 54 |
| IV.2.1 | Les solives :.....             | 54 |
| IV.2.2 | Les poutres principales :..... | 58 |

## CHAPITRE V : ETUDE DU PLANCHER MIXTE

|       |                                             |    |
|-------|---------------------------------------------|----|
| V.1   | Introduction : .....                        | 63 |
| V.2   | Vérification de la tôle profilée :.....     | 63 |
| V.2.1 | Caractéristiques de la tôle nervurée .....  | 63 |
| V.2.2 | Chargement : .....                          | 64 |
| V.2.3 | Vérification à l'état limite ultime .....   | 64 |
| V.2.4 | Vérification à l'état limite service :..... | 65 |
| V.3   | Etude du plancher : .....                   | 65 |
| V.3.1 | Plancher terrasse :.....                    | 66 |
| V.3.2 | Etude des connecteurs : .....               | 69 |

## CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE

|        |                                                                     |    |
|--------|---------------------------------------------------------------------|----|
| VI.1   | Introduction : .....                                                | 74 |
| VI.2   | Analyse de la structure : .....                                     | 74 |
| VI.2.1 | Type d'analyse : .....                                              | 74 |
| VI.3   | Méthodes de calcul : .....                                          | 74 |
| VI.4   | Principe de la méthode : .....                                      | 75 |
| VI.4.1 | Détermination des paramètres du spectre de réponse de calcul :..... | 75 |
| VI.5   | Analyse dynamique de la structure :.....                            | 77 |
| VI.5.1 | Modélisation de la structure :.....                                 | 77 |
| VI.5.2 | Analyse modale spectrale :.....                                     | 78 |
| VI.6   | Vérification de la structure : .....                                | 80 |
| VI.6.1 | La salle abritant l'aire de jeu :.....                              | 80 |
| VI.6.2 | Le vestiaire : .....                                                | 83 |
| VI.7   | Justification de la largeur de joint sismique: .....                | 84 |

# SOMMAIRE

---

## CHAPITRE VII: DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS STRUCTURAUX

|         |                                            |     |
|---------|--------------------------------------------|-----|
| VII.1   | Introduction :.....                        | 86  |
| VII.2   | La salle abritant l'aire de jeu :.....     | 86  |
| VII.2.1 | Vérification des traverses : .....         | 86  |
| VII.2.2 | Etude des poteaux :.....                   | 90  |
| VII.2.3 | Vérification des contreventements : .....  | 94  |
| VII.2.4 | Vérification des stabilités : .....        | 96  |
| VII.2.5 | Vérification de la poutre sablière : ..... | 97  |
| VII.3   | Le vestiaire.....                          | 99  |
| VII.3.1 | Etude poteau : .....                       | 99  |
| VII.3.2 | Vérification des stabilités : .....        | 102 |
| VII.3.3 | Vérification des poutres : .....           | 104 |

## CHAPITRE VIII: CALCUL DES ASSEMBLAGES

|          |                                       |     |
|----------|---------------------------------------|-----|
| VIII.1   | Introduction :.....                   | 108 |
| VIII.1.1 | Fonctionnement des assemblages :..... | 108 |
| VIII.1.2 | Rôle des assemblages : .....          | 109 |
| VIII.2   | Calcul des assemblages :.....         | 110 |
| VIII.2.1 | La salle abritant l'aire de jeu ..... | 110 |
| VIII.2.2 | Vestiaire :.....                      | 126 |

## CHAPITRE IX: CALCUL DES FONDATIONS

|        |                                               |     |
|--------|-----------------------------------------------|-----|
| IX.1   | Introduction : .....                          | 135 |
| IX.2   | La salle abritant l'aire de jeu : .....       | 135 |
| IX.2.1 | Pied de poteau : .....                        | 135 |
| IX.2.2 | Pied de potelet : .....                       | 144 |
| IX.2.3 | Calcul des fondations sous les poteaux :..... | 148 |
| IX.2.4 | Calcul des longrines : .....                  | 154 |
| IX.2.5 | Les fûts : .....                              | 155 |
| IX.3   | Le vestiaire : .....                          | 156 |
| IX.3.1 | Pied de poteaux : .....                       | 156 |
| IX.3.2 | Calcul des fondations sous les poteaux :..... | 163 |

# SOMMAIRE

---

|        |                              |     |
|--------|------------------------------|-----|
| IX.3.3 | Calcul des longrines : ..... | 167 |
| IX.3.4 | Les fûts : .....             | 169 |

## CONCLUSION GENERALE

## ANNEXES

|                                                                                    |     |
|------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Annexe 1 : Fiche technique des bardages et couvertures .....                       | 172 |
| Annexe 2 : Calcul de la section et du diamètre du chêneau .....                    | 179 |
| Annexe 3 : Abaque de MACQUART. ....                                                | 181 |
| Annexe 4 : Abaque de pré-dimensionnement de la gorge a.....                        | 182 |
| Annexe 5 : Section en cm <sup>2</sup> de N armatures de diamètre $\Phi$ (mm) ..... | 182 |
| Annexe 6: Les modes de ruines.....                                                 | 183 |
| Annexe 7 : Dessin de ferrailage. ....                                              | 184 |
| Annexe 8: Rapport géotechnique. ....                                               | 186 |
| Annexe 9 : Plan architectural .....                                                | 188 |

## BIBLIOGRAPHIE



# LISTE DES FIGURES

---

## CHAPITRE I : PRESENTATION GENERALE DU PROJET

|                                                          |   |
|----------------------------------------------------------|---|
| Figure I. 1: Vue en Perspective de l'ouvrage. ....       | 3 |
| Figure I. 2: Vue en Perspective de l'ouvrage. ....       | 4 |
| Figure I. 3: Données géométrique en plan du projet. .... | 4 |
| Figure I. 4: Commune de Tafraoui, wilaya d'Oran. ....    | 5 |
| Figure I. 5: Panneau sandwich. ....                      | 7 |

## CHAPITRE II : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

|                                                                                   |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure II. 1: Cloison de façade. ....                                             | 10 |
| Figure II. 2: Cloison de repartition. ....                                        | 10 |
| Figure II. 3: Action de la neige. ....                                            | 12 |
| Figure II. 4: Les principales directions du vent. ....                            | 16 |
| Figure II. 5: Vue en élévation V1. ....                                           | 17 |
| Figure II. 6: Valeurs de $C_{pe}$ pour les parois verticales. ....                | 17 |
| Figure II. 7: Légende pour les toitures à deux versants $\Theta=0^\circ$ . ....   | 18 |
| Figure II. 8: Vue en élévation V2. ....                                           | 19 |
| Figure II.9: Valeurs de $C_{pe}$ pour les parois verticales. ....                 | 20 |
| Figure II. 10: Légende pour les toitures à deux versants $\Theta=0^\circ$ . ....  | 20 |
| Figure II. 11: Vue en élévation V3, V4. ....                                      | 22 |
| Figure II. 12: Valeurs de $C_{pe}$ pour les parois verticales. ....               | 22 |
| Figure II. 13: Légende pour les toitures à deux versants $\Theta=90^\circ$ . .... | 23 |

## CHAPITRE III : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

|                                                                                       |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure III. 1: Chêneau d'eau. ....                                                    | 26 |
| Figure III. 2: Coupe transversale du chêneau. ....                                    | 26 |
| Figure III. 3: Moignon cylindrique. ....                                              | 26 |
| Figure III. 4: Schéma statique de la couverture. ....                                 | 27 |
| Figure III. 5: Cas de charges permanentes. ....                                       | 28 |
| Figure III. 6: Calcul des moments maximaux. ....                                      | 29 |
| Figure III. 7: Cas de charge de la neige. ....                                        | 30 |
| Figure III. 8: Cas de la charge du vent. ....                                         | 30 |
| Figure III. 9: Les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z. .... | 36 |
| Figure III. 10 : Disposition des potelets et les lisses sur la façade pignon. ....    | 41 |
| Figure III. 11 : Géométrie de l'Echantignolle. ....                                   | 50 |
| Figure III. 12: Coupe transversale sur l'échantignolle. ....                          | 50 |

## CHAPITRE IV : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

|                                                           |    |
|-----------------------------------------------------------|----|
| Figure IV. 1 : Espacements et longueurs des solives. .... | 54 |
|-----------------------------------------------------------|----|

# LISTE DES FIGURES

---

## CHAPITRE V : ETUDE DU PLANCHER MIXTE

|                                                                   |    |
|-------------------------------------------------------------------|----|
| Figure V. 1: Plancher mixte acier-béton (plancher collaborant.)   | 63 |
| Figure V. 2: Dimensions de la tôle nervurée.                      | 63 |
| Figure V. 3: Diagramme de moment fléchissant de la tôle profilée. | 64 |
| Figure V. 4: Coefficient de Flèches de la tôle profilée.          | 65 |
| Figure V. 5: Largeur efficace de la dalle.                        | 66 |
| Figure V. 6 : Goujon à tête soudée avec le profilé                | 69 |
| Figure V. 7 : Les dimensions d'un connecteur                      | 70 |
| Figure V. 8 : Espacements entre connecteurs.                      | 71 |

## CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE

|                                                   |    |
|---------------------------------------------------|----|
| Figure VI. 1: Modélisation de la structure en 3D. | 77 |
| Figure VI. 2: Modélisation de la structure en 3D. | 78 |
| Figure VI. 3: Spectre de réponse suivant X.       | 78 |
| Figure VI. 4: Spectre de réponse suivant Y.       | 79 |
| Figure VI. 5: Spectre de réponse suivant X.       | 79 |
| Figure VI. 6: Spectre de réponse suivant Y.       | 80 |
| Figure VI. 7: Largeur minimum de joint sismique.  | 84 |

## CHAPITRE VIII: CALCUL DES ASSEMBLAGES

|                                                                                                 |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure VIII. 1: Vue 3D pour Assemblage poteau-traverse.                                         | 110 |
| Figure VIII. 2: Désignation des entraxes et des pinces en fonction de la direction de l'effort. | 112 |
| Figure VIII. 3: Vue 3D pour l'assemblage traverse-traverse.                                     | 116 |
| Figure VIII. 4: Vue 3D d'assemblage des diagonales de contreventement.                          | 119 |
| Figure VIII. 5: Vue 3D d'assemblage des diagonales de stabilité verticale.                      | 121 |
| Figure VIII. 6: Cordons de soudure gousset de la sablière HEA120.                               | 122 |
| Figure VIII. 7: Assemblage gousset-poteau.                                                      | 123 |
| Figure VIII. 8 : Vue perspective de l'échantignole. [15]                                        | 124 |
| Figure VIII. 9: Vue 3D pour l'assemblage poteau-poutre.                                         | 126 |
| Figure VIII. 10: Vue 3D pour l'assemblage poutre-solive.                                        | 132 |

## CHAPITRE IX: CALCUL DE FONDATION

|                                                                              |     |
|------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure IX. 1: 3D d'assemblage pied de poteaux.                               | 135 |
| Figure IX. 2: Plaque d'assise à projection courte.                           | 137 |
| Figure IX. 3: 3D d'assemblage pied de potelet.                               | 144 |
| Figure IX. 4: Paramètres géométriques pour le tronçon en T équivalent tendu. | 146 |
| Figure IX. 5 : Géométrie de la semelle                                       | 150 |
| Figure IX. 6 : Béton de propreté                                             | 150 |

## LISTE DES FIGURES

---

|                                                    |     |
|----------------------------------------------------|-----|
| Figure IX. 7 : Ferrailage de la semelle .....      | 153 |
| Figure IX. 8: 3D d'assemblage pied de poteaux..... | 156 |
| Figure IX. 9 : Géométrie de la semelle .....       | 164 |
| Figure IX. 10 : Béton de propreté .....            | 164 |

# LISTE DES TABLEAUX

---

## CHAPITRE II : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

|                                                                                                         |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau II. 1: Valeurs de pression relatives à chaque zone de la paroi verticale et de la toiture. .... | 19 |
| Tableau II. 2: Valeurs de pression relatives à chaque zone des parois verticales et de la toiture.....  | 21 |
| Tableau II. 3: Valeurs de pression relatives à chaque zone de la paroi verticale et de la toiture. .... | 23 |

## CHAPITRE III : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

|                                                          |    |
|----------------------------------------------------------|----|
| Tableau III. 1: Caractéristiques du profilé IPE140.....  | 30 |
| Tableau III. 2: Caractéristiques du profilé UPN 120..... | 37 |
| Tableau III. 3: Caractéristiques du profilé IPE 270..... | 41 |

## CHAPITRE IV : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

|                                                                                  |    |
|----------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau IV. 1: Caractéristique du profilé IPE 200. ....                          | 55 |
| Tableau IV. 2: Vérification de la flèche des solives.....                        | 58 |
| Tableau IV. 3: Caractéristiques du profilé IPE 400. ....                         | 59 |
| Tableau IV. 4: Vérification de la flèche des poutres principales.....            | 61 |
| Tableau IV. 5: Vérification des sollicitations sur les poutres principales. .... | 61 |

## CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE

|                                                                |    |
|----------------------------------------------------------------|----|
| Tableau VI. 1: Valeurs des pénalités $P_q$ . ....              | 76 |
| Tableau VI. 2: Valeurs des pénalités $P_q$ . ....              | 77 |
| Tableau VI. 3: Résultante des forces sismiques à la base. .... | 82 |
| Tableau VI. 4: Résultat du déplacement.....                    | 82 |
| Tableau VI. 5: Résultante des forces sismiques à la base. .... | 83 |
| Tableau VI. 6: Résultat du déplacement.....                    | 84 |

## CHAPITRE VII: DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS STRUCTURAUX

|                                                             |     |
|-------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau VII. 1: Caractéristiques du profilé IPE300. ....    | 86  |
| Tableau VII. 2: Caractéristiques du profilé IPE300. ....    | 90  |
| Tableau VII. 3: Caractéristiques du profilé CAE70X7. ....   | 94  |
| Tableau VII. 4: Caractéristiques du profilé CAE120x10. .... | 96  |
| Tableau VII. 5: Caractéristiques du profilé HEA120.....     | 97  |
| Tableau VII. 6: Caractéristiques du profilé HEA240.....     | 99  |
| Tableau VII. 7: Caractéristiques du profilé CAE80x8. ....   | 102 |
| Tableau VII. 8: Caractéristiques du profilé IPE360. ....    | 104 |

## CHAPITRE VIII: CALCUL DES ASSEMBLAGES

|                                                                                  |     |
|----------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau VIII. 1: Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe.....  | 108 |
| Tableau VIII. 2: Valeur du coefficient de frottement $\mu$ selon la surface..... | 109 |
| Tableau VIII. 3: Principales caractéristiques géométrique.....                   | 109 |
| Tableau VIII. 4: Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....      | 119 |

# LISTE DES TABLEAUX

---

## CHAPITRE IX: CALCUL DE FONDATION

|                                                                                 |     |
|---------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau IX. 1: le ferrailage choisis pour la semelle au-dessous de poteau. .... | 153 |
| Tableau IX. 2: le ferrailage choisis pour la semelle au-dessous de poteau. .... | 167 |

# LISTE DES NOTATIONS

---

## Majuscules latines

- A : Section brute d'une pièce.
- $A_{net}$  : Section nette d'une pièce.
- $A_w$  : Section de l'âme.
- $A_v$  : Aire de cisaillement.
- $C_t$  : Coefficient de topographie.
- $C_r$  : Coefficient de rugosité.
- $C_{p,net}$  : Coefficient de pression nette.
- $C_e$  : Coefficient d'exposition.
- $C_d$  : Coefficient dynamique.
- E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E=2.1 \cdot 10^5$  MPa).
- F : Force en générale.
- G : Module d'élasticité transversale de l'acier ( $G=81000$  MPa).
- G : Charge permanente.
- I : Moment d'inertie.
- $K_t$  : Facteur de terrain.
- L : Longueur.
- M : Moment de flexion.
- $M_{sd}$  : Moment fléchissant sollicitant.
- $M_{Rd}$  : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
- $M_{Pl}$  : Moment plastique.
- $M_{b,Rd}$  : Moment de la résistance au déversement .
- $N_{pl,Rd}$  : Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
- $N_{b,Rd}$  : Effort normal d'un élément comprimé au flambement.
- $N_{sd}$  : Effort normal sollicitant.
- $N_{t, sd}$  : Effort normale de traction.
- $N_{csd}$  : Effort normal de compression.
- $N_{c,Rd}$  : Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
- Q : Charge d'exploitation.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- S : La charge de la neige.
- $V_{sd}$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant.
- $V_{réf}$  : Vitesse de référence du vent.
- $W_{pl}$  : Module de résistance plastique.

## LISTE DES NOTATIONS

---

$W$  : Poids de la structure.

### Minuscules latines

$f$  : La flèche.

$f_y$  : Limite d'élasticité.

$h$  : Hauteur d'une pièce.

$l$  : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

$l_f$  : Longueur de flambement.

$t$  : Épaisseur d'une pièce.

$t_f$  : Épaisseur d'une semelle de poutre.

$t_w$  : Épaisseur de l'âme de poutre.

$z$  : Hauteur au-dessus du sol.

$z_0$  : Paramètre de rugosité.

$z_{eq}$  : Hauteur équivalente.

### Minuscules grecques

$\chi$  : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

$\beta_w$  : Facteur de corrélation.

$\gamma_M$  : Coefficient de sécurité.

$\lambda$  : Élancement.

$\lambda_{LT}$  : Élancement de déversement.

$\alpha$  : Facteur d'imperfection.

$\phi_{LT}$  : Rotation de déversement.

$\tau$  : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

$\varepsilon$  : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

$\sigma_a$  : Contrainte de l'acier.

$\sigma_b$  : Contrainte du béton.

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques.

$\mu$  : coefficient de forme de la charge de neige

# Introduction générale

Bien que l'acier existe depuis plusieurs siècles, (l'acier utilisé de nos jours date du XVIII<sup>e</sup> siècle), ce dernier est issu à base de l'idée de certains savants de mélanger le fer et le carbone, après avoir inventé ce matériau ils ont développé ces propriétés pour qu'il réponde aux besoins humains à travers tous les domaines de son utilisation.

L'acier a vu son utilisation augmenter depuis 1880 et, étant plus résistant à la traction, il a été utilisé pour construire des structures bien plus importantes. L'introduction du soudage de l'acier a été une innovation fondamentale des techniques d'assemblages qui a facilité l'extension de l'usage de l'acier.

L'utilisation de l'acier en structures a évolué à travers le développement de sa production et ces propriétés, il contient une propriété physique qu'on appelle la ductilité qui est très efficace en construction métallique car, le code de la construction métallique exige aux ingénieurs d'avoir toujours des structures souples et ductiles.

Dans ce présent mémoire on va étudier une salle de sport en structure métallique, elle comprend deux parties, une partie abritant l'aire de jeux et l'autre pour le vestiaire. Puisque on applique tous les informations acquise durant le cycle universitaire à l'université de Tlemcen telle que, les Euro- codes, BAEL et les différents logiciels de modélisation numérique de structures (Robot structure.....).



**CHAPITRE- I**  
**PRESENTATION**  
**GENERALE**  
**DU PROJET**

### I.1 Introduction :

Dans le cadre de notre formation, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle concrète et réelle.

Notre mission consiste à dimensionner les éléments d'une structure en charpente métallique en conformité avec les règles actuellement en vigueur. Dans ce chapitre, nous présentons l'ensemble des données relatives au projet.

### I.2 Présentation et implantation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'une salle de sport en structure métallique, implantée à la commune de Tafraoui au niveau de la wilaya d'Oran. Il comprend deux parties, une partie abritant l'aire de jeux et l'autre pour le vestiaire.



Figure I. 1: Vue en Perspective de l'ouvrage.



Figure I. 2: Vue en Perspective de l'ouvrage.

### I.3 Description du projet :

Notre projet est constitué de **deux blocs** :

- Bloc (A) : Ossature en charpente métallique, **abritant l'aire de jeu.**
- Bloc (B) : Structure métallique mixte avec plancher collaborant, Cloisons en maçonnerie, pour la partie **vestiaire.**

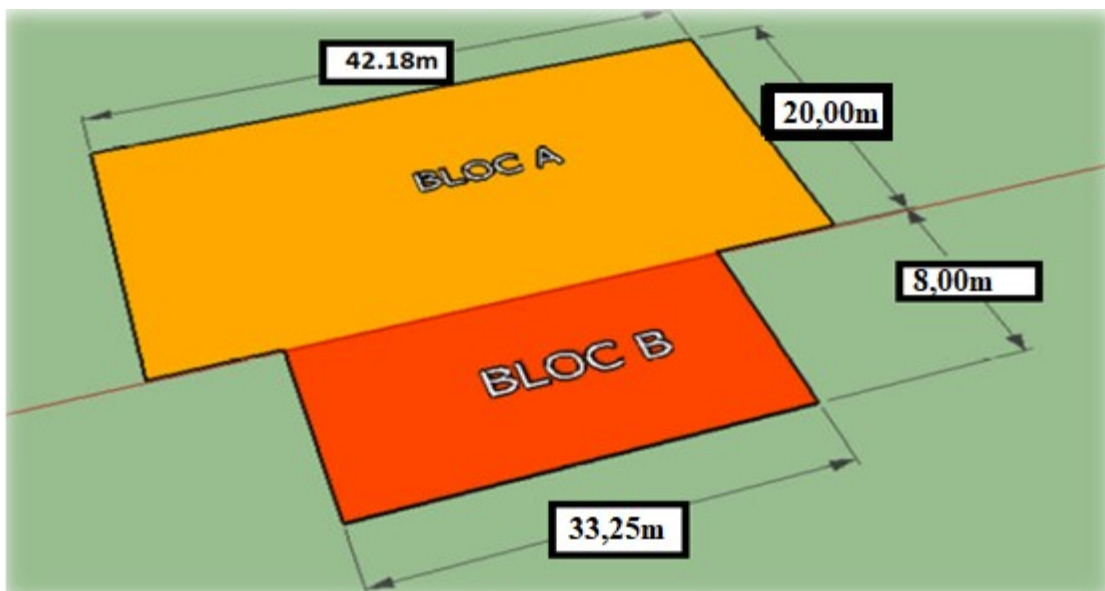


Figure I. 3: Données géométrique en plan du projet.

Les données géométriques de l'ouvrage sont :

- Longueur totale  $L = 42.18\text{m}$
- Largeur totale  $I = 28.00\text{ m}$
- Hauteur  $H = 7.75\text{m}$

- Pente du versant de **10 %**

### I.4 Données relatives au site :

Ce projet est implanté à Tafraoui, wilaya d'Oran. Il est caractérisé par :

- Nature du Sol et Contrainte admissible : sol site S3 (Sol meuble) :  $\sigma_{sol} = 1bars$
- Altitude : **171m**
- Zone sismique : **IIa**
- Zone de neige par commune : **Zone B**
- Zone du vent : **Zone II**

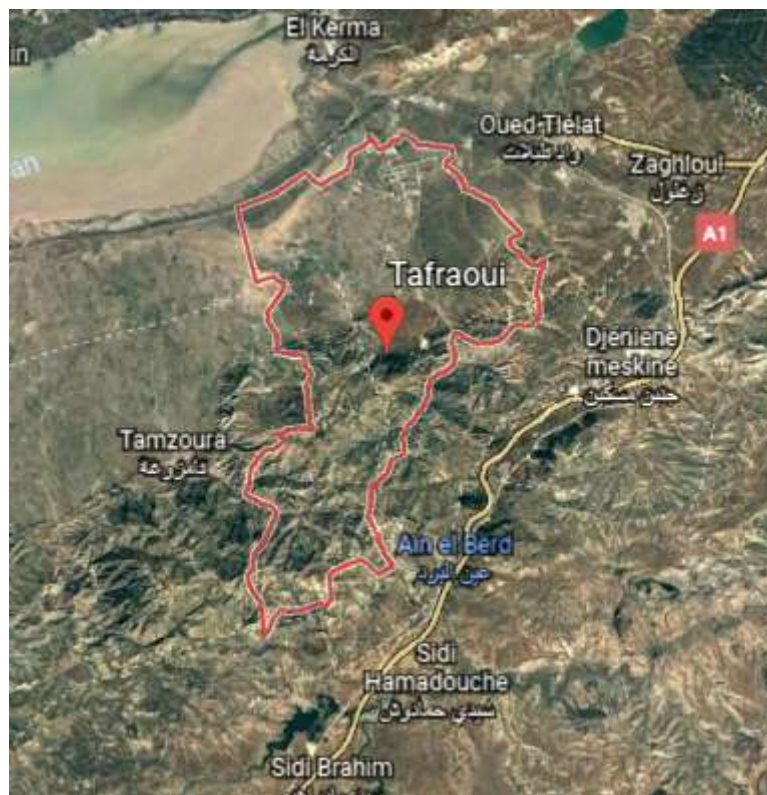


Figure I. 4: Commune de Tafraoui, wilaya d'Oran.

### I.5 Éléments de l'ouvrage :

- Toiture à deux versants de **10 %** de pente.
- Bardage et couverture en panneau sandwich.
- Portiques la salle abritant l'aire de jeu :
  - sens de pignon : portique de 20.0 m de portée.
  - sens de long pan : 7 portiques espacés de 6.0m.
- Portique vestiaire :
  - portique principale : 2 portiques de 2.5 m 5.0m de portée.

- portique secondaire : 5 portiques (2 travée de 7.5 m et 3 travée de 6.0m).
- Façades : la maçonnerie est exclue et remplacée par des lisses de bardages.
- Ouvertures : - la face principale de pignon possède 5 ouvertures. (l'autre côté 6 ouvertures).
  - la face principale de long pan possède 8 ouvertures (l'autre côté 7 ouvertures).
- Poteaux, pannes, lisses de bardages sont en profilés métalliques laminés a chaud.

### I.6 Règlements utilisés :

- **CCM97** : Règles de calcul des constructions métalliques.
- **EUROCODE 3** : Calcul des structures en acier selon les normes européennes.
- **EUROCODE 4** : Calcul des structures mixte.
- **DTR BC2.2** : Document technique règlementaire des charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- **RPA99-V.2003** : Règles parasismiques algériennes **version 2003**.
- **RNV-V2013** : Règlement neige et vent, **version 2013**.
- **BAEL91** : Béton armé aux états limites.

### I.7 LOGICIELS UTILISÉS :

- Auto CAD 2009 V14.
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016.

### I.8 Matériaux utilisés :

#### I.8.1 Les Couvertures :

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, ils sont constitués :

- De deux tôles de parement intérieur et extérieur.
- D'une âme en mousse isolante.
- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés.



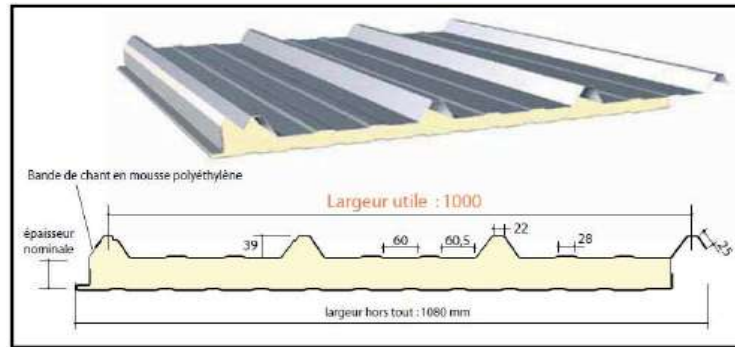


Figure I. 5: Panneau sandwich.

### I.8.2 Acier :

L'acier est un matériau obtenu par transformation qui associe le fer et le carbone dont le fer est l'élément prédominant dans sa composition.

- La résistance à la traction :  $F_u = 360 \text{ MPa}$
- La limite élastique :  $f_y = 235 \text{ MPa}$ .
- Le module de Young :  $E = 210000 \text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson :  $\nu = 0,2$ .
- Le Module d'élasticité transversal :  $G = 84000 \text{ MPa}$
- La masse volumique :  $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$

### I.8.3 Le béton :

- Le béton utilisé est dosé à  $350 \text{ Kg/m}^3$ .
- Le béton de propreté est dosé à  $150 \text{ kg/m}^3$ .

#### I.8.3.1 Les caractéristiques du béton :

- La résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- La résistance caractéristique à la traction :  $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$ .
- La masse volumique :  $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$ .

## I.9 Les assemblages :

### I.9.1 Le boulonnage :

Le boulonnage est le 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, des boulons ordinaires et de hautes résistances sont utilisés dans cette présente étude.

### **I.9.2 La soudure :**

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

# **CHAPITRE- II**

## **EVALUATION DES**

### **CHARGES ET**

### **SURCHARGES**



## **II.1 Introduction :**

Dans ce chapitre, On définit les différentes charges agissantes sur la structure. Elles se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitations, des effets climatiques (neige et vent).

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, en utilisant les règlements suivant:

- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire charges permanentes et charges d'exploitations.
- **RNV-V2013** : Règles définissant les effets de la neige et du vent.

## **II.2 Charges permanentes et charges d'exploitations :**

### **II.2.1 Les charges permanentes :**

Les charges permanentes notées par « G » sont des charges qui ne varient pas dans le temps. Il s'agit du poids propre de la structure elle-même, ainsi que de l'équipement de l'ouvrage tel que (la couverture, les revêtements, les plafonds, les différentes installations,...). Elles sont données dans les documents techniques pourvus par le fournisseur.

- Bardage : Tôle lisse LL80 .....12,75 daN/m<sup>2</sup> (**Annexe 1**)
- Toiture : Tôle nervurée TL75 .....14,2 daN/m<sup>2</sup> (**Annexe 1**)

#### **II.2.1.1 Pour la Maçonnerie : (DTR B.C.2.2)**

- Cloisons de répartition (ep=10cm) .....90daN/m<sup>2</sup>
  - Cloisons de façade en double parois (ép = 10 cm) .....180 daN/m<sup>2</sup>
  - Enduit en mortier ..... 18 daN/m<sup>2</sup>
  - Enduit plâtre ..... 10 daN/m<sup>2</sup>
- $G_{\text{cloison}}=298\text{daN/m}^2$

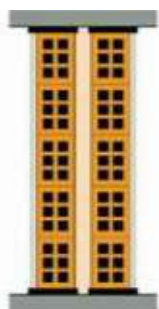


Figure II. 1: Cloison de façade.

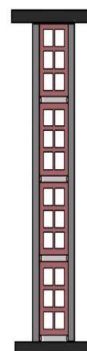


Figure II. 2: Cloison de répartition.

**II.2.1.2 Pour le Plancher de terrasse inaccessible : (DTR B.C.2.2)**

Qui sera en plancher mixte collaborant de 10cm d'épaisseur et repose sur un coffrage perdu (HI-bond55) :

- Dalle en béton (ep=10cm)..... 250daN/m<sup>2</sup>
  - Isolation thermique (blocs de liège : ep = 4cm) ..... 16daN/ m<sup>2</sup>
  - Etanchéité multicouche (2cm).....12daN/m<sup>2</sup>
  - Gravillon protection de l'étanchéité..... 20daN/m<sup>2</sup>
  - Faux plafond (plaque de plâtre)..... 9daN/m<sup>2</sup>
  - Dalle flottante en béton (pente)(ep=10).....220daN/m<sup>2</sup>
  - Tôle d'acier nervuré HI-bond55 (coffrage perdu).....11,63daN/m<sup>2</sup> (**Annexe 1**)
- $G_{\text{ter}}=538,63\text{daN/m}^2$

**II.2.2 Les charges d'exploitations : (DTR B.C.2.2)**

- Charge d'entretien ..... 100daN
- Plancher terrasse inaccessible ..... 100 daN/m<sup>2</sup>

**II.3 Charges climatiques :****II.3.1 Effet de la neige:**

Le règlement **RNV-V2013** a pour objet de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

La charge caractéristique de neige **S** par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autres surfaces soumises à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante : (**Éq 1- partie 1- RNV-V2013**)

$$S = \mu \times S_k \text{ [KN/m}^2\text{]} \quad (\text{II. 1})$$

Avec :

**SK (KN /m<sup>2</sup>)**: est la charge de neige sur le sol donnée par le règlement **RNV-V2013** dans le paragraphe 4, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

**μ** : est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

**II.3.1.1 Calcul de la charge de neige sur le sol :**

La charge de neige sur le sol **SK** par unité de surface est une fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

D'après la carte de zonage de la neige en Algérie, la wilaya d'Oran est située en B :  
(RNV-V2013 -partie 1 (4))

$$SK = \frac{0.04H+10}{100} [\text{KN/m}^2] \quad (\text{II. 2})$$

**H** : Altitude du site considéré par rapport au niveau de la mer.

Pour notre site : l'altitude **H = 171 m. (Taфраoui)**

Donc : **SK = 0,168 KN/m².**

### II.3.1.2 Neige sur la toiture :

#### -La salle abritant l'aire de jeux :

Dans notre projet on a une toiture à un seul versant avec une faible pente, le calcul de coefficient de forme se fait comme suit :

On a :

$\alpha$  : la pente du versant

$$\alpha = 5,71^\circ$$

D'après le tableau (P24 ,RNV-V2013),  $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$  :

$$\mu = 0,8 \text{ donc :}$$

$$S1 = \mu.SK \Rightarrow S1 = 0,8 \times 0,168 = \mathbf{0,134 \text{ KN/m}^2}.$$

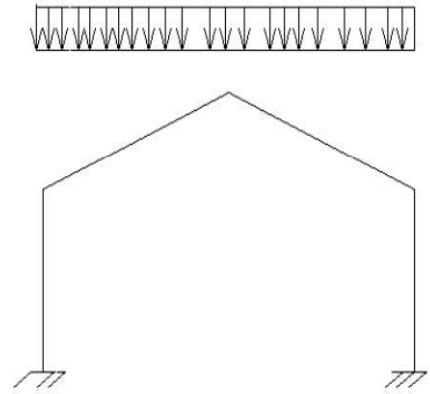


Figure II. 3: Action de la neige.

#### -Le vestiaire :

$\alpha = 0$ , d'après le tableau (P24 ,RNV-V2013),  $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$  :

$$\mu = 0,8 \text{ donc :}$$

$$S1 = \mu.SK \Rightarrow S1 = 0,8 \times 0,168 = \mathbf{0,134 \text{ KN/m}^2}.$$

### II.3.2 Effet du vent:

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales, parmi les actions horizontales on cite le vent, il peut agir par n'importe quelle direction.

L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun des éléments dépend des caractéristiques suivantes :

- Vitesse du vent.

- Catégorie de la construction et de ses proportions.
- Configuration locale du terrain (nature du site).
- Position par rapport au sol.

Les pressions engendrées par le vent sur les différentes surfaces de la structure dépendent des facteurs suivants :

- La région.
- Le terrain d'implantation (site).
- La hauteur de la structure.
- La forme géométrique de la structure.
- La forme de la toiture.

Selon le sens du vent et l'état des ouvertures de notre ouvrage, des différents cas on envisagés sont les suivants :

- Vent sur la façade principale avec surpression intérieure.
- Vent sur la façade principale avec dépression intérieure.
- Vent sur la façade latérale avec surpression intérieure.
- Vent sur la façade latérale avec dépression intérieure.
- Vent sur la toiture.

Les effets du vent sont étudiés conformément à la réglementation « Règlement neige et vent » - **RNV-V2013**.

-Si une face de la paroi est intérieure à la construction, l'autre extérieure, L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante : (**Éq 2.6- chapitre 2- RNV13-V13**)

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn} \cdot [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (\text{II. 3})$$

### II.3.2.1 Les coefficients du calcul :

#### II.3.2.1.1 Effet de la région ( $q_{ref}$ ) :

La pression dynamique de référence  $q_{ref}$  qui est fonction de la zone de vent et qui sera utilisée pour calculer la pression dynamique  $q_{dyn}(z)$ .

Pour notre structure qui est une structure permanente, elle sera implantée dans la zone **II** où la pression de référence est :  $q_{ref} = 435 \text{ N/m}^2$  donnée par le tableau **2.2 du RNV-V2013 (chapitre II)**.

#### II.3.2.1.2 Effet de site ( $k_t$ , $Z_0$ , $Z_{min}$ et $\mathcal{E}$ ) :

Les terrains sont classés en quatre catégories de **(I)** à **(IV)**, ils influent sur les couloirs d'écoulement du vent et sur l'effet venturi (intensification de la vitesse du vent dans des

couloirs). La structure sera implantée dans une zone à végétation basse (**catégorie II**), donc d'après le **tableau 2.4 (chapitre II) RNV-V2013**, les valeurs des paramètres sont les suivantes :

- Le facteur de terrain :  $k_t = 0,190$ .
- Le paramètre de rugosité :  $Z_0 = 0,05m$ .
- La hauteur minimale :  $Z_{min} = 2m$ .
- $\varepsilon = 0,52$  : coefficient utilisé pour le calcul de  $C_d$  (**chapitre III RNV-V2013**).

#### **II.3.2.1.3 Coefficient topographique ( $C_t$ ) :**

Le coefficient topographique  $C_t(z)$  prend en compte l'accroissement de la vitesse de vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, dénivellations...etc.

Les types de site et les valeurs de  $C_t(z)$  sont donnés par l'**équation 2.4 (Chapitre II) RNV-V2013**. Concernant notre ouvrage, on considère un site plat, pour lequel le coefficient topographique est :  $C_t = 1$ .

#### **II.3.2.1.4 Coefficient dynamique ( $C_d$ ) :**

Le coefficient dynamique  $C_d$  dépend du type et de la hauteur de la structure. (**Article 3.1 RNV-V2013**).

La structure du bâtiment étant une charpente métallique, dont la hauteur est inférieure à 15,0m, on prend  $C_d = 1$ .

#### **II.3.2.2 Détermination de la pression dynamique ( $q_{dyn}$ ) :**

Pour une structure permanente  $q_{dyn}$  est donnée par la formule suivante :  
(**Equation 2.1 (chapitre II) RNV-V2013**)

$$q_{dyn}(zj) = q_{ref} \times C_e(zj) \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (\text{II. 4})$$

Avec :

$q_{ref}$ : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.

$C_e$ : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité.

( $C_r$ ), et du coefficient de topographie ( $C_t$ ).

##### **II.3.2.2.1 Coefficient de rugosité : (Éq2.3-chapitre II-RNV-V2013)**

Le coefficient de rugosité  $C_r(z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$C_r(z) = \begin{cases} k_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m} \\ k_t \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) & \text{pour } Z \leq Z_{\min} \end{cases} \quad (\text{II. 5})$$

➤ On a  $Z=7,75\text{m}$  (Toiture)  $Z_{\min} = 2\text{m}$

Alors  $Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m} \implies C_r(z) = k_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$

$$C_r(z) = 0,190 \times \ln\left(\frac{7,75}{0,05}\right)$$

$$C_r(z) = 0,96$$

➤ On a  $Z=6,75\text{m}$  (Paroi verticale)  $Z_{\min} = 2\text{m}$

Alors  $Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m} \implies C_r(z) = k_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$

$$C_r(z) = 0,190 \times \ln\left(\frac{6,75}{0,05}\right)$$

$$C_r(z) = 0,93$$

#### **II.3.2.2.2 Intensité de la turbulence : (Éq 2.5-chapitre II-RNV-V2013)**

Il est donné par la formule suivante :

$$I_v(z) = \begin{cases} \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} & \text{Pour } Z_{\min} < Z \\ \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} & \text{Pour } Z \leq Z_{\min} \end{cases} \quad (\text{II. 6})$$

➤  $Z=7,75\text{m}$ , donc :  $Z_{\min} < Z$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{7,75}{0,05}\right)} = 0,198$$

➤  $Z=6,75\text{m}$ , donc :  $Z_{\min} < Z$

$$I_V(z) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{6,75}{0,05}\right)} = 0,203$$

### II.3.2.2.3 Coefficient d'exposition (Ce) : (Éq2.2-chapitre II-RNV-V2013)

Le coefficient d'exposition au vent  $C_e(z)$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol.  $C_e(z_j)$  est donné par :

$$C_e(z_j) = C_t^2(z_j) \times C_r^2(z_j) \times [1 + 7I_V(z_j)] \quad (\text{II. 7})$$

$$C_e(7,75) = 1^2 \times (0,96)^2 \times (1 + 7 \times 0,198) = 2,198$$

$$C_e(6,75) = 1^2 \times (0,93)^2 \times (1 + 7 \times 0,203) = 2,093$$

### II.3.2.2.4 Valeur de la pression dynamique ( $q_{dyn}$ ) :

Finalement, On obtient les valeurs de la pression dynamique comme suit: (Éq 2.1-chapitre 2-RNV-V2013) :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{ref} \times C_e(z_j) \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (\text{II. 4})$$

- Pour 7,75 m : (Toiture)

$$q_{dyn}(z_j) = 435 \times 2,198 = 952,6 \text{ N/m}^2$$

- Pour 6,75 m : (Paroi verticale)

$$q_{dyn}(z_j) = 435 \times 2,093 = 909,15 \text{ N/m}^2$$

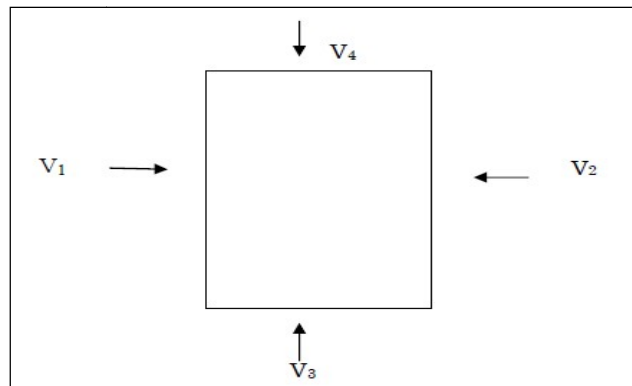


Figure II. 4: Les principales directions du vent.

### II.3.2.3 Vent perpendiculaire au long pan (directions $V_1$ ):

- Coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$ :

**-Paroi verticale :**

Le coefficient de pression extérieur  $C_{pe}$  dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée. (**Tableau 5.4 ,RNV-V2013**)

Avec :

**b** : La dimension perpendiculaire à la direction du vent.

**d** : La dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

(Éq 5.1- chapitre 5- RNV-V2013)

$$8) \begin{cases} C_{pe} = C_{pe.1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2, \\ C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2, \\ C_{pe} = C_{pe.10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2, \end{cases} \quad (\text{II.})$$

Dans notre cas :  $S = 284,71 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$

Alors  $C_{pe} = C_{pe.10}$

$e = \min \{b; 2h\} = \min \{42,18; 13,5\} \rightarrow e = 13,5 \text{ m}$  (Figure 5.1- chapitre 5- RNV 13)

$d > e; 20 > 13,5$

Donc, on a :

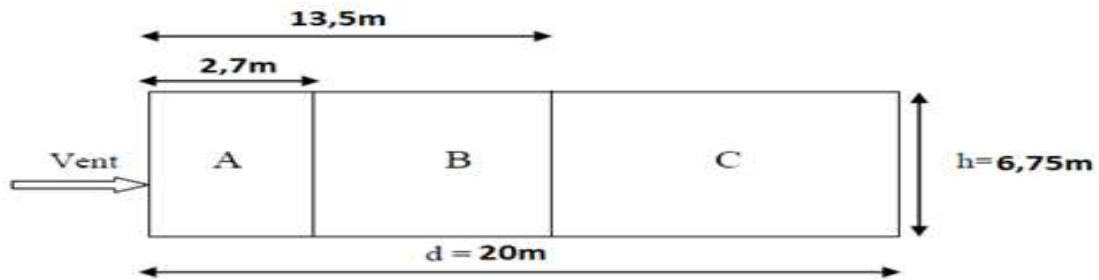


Figure II. 5: Vue en élévation V1.

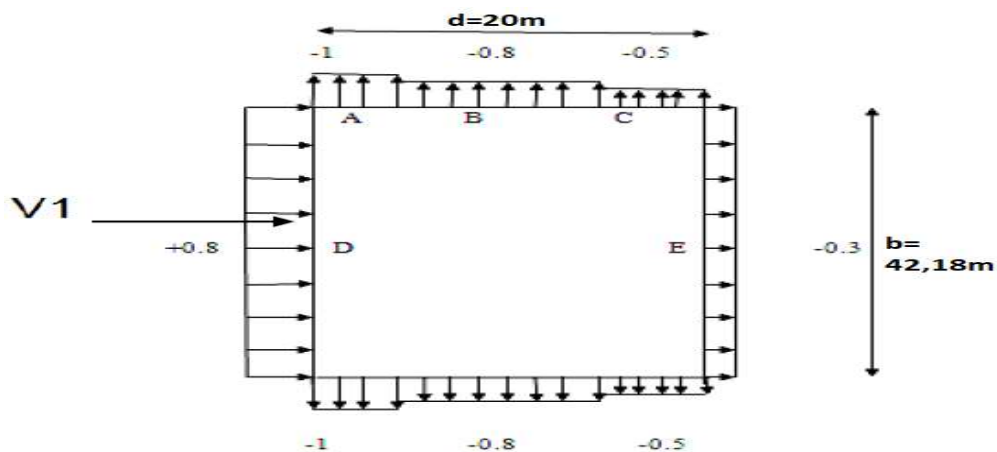


Figure II. 6: Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales.



**- Coupe sur toiture:**

La direction du vent est définie par un angle  $\Theta=0^\circ$  pour direction perpendiculaire au faitage, les coefficients de pression extérieure pour la toiture sont tirés du **(tableau 5.4 RNV-V2013)**

$$e=\min [b;2h]=\min [42,18 ; 15,5] \rightarrow e=15,5\text{m}$$

**(Figure 5.4-chapitre 5-RNV 13)**

Donc on a :

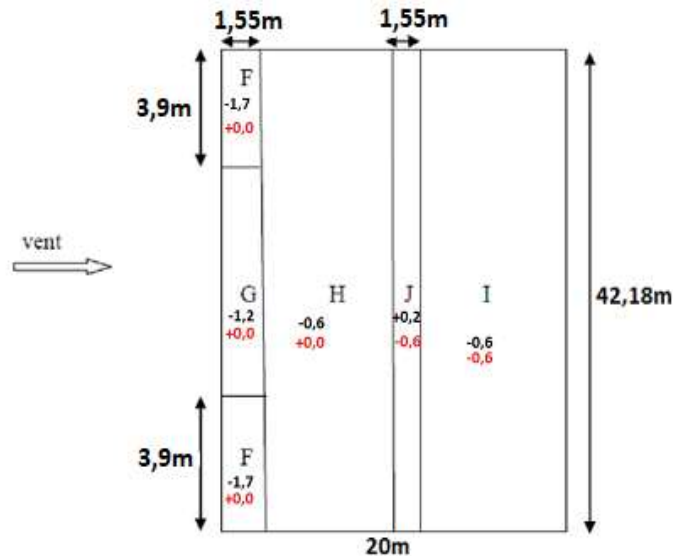


Figure II. 7: Légende pour les toitures à deux versants  $\Theta=0^\circ$ .

➤ **Calcul des coefficients de pression intérieure  $C_{pi}$ :**

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments sans cloisons intérieures (hall industriel par exemple) est donné par la **(figure 5.14 - RNV-V2013)** en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$  . **(Chapitre5-RNV-V2013-5.2.2.2)**

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} \quad (\text{II. 8})$$

$$\mu_p = \frac{8 \times (3,2 \times 0,6) + 2 \times (1,8 \times 2,5)}{8 \times (3,2 \times 0,6) + 7 \times (4,8 \times 0,6) + 2 \times (1,8 \times 2,5)}$$

$$\mu_p = 0,55$$

$$(h/d) = (7,75/20) = 0,38$$

$$\text{Par interpolation : } Tg \alpha = \frac{0,62 \times 0,05}{0,75} = 0,04$$

$$C_{pi} = 0,04 + 0,03 = 0,07$$

|          | Paroi verticale |          |                 |                           |          | Toiture             |                     |                       |                           |
|----------|-----------------|----------|-----------------|---------------------------|----------|---------------------|---------------------|-----------------------|---------------------------|
|          | $C_{pe}$        | $C_{pi}$ | $C_{pe}-C_{pi}$ | $q_j$ (N/m <sup>2</sup> ) |          | $C_{pe}$            | $C_{pi}$            | $C_{pe}-C_{pi}$       | $q_j$ (N/m <sup>2</sup> ) |
| <b>A</b> | - 1,0           | 0,07     | -1,07           | -972,79                   | <b>F</b> | -1,7<br><i>+0,0</i> | 0,07<br><i>0,07</i> | -1,77<br><i>-0,07</i> | -1686,10<br><i>-66,68</i> |
| <b>B</b> | -0,8            | 0,07     | -0,87           | -790,96                   | <b>G</b> | -1,2<br><i>+0,0</i> | 0,07<br><i>0,07</i> | -1,27<br><i>-0,07</i> | -1209,80<br><i>-66,68</i> |
| <b>C</b> | -0,5            | 0,07     | -0,57           | -518,21                   | <b>H</b> | -0,6<br><i>+0,0</i> | 0,07<br><i>0,07</i> | -0,67<br><i>-0,07</i> | -638,24<br><i>-66,68</i>  |
| <b>D</b> | +0,8            | 0,07     | 0,73            | 663,67                    | <b>I</b> | -0,6<br><i>-0,6</i> | 0,07<br><i>0,07</i> | -0,67<br><i>-0,67</i> | -638,24<br><i>-638,24</i> |
| <b>E</b> | -0,3            | 0,07     | -0,37           | -336,38                   | <b>J</b> | +0,2<br><i>-0,6</i> | 0,07<br><i>0,07</i> | 0,13<br><i>-0,67</i>  | 123,83<br><i>-638,24</i>  |

Tableau II. 1: Valeurs de pression relatives à chaque zone de la paroi verticale et de la toiture.

#### II.3.2.4 Vent perpendiculaire au long pan (directions $V_2$ ):

➤ Coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$ :

**-Paroi verticale :**

Dans ce cas :  $S=284,71\text{m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$

Alors  $C_{pe} = C_{pe \cdot 10}$

$e=\{b; 2h\}=\min \{42,18 ; 13,5\}$  , alors on obtient  $e=13,5\text{m}$

$d > e$  ;  $20 > 13,5$  ; Donc on a :

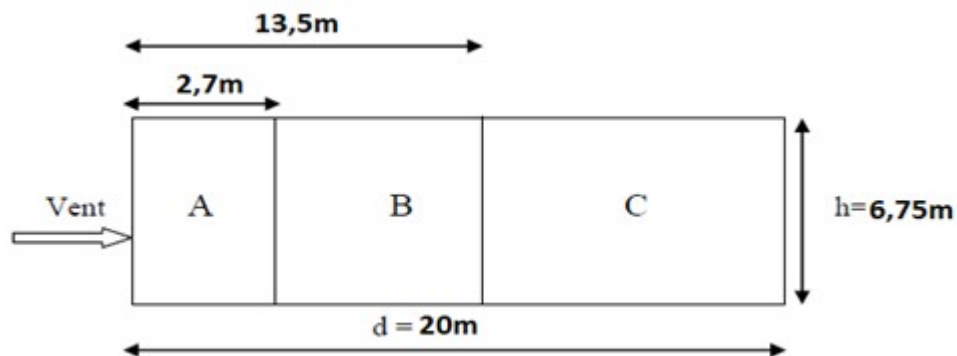


Figure II. 8: Vue en élévation V2.

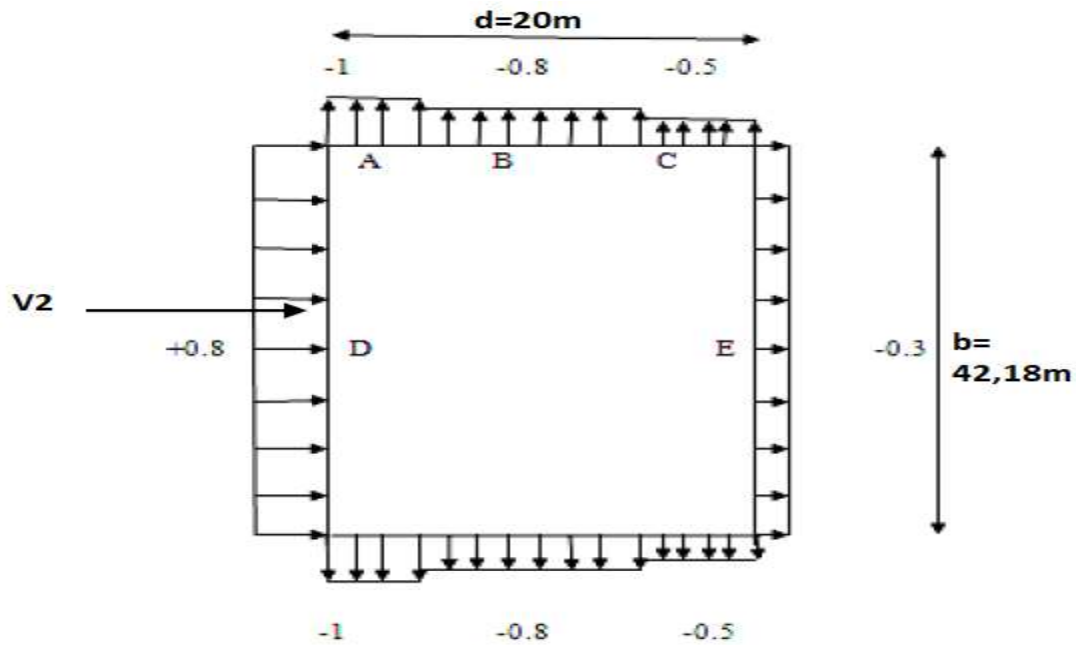


Figure II.9: Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales.

#### -Coupe sur toiture:

La direction du vent est définie par un angle  $\Theta=0^\circ$  pour direction perpendiculaire au faitage, les coefficients de pression extérieure pour la toiture sont tirés du (tableau 5.4- RNV-V2013)

$e=\min \{b; 2h\}=\min \{42,18 ; 15,5\}$  , alors on obtient  $e=15,5m$

Donc on a :

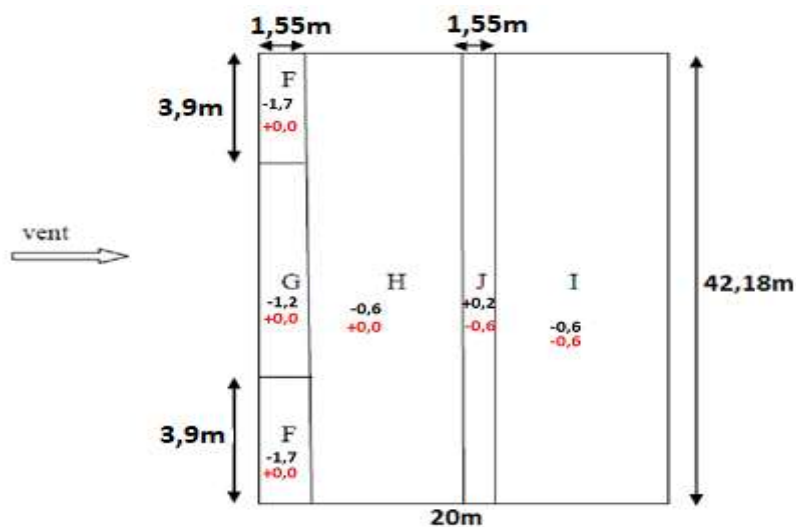


Figure II. 10: Légende pour les toitures à deux versants  $\Theta=0^\circ$ .

➤ **Calcul des coefficients de pressions Intérieure  $C_{pi}$  :**

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} \quad (\text{II. 9})$$

puisque  $\mu_p=0,79$ , alors on a  $C_{pi} = -0,21$

| Paroi verticale |          |          |                 |                              | Toiture  |                      |                       |                       |                              |
|-----------------|----------|----------|-----------------|------------------------------|----------|----------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------------|
|                 | $C_{pe}$ | $C_{pi}$ | $C_{pe}-C_{pi}$ | $q_j \text{ (N/m}^2\text{)}$ |          | $C_{pe}$             | $C_{pi}$              | $C_{pe}-C_{pi}$       | $q_j \text{ (N/m}^2\text{)}$ |
| <b>A</b>        | - 1,0    | -0,21    | -0,79           | -718,22                      | <b>F</b> | -1,7<br><i>+0,00</i> | -0,21<br><i>-0,21</i> | -1,49<br><i>+0,21</i> | -1419,37<br><i>200,04</i>    |
| <b>B</b>        | -0,8     | -0,21    | -0,59           | -536,39                      | <b>G</b> | -1,2<br><i>+0,00</i> | -0,21<br><i>-0,21</i> | -0,99<br><i>+0,21</i> | -943,07<br><i>200,04</i>     |
| <b>C</b>        | -0,5     | -0,21    | -0,29           | -263,65                      | <b>H</b> | -0,6<br><i>+0,00</i> | -0,21<br><i>-0,21</i> | -0,39<br><i>+0,21</i> | -371,51<br><i>200,04</i>     |
| <b>D</b>        | +0,8     | -0,21    | 1,01            | 918,24                       | <b>I</b> | -0,6<br><i>-0,6</i>  | -0,21<br><i>-0,21</i> | -0,39<br><i>-0,39</i> | -371,51<br><i>-371,51</i>    |
| <b>E</b>        | -0,3     | -0,21    | -0,09           | -81,82                       | <b>J</b> | +0,2<br><i>-0,6</i>  | -0,21<br><i>-0,21</i> | 0,41<br><i>-0,39</i>  | 390,56<br><i>-371,51</i>     |

Tableau II. 2: Valeurs de pression relatives à chaque zone des parois verticales et de la toiture.

**II.3.2.5 Vent perpendiculaire au pignon (directions  $V_3, V_4$ ):**

➤ **Coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$ :**

**-Paroi verticale :**

Dans ce cas :  $S=135 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$

Alors  $C_{pe} = C_{pe.10}$

$e=\min \{b; 2h\} = \min \{20; 13,5\}$  , alors on obtient  $e=13,5\text{m}$

$d > e$  ;  $42,18 > 13,5$

Donc on a :

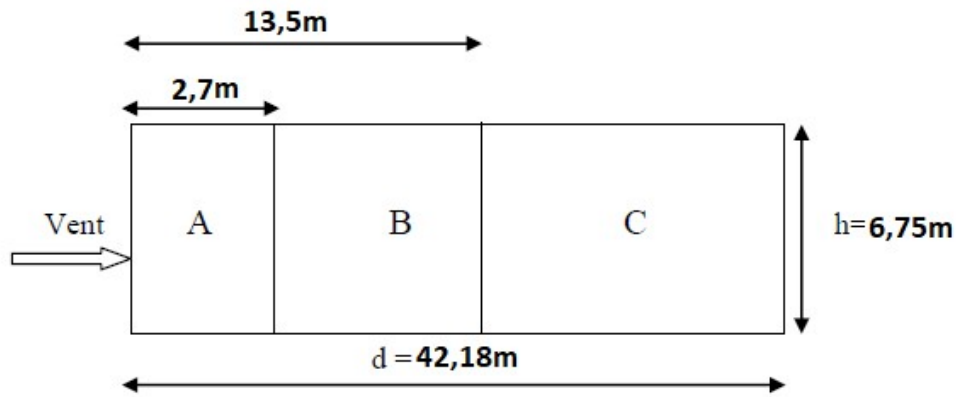


Figure II. 11: Vue en élévation V3, V4.

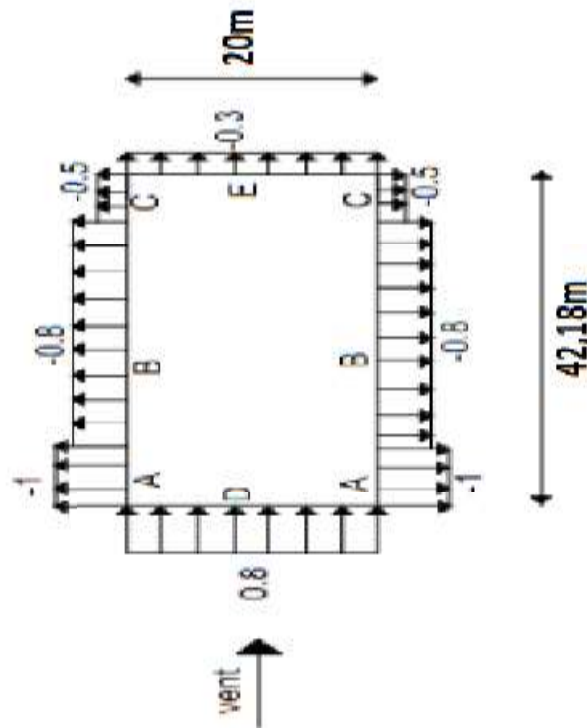


Figure II. 12: Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales.

#### -Coupe sur toiture:

La direction du vent est définie par un angle  $\Theta=90^\circ$  pour direction parallèle au faitage, les coefficients de pression extérieure pour la toiture sont tirés du **(tableau 5.4 -RNV-V2013)**.

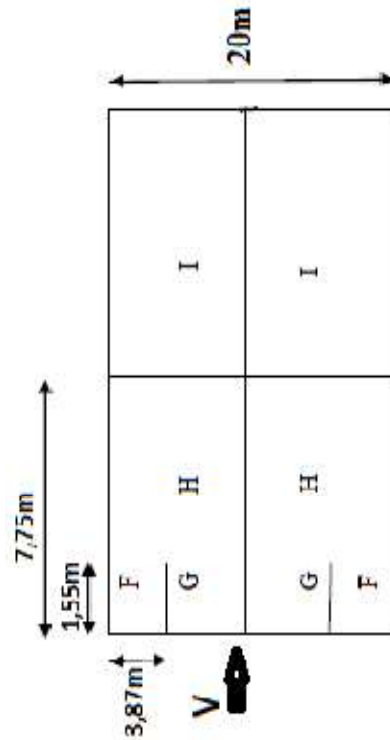


Figure II. 13: Légende pour les toitures à deux versants  $\Theta=90^\circ$ .

➤ Calcul des coefficients de pressions Intérieure  $C_{pi}$  :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} \quad (\text{II. 9})$$

$$\mu_p = 0,83 \quad \Rightarrow \quad C_{pi} = -0,22$$

|          | Paroi verticale |          |                 |                              | Toiture  |          |          |                 |                              |
|----------|-----------------|----------|-----------------|------------------------------|----------|----------|----------|-----------------|------------------------------|
|          | $C_{pe}$        | $C_{pi}$ | $C_{pe}-C_{pi}$ | $q_j \text{ (N/m}^2\text{)}$ |          | $C_{pe}$ | $C_{pi}$ | $C_{pe}-C_{pi}$ | $q_j \text{ (N/m}^2\text{)}$ |
| <b>A</b> | - 1,0           | -0,22    | -0,78           | -709,13                      | <b>F</b> | -1,60    | -0,22    | -1,38           | -1314,58                     |
| <b>B</b> | -0,8            | -0,22    | -0,58           | -527,30                      | <b>G</b> | -1,30    | -0,22    | -1,08           | -1028,80                     |
| <b>C</b> | -0,5            | -0,22    | -0,28           | -254,56                      | <b>H</b> | -0,70    | -0,22    | -0,48           | -457,24                      |
| <b>D</b> | +0,8            | -0,22    | 1,02            | 927,33                       | <b>I</b> | -0,60    | -0,22    | -0,38           | -361,98                      |
| <b>E</b> | -0,3            | -0,22    | -0,08           | -72,37                       |          |          |          |                 |                              |

Tableau II. 3: Valeurs de pression relatives à chaque zone de la paroi verticale et de la toiture.

## **II.4 CONCLUSION :**

Dans ce chapitre nous avons défini les différentes valeurs représentatives des charges agissantes sur la structure telles que : les charges permanentes, les charges d'exploitations et les charges climatiques.

**CHAPITRE- III**  
**ETUDES DES**  
**ELEMENTS**  
**SECONDAIRES**



### III.1 Introduction :

Ce chapitre consiste à dimensionner et vérifier les différents éléments secondaires de la structure.

### III.2 Chéneaux et descente des eaux pluviales : (Annexe 2)

Le chéneau a pour rôle l'évacuation des eaux pluviales et éviter leurs stagnation afin d'assurer une bonne étanchéité de la toiture de la construction.

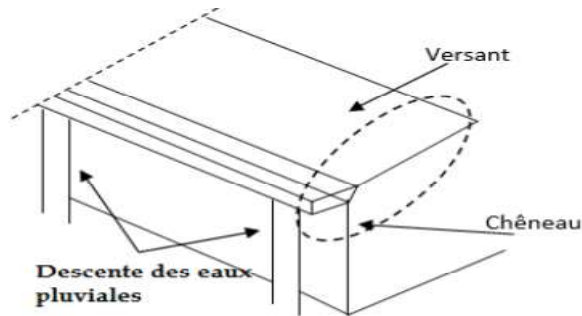


Figure III. 1: Chéneau d'eau.

#### III.2.1 Calcul de la section du chéneau et des descentes d'eau:

La section des descentes sera déterminée comme suit :

$$\frac{s}{S} \geq \frac{6,3}{\sqrt{\frac{s}{d} \cdot p}} \quad (\text{III. 1})$$

Avec :

- **s** : section transversale du chéneau en cm<sup>2</sup>
- **S** : surface couverte intéressant le chéneau en m<sup>2</sup>
- **d** : périmètre de la section mouillée du chéneau en cm
- **p** : pente du chéneau

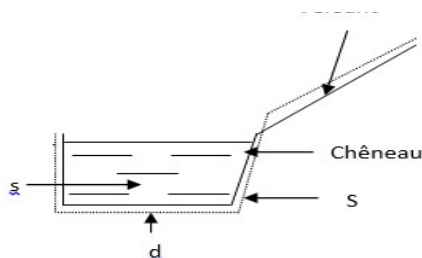


Figure III. 3: Coupe transversale du chéneau.

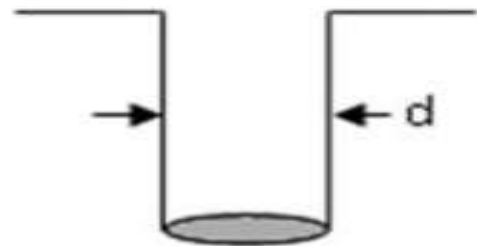


Figure III. 2: Moignon cylindrique.

### III.2.2 Diamètre des descentes d'eaux

$$S = 10 \times 42,18 = 421,8 \text{ m}^2$$

Suivant l'abaque  $\Rightarrow$   $\left\{ \begin{array}{l} S = 480 \text{ m}^2 \\ d = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$  (Annexe 2)

### III.3 Calcul des pannes :

#### III.3.1 Définition :

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges appliquée aux traverses ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitations et climatiques.

Elles sont réalisées soit en profilé formé a chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilé formée a froid en (Z), (U), ( $\Sigma$ ) ou en treillis pour les portées > 10 m.

Pour notre cas, on utilisera des profilés en I laminés à chaud.

#### III.3.2 Principe de calcul :

- Les charges permanentes et la charge de la neige sont appliquées dans le sens de gravitation.
- Le vent agit perpendiculairement à la face des éléments (axe de grande inertie).
- On prend la combinaison la plus défavorable.

#### III.3.3 Moment maximum pour une poutre continue sur 8 appuis :

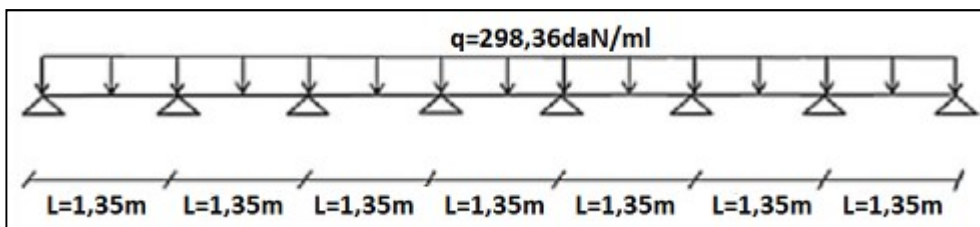


Figure III. 4: Schéma statique de la couverture.

D'après l'abaque de MACQUART :

(Annexe 3)

$$\begin{cases} M_{\max}=0,845M_0 \rightarrow M_{\max}=0,106ql^2 \\ F_{\max}=0,49f_0 \end{cases}$$

$$\frac{M_{\max}}{W} < f_y \quad (\text{III. 2})$$

$$\rightarrow M_{\max} < f_y \times W$$

$$0,106ql^2 < f_y \times W$$

$$L < \sqrt{\frac{f_y \times W}{0,106q}} \rightarrow L < \sqrt{\frac{49 \times 10^{-6} \times 160 \times 10^5}{0,106 \times 2,36}} = 4,97 \text{ m} \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

On prend  $L=1,35 \text{ m}$

### III.3.4 Vérification de la flèche :

$$f = \frac{5 l^4 \times q}{384 \times E \times I} < \frac{l}{200} \quad (\text{III. 3})$$

$$0,49 \frac{5 \times 195,72 \times 10^{-2} (135)^4}{384 \times 2110^5 \times 247,7} < \frac{135}{200}$$

$$f = 0,007 \text{ cm} < 0,675 \text{ cm} \quad \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

### III.3.5 Données de calcul :

- Chaque panne repose sur 2 appuis.
- Le porté entre-axe des pannes  $e=1,35\text{m}$  (espace entre 2 pannes).
- On dispose de 8 lignes de pannes sur le versant de toiture.
- La pente du versant est  $\alpha=5,71^\circ$ .
- Les pannes sont en acier S235.

### III.3.6 Evaluation des charges et surcharges :

#### III.3.6.1 Charges permanentes :

Poids propre du panneau sandwich TL75 (Annexe 1).....  $G_c = 14,20 \text{ Kg/m}^2$

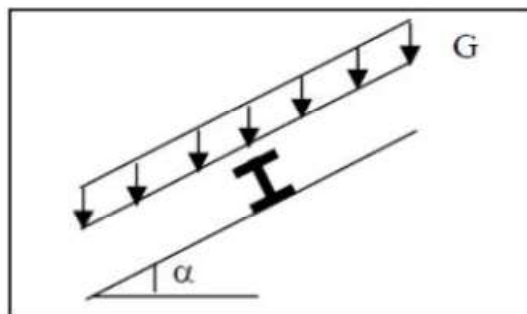


Figure III. 5: Cas de charges permanentes.

$$G_c = 14,20 \times 1,35 = 19,17 \text{ daN/ml}$$

### III.3.6.2 La charge d'entretien :

La toiture est inaccessible donc, la charge d'entretien est égale aux poids d'un ouvrier et son assistant. Elle est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne où bien pour simplifier, on convertit la charge ponctuelle à une charge uniformément répartie.

La charge uniformément répartie est obtenue en égalisant les deux moments maximaux :

$$M_{max} = \frac{pl}{3} = \frac{Q_{eq}l^2}{8} \quad (III. 4)$$

$$\Rightarrow Q_{eq} = \frac{8pl}{3l} = \frac{8 \times 10}{3 \times 6} = 44,44 \text{ daN/ml}$$

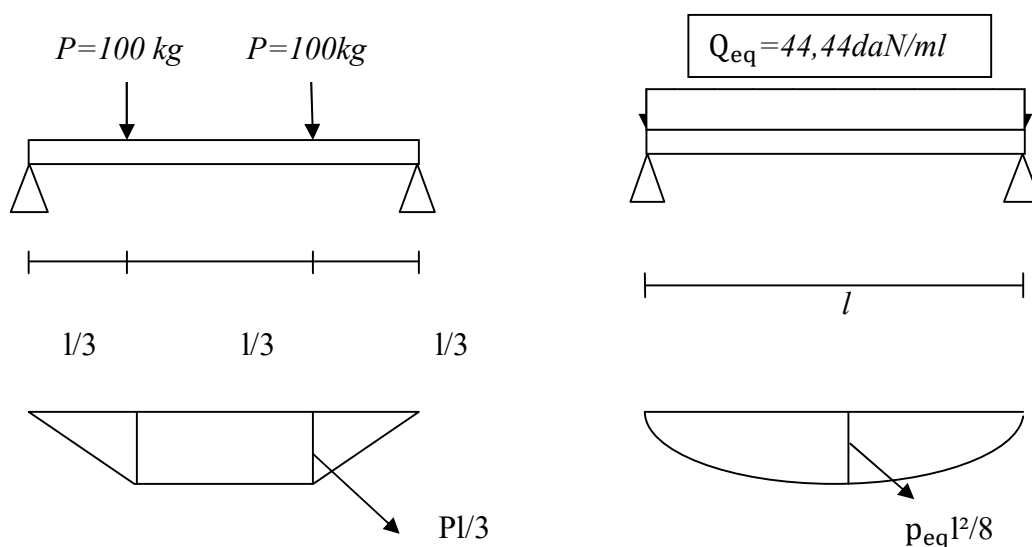


Figure III. 6: Calcul des moments maximaux.

### III.3.6.3 Surcharges climatiques :

#### III.3.6.3.1 Surcharge de neige ( $Q_s$ ) :

Neige (par unité de surface horizontale ( $S = 13,4 \text{ daN/m}^2$ )). La charge linéique verticale sur les pannes est:

$$Q_s = 13,4 \times 1,35 \rightarrow Q_s = 18,09 \text{ daN/ml}$$

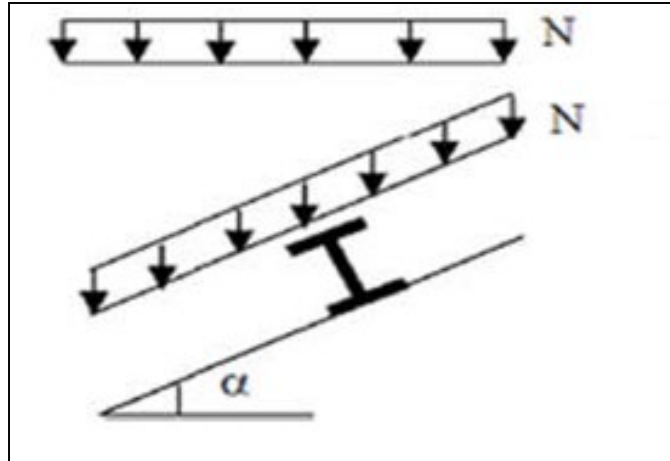


Figure III. 7: Cas de charge de la neige.

### III.3.6.3.2 Surcharge du vent ( $Q_V$ ) :

Vent (dépression extérieure maximale en toiture  $V = -168,61 \text{ daN/m}^2$ )

Charge perpendiculaire sur les pannes :  $Q_V = 168,61 \times 1,35 \rightarrow Q_V = 227,62 \text{ daN/ml}$

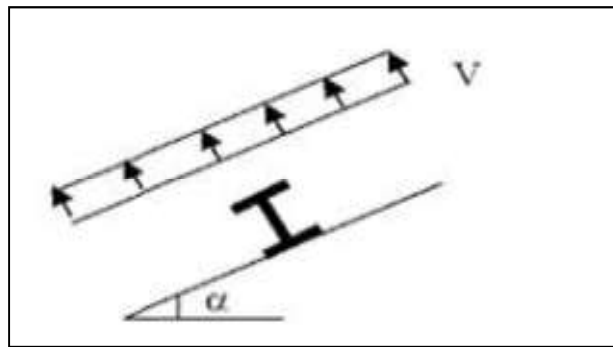


Figure III. 8: Cas de la charge du vent.

On estime le profilé **IPE140**:

| Profile | poids     | Section              | Dimensions |         |                      |                      |         | Caractéristiques                  |                                   |                                      |                                      |                      |                      |
|---------|-----------|----------------------|------------|---------|----------------------|----------------------|---------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|----------------------|----------------------|
|         | P<br>Kg/m | A<br>cm <sup>2</sup> | H<br>mm    | B<br>Mm | t <sub>f</sub><br>Mm | t <sub>w</sub><br>Mm | D<br>Mm | I <sub>y</sub><br>cm <sup>4</sup> | I <sub>z</sub><br>cm <sup>4</sup> | W <sub>pl y</sub><br>cm <sup>3</sup> | W <sub>pl z</sub><br>cm <sup>3</sup> | i <sub>y</sub><br>Cm | i <sub>z</sub><br>cm |
| IPE140  | 12,9      | 16,4                 | 140        | 73      | 6,9                  | 4,7                  | 112,2   | 541,2                             | 44,92                             | 88,34                                | 19,25                                | 5,74                 | 1,65                 |

Tableau III. 1: Caractéristiques du profilé IPE140

- **Décompositions des charges:**

- **Suivant l'axe Z-Z**

$$G_{cz} = G_c \cos \alpha = 19,17 \cos 5,71^\circ = 19,07 \text{ daN/ml}$$

$$G_{pz} = G_p \cos \alpha = 12,9 \cos 5,71^\circ = 12,83 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{eqz} = Q_{eq} \cos \alpha = 0,444 \cos 5,71^\circ = 44,21 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{Vz} = 227,62 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{Sz} = Q_s \cos \alpha = 18,09 \cos 5,71^\circ = 18 \text{ daN/ml}$$

➤ **Suivant l'axe Y-Y**

$$G_{cy} = G_c \cdot \sin \alpha = 19,17 \sin 5,71^\circ = 1,90 \text{ daN/ml}$$

$$G_{py} = G_p \sin \alpha = 12,9 \sin 5,71^\circ = 1,28 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{eqy} = Q_{eq} \cos \alpha = 0,444 \cos 5,71^\circ = 4,42 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{Vy} = 0 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{Sy} = Q_s \cdot \sin \alpha = 18,09 \sin 5,71^\circ = 1,79 \text{ daN/ml}$$

### **III.3.6.3.3 Combinaisons des charges:**

Remarque :  $G = G_c + G_p$

**-Risque de la neige :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_y = 1,35 G + 1,5 Q_{Sy} \rightarrow 1,35 (1,90 + 1,28) + 1,5 (1,79) = 6,97 \text{ daN/ml} \\ Q_z = 1,35 G + 1,5 Q_{Sz} \rightarrow 1,35 (19,07 + 12,83) + 1,5 (18) = 70,06 \text{ daN/ml} \end{array} \right.$$

**-Risque du vent :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_y = 1,35 G + 1,5 Q_{Vy} \rightarrow 1,35 (1,90 + 1,28) + 1,5 (0) = 4,29 \text{ daN/ml} \\ Q_z = 1,35 G + 1,5 Q_{Vz} \rightarrow 1,35 (19,07 + 12,83) + 1,5 (-227,62) = 298,36 \text{ daN/ml} \end{array} \right.$$

**-Risque de la charge d'entretien :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_y = 1,35 G + 1,5 Q_{eqy} \rightarrow 1,35 (1,90 + 1,28) + 1,5 (4,42) = 10,92 \text{ daN/ml} \\ Q_z = 1,35 G + 1,5 Q_{eqz} \rightarrow 1,35 (19,07 + 12,83) + 1,5 (44,21) = 109,38 \text{ daN/ml} \end{array} \right.$$

➤ **La charge la Plus défavorable est celle du vent :**

$$Q_y = 4,29 \text{ daN/ml}$$

$$Q_z = 298,36 \text{ daN/ml}$$

### **III.3.6.3.4 Calcul des moments sollicitant $M_{sd}$ :**

✓ **Plan y-y**

$$M_{y.sd} = \frac{Q_z \times l^2}{8} \quad \text{(III. 5)}$$

$$M_{y.sd} = \frac{298,36 \times 6^2}{8} = 1342,62 \text{ daN.m}$$

✓ **Plan z-z**

$$M_{z.sd} = \frac{Q_y \times l^2}{8} \quad (\text{III. 5})$$

$$M_{z.sd} = \frac{4,29 \times 6^2}{8} = 19,30 \text{ daN.m}$$

### III.3.6.3.5 Conditions des flèches avec poids propre à ELS :

$$(19,07+12,83)+(-227,62)=195,72 \text{ daN/ml}$$

$$(1,90+1,28)+(0)=3,18 \text{ daN/ml}$$

✓ **Plan y-y**

$$f = \frac{5 l^4 \times q_y}{384 \times E \times I_z} \quad (\text{III. 3})$$

$$f_{adm} = \frac{L_y}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f < f_{adm} \rightarrow f_z = \frac{5 \times 3,18 \cdot 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 44,92} = 0,56 \text{ cm}^4$$

✓ **Plan z-z**

$$f = \frac{5 l^4 \times q_z}{384 \times E \times I_z} \quad (\text{III. 3})$$

$$f_{adm} = \frac{L_y}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f < f_{adm} \rightarrow f_y = \frac{5 \times 195,72 \cdot 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 541,2} = 2,90 \text{ cm}^4$$

- **Classe du profilé IPE 140 : (Tableau 53.1-CCM97)**

a) **Classe de l'âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad (\text{III. 6})$$

Avec :  $\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

$$\frac{112}{4.7} \leq 72$$

$23,82 \leq 72 \Rightarrow$  L'âme est de classe I

**b) Classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad (\text{III. 7})$$

Avec :  $\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

$$\Rightarrow \frac{73/2}{6,9} \leq 10$$

$5,28 \leq 10 \Rightarrow$  la semelle est de classe I

Donc ,la section du profilé global est de classe I

### III.3.7 Vérification de la stabilité de la panne

#### III.3.7.1 Vérification des contraintes

Pour les pannes sollicitées en flexion déviée, il faut vérifier que : **(CCM97 art 5.4.8.1 (11))**

$$\left( \frac{M_{y, sd}}{\frac{M_{y, pl, rd}}{\gamma_{M1}}} \right)^{\alpha} + \left( \frac{M_{z, sd}}{\frac{M_{z, pl, rd}}{\gamma_{M1}}} \right)^{\beta} \leq 1 \quad (\text{III. 8})$$

Avec : (profilé en I, classe 1)

$\alpha = 2$  ;  $\beta = 5n \geq 1$        $n = N_{sd}/N_{pl, rd} = 0 \rightarrow \beta = 1$

$$M_{pl, yrd} = W_{ply, rd} F_y \quad (\text{III. 9})$$

$M_{ply, rd} = 88,34 \times 2350 \cdot 10^{-1} = 2075,99 \text{ daN.m}$

$$M_{pl, zrd} = W_{plz, rd} F_y \quad (\text{III. 9})$$

$M_{plz, rd} = 19,25 \times 2350 \cdot 10^{-1} = 425,37 \text{ daN.m}$

$$\left( \frac{1342,62}{\frac{2075,99}{1,1}} \right)^2 + \left( \frac{19,30}{\frac{425,37}{1,1}} \right)^1 = 0,38 \leq 1 \quad \dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

Donc, les pannes en IPE140 vérifient les contraintes de la flexion déviée.



### **III.3.7.2 Résistance de la panne au déversement (CCM97 art 5.5.2)**

Le déversement par la flexion des pannes est un phénomène d'instabilité qui provoque une déformation latérale et se manifeste au niveau des parties comprimées de la section sous l'action du vent en soulèvement.

Le moment résistant de déversement est donné par la relation suivante : (**Équation 5.48-CCM97**) :

$$M_{b,Rd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{III. 10})$$

Avec :  $\beta_w = 1$  (Section de classe 1)

$\chi_{lt}$  : est le facteur de réduction pour le déversement

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \lambda_{Lt}^{-2}})} \quad (\text{III. 11})$$

Avec: 
$$\begin{cases} \phi_{Lt} = 0,5[1 + \alpha_{Lt}(\lambda_{Lt}^{-2} - 0,2) + \lambda_{Lt}^{-2}] \\ \alpha_{Lt} = 0,21 \quad \text{Pour les profilés laminés} \end{cases}$$

$$\lambda_{Lt} = \left[ \frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w} \quad (\text{III. 12})$$

D'après, (CCM97 art B.2.2 (B.14)):

$$\lambda_{Lt} = \frac{L \times \left[ \frac{W_{ply}^2}{I_z \times I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}} \quad (\text{III. 13})$$

$$\lambda_{Lt} = 84,56$$

$c_1 = 1,132$  (charge uniformément répartie) **(Tableau B.12 CCM97)**

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21.10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

$I_t$ : Moment d'inertie de torsion IPE140 = 2,45 cm<sup>4</sup>

$I_w$ : Moment d'inertie de gauchissement IPE140 = 1,98 × 10<sup>-3</sup> cm<sup>6</sup>

$I_z$ : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie IPE140 = 44,92 cm<sup>4</sup>

$$\lambda_{Lt} = 150,3 \lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\lambda_{Lt} = \left[ \frac{84,56}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 0,9$$

$$\phi_{Lt}=0,5[1+0,21(0,9-0,2)+0,9^2]=0,97$$

$$\chi_{lt}=\frac{1}{(0,97+\sqrt{0,97^2-0,90^2})}=0,75$$

$$M_{b,Rd}=\frac{0,75 \times 1 \times 88.34 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^5}{1,1} = 1415,44 \text{ daN.m}$$

$$M_{y, sd} = 1342,62 \text{ daN.m} \leq M_{b,Rd} = 1415,44 \text{ daN.m} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

### III.3.7.3 Résistance au voilement par cisaillement :

Selon le CCM97, la résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies ayant un rapport : **(CCM97 art 5.6.1(1))**

$$\frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon \quad \text{(III. 14)}$$

Avec : 
$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

On a : 
$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,82 \leq 69 \varepsilon$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

### III.3.7.4 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme : (art 5.7.7(1) CCM97)

La stabilité au flambement sera vérifiée si la condition suivante est satisfaite : **(équation 5.80 CCM97)**

$$d/t_w \leq K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad \text{(III. 15)}$$

Avec :

- $A_w = t_w \times (h - 2 t_f) = 593,14 \text{ mm}^2$  (aire de l'âme)
- $A_{fc} = b \cdot t_f = 73,69 \times 503,7 = 503,7$  (aire de la semelle comprimée)
- $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  (limite d'élasticité de la semelle comprimée)
- $E = 21.10^4 \text{ N/mm}^2$  (module d'élasticité)
- $K = 0,3$  (semelle de classe I)

**AN:** 
$$\begin{cases} K \times \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{593,14}{503,7}} = 290,91 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,82 < 290,91 \end{cases} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

Le profilé choisi IPE 140 convient pour les pannes de notre structure

**III.4 Calcul des lisses de bardages :****III.4.1 Introduction :**

Les lisses de bardages sont constituées des poutrelles (IPE, UAP, UPN) ou des profilés minces pliés.

Disposées horizontalement, elles s'appuient sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

**III.4.2 Détermination des sollicitations :**

Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal.

La lisse fléchit verticalement sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé et de ce fait elle fonctionne à la flexion déviée.

**III.4.3 Espacement des lisses :**

La structure en charpente à une hauteur des poteaux de 6,75 m, elle est entouré par des murs en maçonnerie de hauteur 3,00 m donc nous préconisons un bardage pour la partie qui reste avec une hauteur de 3,74 m

- Espacement des lisses ( $e = 1,16\text{m}$ )
- Nombre de lisses ( $n = 4$ )

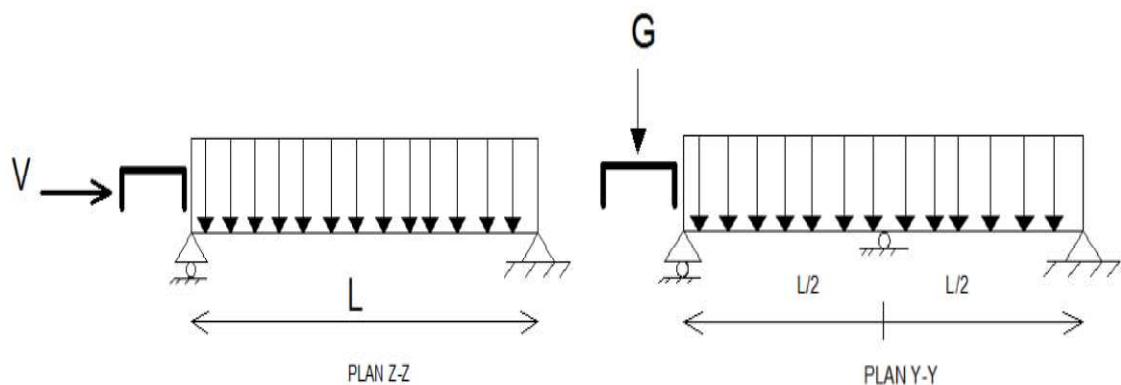
**III.4.4 Evaluation des charges et surcharges :**

Figure III. 9: Les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée de  $l=6$  m, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet des charges suivantes :

- Une charge horizontale due la pression de vent ( $- 97,52$  daN/m<sup>2</sup>) **(voir chap 2)**
- Une charge verticale due au poids propre du bardage **LL80** ( $12,75$  daN/m<sup>2</sup>) **(annexe 1)**
- Une charge verticale due au poids propre de la lisse **UPN100** ( $10,6$  daN/m)

#### III.4.4.1 Charge permanente G (perpendiculaire à l'âme)

-Poids propre estime du profilé **UPN 100**

$$G = (12,75) 1,16 + 10,6 = 25,39 \text{ daN/ml}$$

#### III.4.4.2 Surcharge climatique due au vent (v) (dans le plan de l'âme)

$$v = 97,52 \text{ daN/m}^2$$

$$v = 97,52 \cdot 1,16 = 113,12 \text{ daN/ml}$$

### III.4.5 Dimensionnement de la lisse :

#### ➤ Condition de flèche

Suivant l'axe Z-Z :

$$f = \frac{5 \times v \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{max} = \frac{L}{200} \quad (\text{III. 3})$$

$$f = \frac{5 \times 113,12 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times I_y} \leq f_{max} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y \geq \frac{5 \times 113,12 \times 10^{-2} \times 600^4}{3 \times 384 \times 21 \times 10^5} = 303 \text{ cm}^4$$

#### ➤ Ce qui correspond à un profilé **UPN 120**

| Profile    | poids   | Section              | Dimensions |         |                      |                      |         | Caractéristiques                  |                                   |                                      |                                      |                      |                      |
|------------|---------|----------------------|------------|---------|----------------------|----------------------|---------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|----------------------|----------------------|
|            | P<br>kg | A<br>cm <sup>2</sup> | H<br>Mm    | B<br>mm | t <sub>f</sub><br>mm | t <sub>w</sub><br>mm | D<br>mm | I <sub>y</sub><br>cm <sup>4</sup> | I <sub>z</sub><br>cm <sup>4</sup> | W <sub>el y</sub><br>cm <sup>3</sup> | W <sub>el z</sub><br>cm <sup>3</sup> | i <sub>y</sub><br>mm | i <sub>z</sub><br>cm |
| UPN<br>120 | 13,4    | 4,5                  | 120        | 55      | 9                    | 7                    | 82      | 364                               | 43,2                              | 60,7                                 | 11,1                                 | 4,62                 | 1,59                 |

Tableau III. 2: Caractéristiques du profilé UPN 120.

#### ➤ Le poids propre réel G :

$$G = (12,75) 1,16 + 13,4 = 28,19 \text{ daN/ml}$$

### III.4.6 Vérification à l'état limite ultime :

#### -Vérification à la flexion :

- sous la condition de résistance :

$$M_{y.sd} = \frac{1,5 \times V \times l^2}{8} \quad (III. 5)$$

$$M_{y.sd} = \frac{1,5 \times 11,12 \times 6^2}{8} = 763,56 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{1,35 \times G \times l^2}{8} \quad (III. 5)$$

$$M_{z.sd} = \frac{1,35 \times 28,19 \times 3^2}{8} = 42,81 \text{ daN.m}$$

$$\left( \frac{M_{y.sd}}{M_{el.y.rd}} \right) + \left( \frac{M_{z.sd}}{M_{el.z.rd}} \right) \leq I \quad (III. 16)$$

$$\left( \frac{763,56 \times 10^2 \times 1,1}{2350 \times 60,7} \right) + \left( \frac{42,81 \times 10^2 \times 1,1}{11,1 \times 2350} \right) \leq I$$

$$0,76 \leq I \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

#### **III.4.7 Vérification à l'état limite de service :**

##### **-Vérification à la flèche :**

$$f = \frac{5 \times V \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} \quad (III. 3)$$

- **Vérification de la flèche selon Z-Z :**

$$\frac{0,5 \times 5 \times v \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{0,5 \times 5 \times 113,12 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 364} \leq \frac{600}{200}$$

$$1,24 \leq 3 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche selon Y-Y :**

-Cas sans liernes

$$f = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} \quad (III. 3)$$

$$\frac{5 \times 28,19 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 43,2} \leq \frac{600}{200} = 3$$

$$5,24 \leq 3 \quad \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

Donc : Cas avec liernes (L/2)

$$\frac{5 \times 28,19 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 43,2} \leq \frac{300}{200} = 1,5$$

$$0,32 \leq 1,5 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

On choisit pour toutes les lisses un **UPN120**.

**III.4.8 Calcul des liernes :**

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des lisses. Compte tenu de la faible inertie transversale des lisses, l'effet de la charge **Q<sub>x</sub>** (perpendiculaire à l'âme de la lisse) devient préjudiciable et conduit à des sections de lisses importantes, donc onéreuses.

**-Calcul de l'effort de traction dans la lierne la plus sollicitée :**

La réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1.25 Q_y \times l_y$$

$$Q_y = 1,35 G \text{ tq } G = [(P_{\text{couverture}}) \cdot e] + P_{\text{lisse}}$$

e : espacement entre les lisses de bardage

L : la porte de la lisse.

$$G = (12,75) 1,16 + 13,4 = 28,19 \text{ daN/ml}$$

$$R = 1,25 \cdot (1,35 G) \cdot l/2$$

$$R = 1,25 \cdot (1,35 \cdot 28,19) \cdot 6/2 = 142,71 \text{ daN}$$

Efforts de traction dans le tronçon de lierne L1 :

➤ Lierne1 :

$$T1 = R/2 = 71,35 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L2 :

➤ Lierne2 :

$$T2 = T1 + R = 214,06 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L3 :

➤ Lierne 3 :

$$T3 = R + T2 = 356,77 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales L4 :

$$\text{Avec : } \theta = 21,13^\circ \text{ tq } \theta = \arctg 1,16/3$$

$$2 T4 \sin \theta = T3$$

$$T4 = T3 / 2 \sin 21,13^\circ$$

$$T4 = 494,84 \text{ daN}$$

**-Calcul de la section des liernes :**

Le tronçon le plus sollicité est L4.

- Condition de vérification à la résistance : résistance plastique de la section brute :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} \quad (\text{III. 17})$$

$$N_{sd} = T4$$

$$N_{pl.Rd} = A f_y / \gamma_{m0} \quad (\text{III. 18})$$

$$A \geq T4 \cdot \gamma_{m0} / f_y$$

$$A \geq 494,84 \cdot 1,1 / 23,5$$

$$A \geq 0,23 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \phi^2 / 4 \text{ donc } \phi \geq [4 \cdot 0,23 / \pi]^{0,5}$$

$$\Phi \geq 0,54 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre :  $\phi = 12 \text{ mm}$ .

On va choisir un  $\emptyset 12$  pour les liernes des lisses.

**III.5 Calcul des potelets :****III.5.1 Introduction :**

Les potelets sont le plus souvent des profiles en I ou H destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction.

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

**III.5.2 Calcul des charges et surcharges agissantes sur le potelet :****III.5.2.1 Charges permanentes G :(verticale concentrée)**

Bardage (panneau sandwich)(LL80) .....12,75kg/m<sup>2</sup>

Poids propre de la lisse (UPN 120).....13,4kg/ml

Accessoires de pose .....8kg/m<sup>2</sup>

La longueur de la lisse et de : L=5m, et le nombre des lisses supportées par le potelet est:N=5lisses.

La surface afférentes du potelet le plus chargé : S= (5×7,75)=38,75m<sup>2</sup>

L'entraxe des potelets e=5m (cas le plus défavorable).

$$G=(13,4 \times 5 \times 5) + ((12,75 + 8) \times 38,75)$$

$$G=1139,06 \text{ daN}$$

**III.5.2.2 Surcharge climatique V :**

Vent.....92,7daN/m<sup>2</sup>

$$V=92,7 \times 5=463,5 \text{ daN/ml}$$

**III.5.3 Dimensionnement du potelet :**

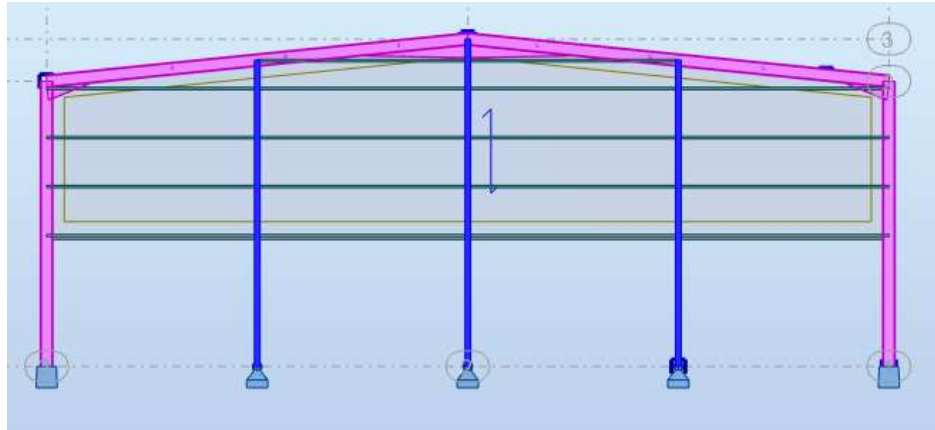


Figure III. 10 : Disposition des potelets et les lisses sur la façade pignon.

➤ **Condition de flèche :**

$$V= 463,5 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{5 \times V \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} \quad (\text{III. 3})$$

$$f \geq \frac{1000 \times 463,5 \times 10^{-2} \times 775^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 2657,49 \text{ cm}^4$$

**On prend IPE270**

| profilé    | Section              | Dimensions |         |                      |                      | Caractéristiques                  |                                   |                                     |                                     |
|------------|----------------------|------------|---------|----------------------|----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
|            | A<br>cm <sup>2</sup> | H<br>mm    | B<br>mm | t <sub>f</sub><br>mm | t <sub>w</sub><br>mm | I <sub>y</sub><br>cm <sup>4</sup> | I <sub>z</sub><br>cm <sup>4</sup> | W <sub>ply</sub><br>cm <sup>3</sup> | W <sub>plz</sub><br>cm <sup>3</sup> |
| IPE<br>270 | 45,9                 | 270        | 135     | 10,2                 | 6,6                  | 5790                              | 419,9                             | 484                                 | 96,95                               |

Tableau III. 3: Caractéristiques du profilé IPE 270.

➤ **Classe du profilé IPE 270 (Tableau 53.1 CCM97)**

a) Classe de l'âme fléchie et comprimée :



$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d+d_c}{2} \right) \leq 1 \quad (\text{III. 19})$$

$$d_c = \left( \frac{N_{sd}}{t_w + f_y} \right) \quad (\text{III. 20})$$

Dans ce cas :  $\alpha = 0,60 > 0.5$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \xi}{(13\alpha - 1)} \quad (\text{III. 21})$$

Avec :  $\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219,6}{6,6} = 33,27 < \frac{396 \xi}{(13\alpha - 1)} = \frac{396}{6,8} = 58,23$$

L'âme est de classe 1.

b) Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\xi \quad (\text{III. 10})$$

Avec :  $\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{\frac{135}{2}}{10,2} = 6,61 \leq 10$$

La semelle est de classe 1.

Donc : la section du profilé globale est de classe 1

### III.5.4 Vérification de la stabilité de potelet

#### III.5.4.1 Vérification de la flèche : (tableau 4.1 CCM 97)

$$f = \frac{5 \times V \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} \quad (\text{III. 22})$$

$$\frac{5 \times 463,5 \times 10^{-2} \times 775^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 5790} = 1,79 \leq \frac{775}{200} = 3,87 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

#### III.5.4.2 Effet de l'effort normal :

Pour une section comportant des semelles :

$$\text{Si : } N_{sd} \leq \min (0, 25 N_{pl, Rd}, 0, 5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}}) \quad (\text{III. 23})$$

$$\rightarrow M_{N,Rd} = M_{pl,Rd}$$

$$\text{Si : } N_{Sd} \geq \min (0, 25 N_{pl, Rd}, 0, 5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{Mo}}) \quad (\text{III. 24})$$

→ il faut distinguer 3 cas :

- a) Flexion autour de l'axe yy
- b) Flexion autour de l'axe zz
- c) Flexion bi-axial

$$N_{Sd} = 1,35G = 1,35 \times (1139,06 + (36,1 \times 7,75)) = 1915 \text{ daN (effort normal sollicitant)}$$

$$0,25 \times N_{pl, Rd} = 0,25 \times \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{0,25 \times 45,9 \times 2350}{1,1} = 24514,77 \text{ daN (effort normal plastique résistant)}$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 4590 - 2 \times 135 \times 10,2 = 1836 \text{ mm}^2$$

$$N_{Sd} = 1915 \text{ daN} \leq \frac{0,5 \times 18,36 \times 2350}{1,1} = 19611,8 \text{ daN} \rightarrow \text{donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort normal.}$$

#### III.5.4.3 Effet de l'effort tranchant (EC3 partie 1-1 art 5.4.7)

$$\text{Si } V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,Rd} \quad (\text{III. 25})$$

$$\rightarrow M_{sd} \leq M_{c,Rd}$$

$$\text{Si } V_{sd} \geq 0,5 V_{pl,Rd} \quad (\text{III. 26})$$

$$\rightarrow M_{sd} \leq M_{v,Rd}$$

$M_{c,Rd}$ : Le moment résistant plastique

$M_{v,Rd}$  : Le moment résistant plastique réduit

$$Q_{z,sd} = 1,5V = 1,5 \times 463,5 = 695,25 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{695,25 \times 7,75}{2} = 2694,09 \text{ daN}$$

$$V_{plz,Rd} = 0,58 \times \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{Mo}} \quad (\text{III. 27})$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 45,95 \times 10^{-4} - 2 \times 0,135 \times 0,0102 + (0,0066 + 2 \times 0,015) \times 0,0102$$

$$A_v = 22,14 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz.Rd} = 0,58 \times \frac{235 \times 2214}{1,1} = 47299,09 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = 2694,09 \text{ daN} < 0,5 V_{plz.Rd} = 23649,54 \text{ daN}$$

→ Donc ,il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

#### III.5.4.4 Vérification des contraintes :

Les potelets soumis à la flexion composée, il faut donc vérifier :

$$M_{Sd} \leq M_{c.Rd} \quad (\text{III. 28})$$

Avec :

$M_{Sd}$  : Moment sollicitant

$$M_{Sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} \quad (\text{III. 5})$$

$$M_{Sd} = \frac{695,25 \times 7,75^2}{8} = 5219,80 \text{ daN.m}$$

D'après, (art 5.4.5.1 (1)-(a) -CCM97):

$$M_{c.Rd} = M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{III. 9})$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{484 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 10340 \text{ daN.m}$$

$$M_{Sd} = 5219,80 \text{ daN.m} \leq M_{ply,Rd} = 10340 \text{ daN.m} \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### III.5.4.5 Résistance du potelet au flambement :

Elément comprimé et fléchi

D'après, (EC3 – partie 5.5.4)

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{\frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (\text{III. 29})$$

-Calcul de  $x_{min}$  :

$$x_{min} = \min \{x_z ; x_y\}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad (\text{III. 30})$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_{fz} / i_z}{\lambda_1} = \frac{(0,7 \times 775) / 3,02}{93,9} = 1,91$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \quad (\text{III. 31})$$

Avec :  $\alpha$  : le facteur d'imperfection

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = \frac{270}{135} = 2 > 1,2 \\ t_f = 10,2 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow \alpha = 0,34 \quad (\text{Tableau 55.3 – CCM97})$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (1,91 - 0,2) + 1,91^2] = 2,61$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} \quad (\text{III. 32})$$

$$\chi_z = \frac{1}{2,61 + [2,61^2 - 1,91^2]^{0,5}} = 0,22 < 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad (\text{III. 30})$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{fz}/i_z}{\lambda_1} = \frac{(775)/11,23}{93,9} = 0,73$$

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \quad (\text{III. 33})$$

Avec  $\alpha$  est le facteur d'imperfection

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = \frac{270}{135} = 2 > 1,2 \\ t_f = 10,2 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow \alpha = 0,21 \quad (\text{Tableau 55.3 – CCM97})$$

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,73 - 0,2) + 0,73^2] = 0,82$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} \quad (\text{III. 32})$$

$$= \frac{1}{0,82 + [0,82^2 - 0,73^2]^{0,5}} = 0,83 < 1$$

$$x_{\min} = 0,22$$

**-Calcul de  $k_y$  :**

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \text{ mais } k_y \leq 1,50 \quad (\text{III. 34})$$

Avec :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \left[ \frac{W_{ply} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] \text{ mais } \mu_y \leq 0,9 \quad (\text{III. 35})$$

$$\beta_{My} = 1,3 \quad (\text{Figure 55.4 CCM97})$$

$$\mu_y = 0,73 \times (2 \times 1,3 - 4) + \left[ \frac{484 - 428,9}{428,9} \right] = -0,89 < 0,9$$

Alors:

$$k_y = 1 - \frac{-0,89 \times 19150}{0,83 \times 4595 \times 235} = 1,01 < 1,50$$

$$\frac{19150}{0,22 \times \frac{4595 \times 235}{1,1}} + \frac{1,01 \times 52198000}{\frac{484000 \times 235}{1,1}} = 0,59 < 1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

#### III.5.4.6 Résistance du potelet au déversement :

Puisque la flexion composée sollicite les poteaux, il y a donc un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si  $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \quad (\text{III. 36})$$

Section transversales de classe 1  $\rightarrow \beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93.9.\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1 \rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

Puisque les potelets sont articulés aux extrémités, les facteurs de longueur effective K et K<sub>w</sub> sont pris égale à 1 et donc la formule de  $\lambda_{Lt}$  est exprimé comme suit : **(Equation B. 14 – CCM97)**

$$\lambda_{LT} = \frac{L \cdot \left( \frac{W_{ply}^2}{I_w I_z} \right)^{0,25}}{\sqrt{C_1} \times \left[ 1 + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0,25}} \quad (\text{III. 37})$$

Avec C<sub>1</sub>= 1,132 selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 8,08 \times 10^6 \quad (\text{III. 38})$$

$$\lambda_{LT} = \frac{775 \times \left( \frac{(484)^2}{70,58 \times 10^3 \times 419,9} \right)^{0,25}}{\sqrt{1,132} \times \left[ 1 + \frac{775^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 15,94}{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 70,58 \times 10^3} \right]^{0,25}} = 137,12$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \quad (\text{III. 39})$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{137,12}{93,9} = 1,46 > 0,4$$

Donc : il y a un risque de déversement.

Donc la formule de vérification de la section sera comme suite : **(Equation CCM5.52 CCM97)**

$$\frac{N_{sd}}{x_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y, sd}}{x_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{\frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (\text{III. 40})$$

**-Calcul de  $x_z$  :**

$$\overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad (\text{III. 30})$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{l_{fz}/i_z}{\lambda_1} = \frac{(0,7 \times 775)/3,02}{93,9} = 1,91$$

Donc le flambement sera considéré juste dans le sens (z-z) :

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\overline{\lambda}_z - 0,2) + \overline{\lambda}_z^2] \quad (\text{III. 31})$$

Avec :  $\alpha$  : le facteur d'imperfection

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = \frac{270}{135} = 2 > 1,2 \\ t_f = 10,2 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (1,91 - 0,2) + 1,91^2] = 2,61$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \overline{\lambda}_z^2]^{0,5}} \quad (\text{III. 32})$$

$$\chi_z = \frac{1}{2,61 + [2,61^2 - 1,91^2]^{0,5}} = 0,22 < 1$$

**-Calcul de  $k_{LT}$  :**

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad (\text{III. 41})$$

Avec :

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \quad (\text{III. 42})$$

$$\beta_{MLT} = 1,3 \quad (\text{Figure 55.4 CCM97})$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,91 \times 1,3 - 0,15 = 0,22 < 0,9$$

Alors:

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,22 \times 19150}{0,22 \times 4595 \times 235} = 0,01$$

**-Calcul de  $\chi_{LT}$  :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad (\text{III. 43})$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (\text{III. 44})$$

$\alpha_{LT} = 0,21$  ( pour les profiles laminées )

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,46 - 0,2) + 1,46^2] = 1,69$$

Alors:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,69 + [1,69^2 - 1,46^2]^{0,5}} = 0,39 < 1$$

Donc :

$$\frac{19150}{0,22 \times \frac{4595 \times 235}{1,1}} + \frac{0,01 \times 52198000}{0,39 \times \frac{484000 \times 235}{1,1}} = 0,10 < 1 \quad \dots\dots\dots \text{Condition verifiée}$$

#### **III.5.4.7 Résistance au voilement par cisaillement**

Selon le CCM97, la résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies ayant un rapport :

$$\frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon \quad (\text{III. 14})$$

Avec :  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

On à :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219,6}{6,6} = 33,27 \leq 69 \varepsilon$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

**III.5.4.8 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :**  
**(art 5.7.7(1) CCM97)**

La stabilité au flambement sera vérifiée si la condition suivante est vérifiée : **(équation 5.80 CCM97)**

$$d/t_w \leq K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad \text{(III. 15)}$$

Avec :

$A_w = t_w \times d = 1449,36 \text{ mm}^2$  (aire de l'âme)

$A_{fc} = b \cdot t_f = 135 \times 10,2 = 1377 \text{ mm}^2$  (aire de la semelle comprimée)

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  (limite d'élasticité de la semelle comprimée)

$E = 21.10^4 \text{ N/mm}^2$  (module d'élasticité)

$K = 0,3$  (semelle de classe I)

**AN:**

$$\left\{ \begin{array}{l} K \times \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{1449,36}{1377}} = 275,03 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{219,6}{6,6} = 33,27 < 275,03 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

**Conclusion**

Le profilé choisi **IPE 270** convient pour les potelets de notre structure.



### III.6 Calcul de l'échantignolle :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux traverses, le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement notamment sous l'action de soulèvement du vent.

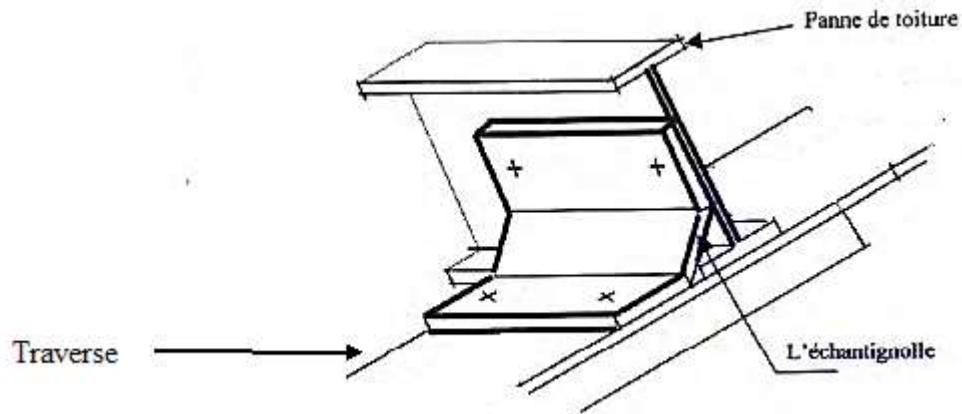


Figure III. 11 : Géométrie de l'Echantignolle.

#### III.6.1 Dimensionnement de l'échantignolle :

a / L'excentrement « t » :

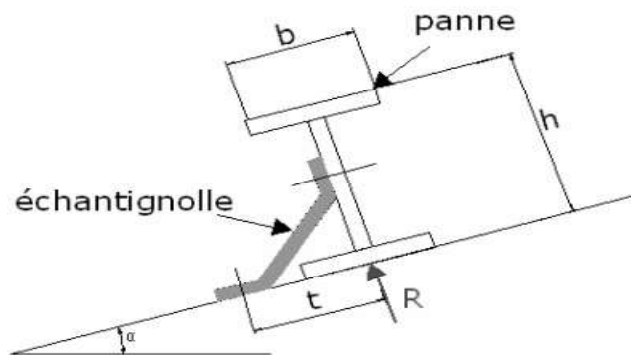


Figure III. 12: Coupe transversale sur l'échantignolle.

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

$$2x(bf/2) \leq t \leq 3 x(bf/2) \quad (\text{III. 45})$$

Pour un IPE140 :

$$\begin{cases} bf = 7,3cm \\ h = 14cm \end{cases} \quad \text{alors } 7,3 \leq t \leq 10,95$$

Donc, on prend  $t = 8 \text{ cm}$

#### III.6.2 Calcul du moment de renversement ( $M_r$ ):

$M_r$  sera déterminé par rapport à la section d'encastrement :

$$M_r = R_z \times t + R_y \times h/2$$

**a) Effort de soulèvement :**

$$Q_z = G \cos(5,71^\circ) \cdot 1,5V$$

$$Q_z = 32,07 \cdot \cos(5,71) \cdot 1,5 \cdot 227,62$$

$$Q_z = -309,51 \text{ daN/ml}$$

$$R_z = 1857,06 \text{ daN}$$

**b) Effort suivant le rampant:**

$$Q_y = 1,35G$$

$$Q_y = 1,35G \sin(5,71^\circ)$$

$$Q_y = 4,30 \text{ daN/ml}$$

$$R_y = 25,8 \text{ daN}$$

Donc :

$$M_r = 146,75 \text{ daN.m}$$

$$M_r = 1,46 \text{ Kn.m}$$

➤ **Dimensionnement de l'échantillon :**

$$M_{sd} \leq M_{el.Rd} \quad (\text{III. 46})$$

$$M_{el.Rd} = \frac{w_{el.fy}}{\gamma_{M0}} \quad (\text{III. 47})$$

$$M_{sd} = M_r \leq \frac{w_{el.fy}}{\gamma_{M0}} \quad (\text{III. 48})$$

➤ **Calcul de l'épaisseur de l'échantillon :**

$$W_{el} \geq \frac{M_r \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{el} \geq \frac{1,4610^5 \cdot 1,1}{235 \cdot 10^2} = 6,83 \text{ cm}^2$$

$$W_{el} = \frac{b \cdot e^2}{6} \quad (\text{III. 49})$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot W_{el}}{a}} = e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 6,83}{15}} = 1,65 \text{ cm ; soit } e = 18 \text{ mm}$$

On voit bien que l'épaisseur de l'échantillon elle est importante, dans la pratique est préférable d'utiliser une épaisseur moins que 16mm pour faciliter le pliage de la tôle de

l'échantignolle à froid. La solution est de mettre un raidisseur pour renforcer l'échantignolle et de diminuer leur épaisseur jusqu'à 8mm.

CHAPITRE- IV  
PRE  
DIMENSIONNEMENT  
DES ELEMENTS  
STRUCTURAUX

## IV.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre on procédera au calcul des éléments secondaires qui sont les solives, et des éléments porteurs qui sont les poutres et les poteaux.

Le dimensionnement de chaque élément est donné par trois conditions :

- Vérification de la condition de flèche.
- Vérification de la condition de résistance.
- Vérification au cisaillement.

## IV.2 PRE DIMENSIONNEMENT

### IV.2.1 Les solives :

Les solives sont des poutrelles continues sur 7 appuis qui reposent sur les poutres principales et qui travaillent à la flexion simple.

#### IV.2.1.1 L'entraxe des solives :

L'entraxe des solives doit vérifier la condition suivante :

$$0,7 \text{ m} \leq \text{Entraxe} \leq 1,50 \text{ m}$$

Longueur de la poutre principale :  $L_{\max} = 7,41 \text{ m}$ .

$$\text{Donc : Entraxe} = \frac{7,41}{5} = 1,48 \text{ m}$$

Avec le nombre de solive est égal à 4

Comme les longueurs ne sont pas les mêmes, on va prendre le cas le plus défavorable, c'est-à-dire, la plus longue portée  $L = 5 \text{ m}$ .

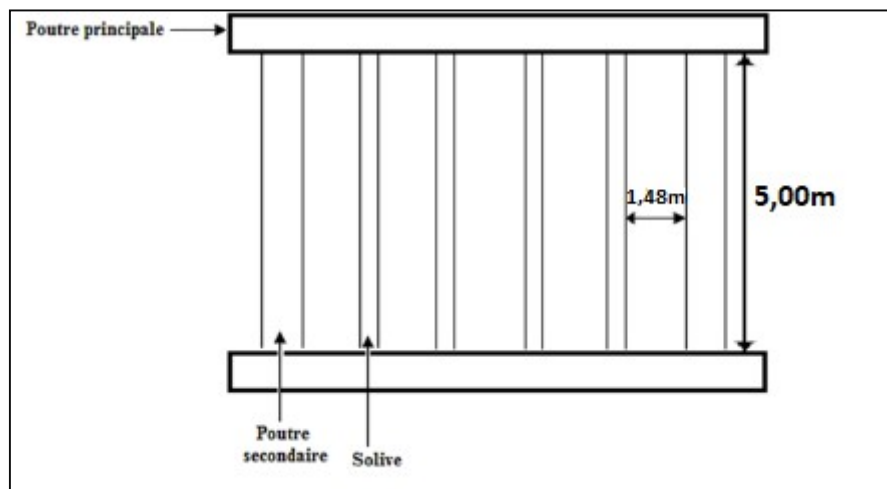


Figure IV. 1 : Espacements et longueurs des solives.

**IV.2.1.2 Vérification de la condition de flèche (ELS)**

Selon l'abaque de MACQUART (**Annexe 3**), la flèche la plus défavorable est de :

$$f = \frac{5QL^4}{384 E I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} \quad (IV. 1)$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} f : \text{La flèche d'une poutre simplement appuyée} \\ L : \text{La longueur de la travée la plus longue de la solive} \end{array} \right.$$

La charge est de :

$$Q_{ELS} = G + Q$$

$$Q_{ELS} = 538,63 + 100 = 638,63 \text{ daN/m}^2$$

$$q = 638,63 \times 1,48 = 945,17 \text{ daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 945,17 \times 5^3 \times 200}{384 \times 21 \times 10^9} = 1,46 \times 10^{-5} m^4$$

$$I_y \geq 1465,1 \text{ cm}^4$$

Donc on prend **IPE200** :  $I_y = 1943 \text{ cm}^4$

| Profile    | Section              | Dimensions |         |                      |                      | Caractéristiques                  |                                   |                                     |                                     |
|------------|----------------------|------------|---------|----------------------|----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
|            | A<br>cm <sup>2</sup> | H<br>mm    | B<br>mm | t <sub>f</sub><br>mm | t <sub>w</sub><br>mm | I <sub>y</sub><br>cm <sup>4</sup> | I <sub>z</sub><br>cm <sup>4</sup> | W <sub>ply</sub><br>cm <sup>3</sup> | W <sub>plz</sub><br>cm <sup>3</sup> |
| IPE<br>200 | 28,48                | 200        | 100     | 8,5                  | 5,6                  | 1943                              | 142,4                             | 220,6                               | 44,61                               |

Tableau IV. 1: Caractéristique du profilé **IPE 200**.

**Vérification de la flèche (poids propre inclus) :**

$$f \leq f_{v \max} \quad (IV. 1)$$

$$\rightarrow f_{v \max} = L/200 = 5/200 = 2,5 \text{ cm}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit :  $P_p = 22,4 \text{ Kg/m} = 22,4 \text{ daN/ml}$

La charge sera :  $Q = q + p_p = 945,17 + 22,4 = 967,57 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{5 \times 967,57 \times 5^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 1,9410^{-5}} = 0,019 < 0,025 \text{ m} \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**IV.2.1.3 Vérification de la condition de résistance (ELU)**

➤ **Classe du profilé IPE 200** (Tableau 53.1 CCM97)

**a) Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad (\text{IV. 2})$$

Avec :  $\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

$$\frac{159}{5,6} \leq 72$$

Donc ,28,39 ≤ 72 ⇒ L'âme est de **classe I**

**b) Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad (\text{IV. 3})$$

avec :  $\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

$$\Rightarrow \frac{100/2}{8,5} \leq 10$$

5,88 ≤ 10 ⇒ la semelle est de **classe I**

Donc la section du profilé global est de **classe I**

**-Vérification au moment fléchissant**

On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{ply.Rd}$  (équation 5.17 – CCM97)

Selon l'abaque de MACQUART (**Annexe 3**), le moment le plus défavorable est de :

$$f = 0,495 \frac{5qL^4}{384 E I_y} \quad (\text{IV. 1})$$

avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f : \text{La flèche d'une poutre simplement appuyée} \\ L : \text{La longueur de la travée la plus longue de la solive} \end{array} \right.$$

$$M_{sd} = \frac{Q_{elu} \times l^2}{8} \quad (\text{IV. 4})$$

$$Q_{elu} = 1,35(G_{pp} + G_{ter.1,48}) + 1,5Q = 1,35((538,63 \times 1,48) + 22,4) + 1,5 \times (100)$$

$$Q_{elu} = 1256,42 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{1256,42 \times 5^2}{8} = 3926,31 \text{ daN.m}$$

D'après, (art 5.4.5.1(1)-(a)-CCM97):

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply,Rd} \times f_y}{\gamma_{Mo}} \quad (IV. 5)$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{220,6 \times 2350}{1,1} = 4712,81 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} < M_{ply,Rd} \quad (IV. 6)$$

$$3926,31 \text{ daN.m} < 4712,81 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**-Vérification au cisaillement (art 5.4.7 (3) -CCM97)**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{pl,Rd} \quad (IV. 7)$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{1256,42 \times 5}{2} = 3141,05 \text{ daN}$$

D'après ,(art 5.4.6 (1) – CCM97) :

$$V_{pl,Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad (IV. 8)$$

D'après , (art 5.4.6 (2)-(a) -CCM97) :

Avec:

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

$$A_v = 28,48 \cdot 10^2 - 2 \times 100 \times 8,5 + (5,6 + 2 \times 12) 8,5 = 1399,6 \text{ mm}^2$$

$$0,5 V_{pl,Rd} = 0,50 \times 0,58 \times \frac{235 \times 1399,6}{1,1} = 86711,58 \text{ N}$$

$$0,5 V_{pl,Rd} = 8671,15 \text{ daN}$$

Donc :

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{pl,Rd} \quad (IV. 7)$$

$$3141,05 \text{ daN} \leq 8671,15 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Remarque : Donc il n'est pas nécessaire de réduire les résistances à la flexion.



| Element                           | profilé | Longueur<br>(m) | Entre<br>axe (m) | Q <sub>ELS</sub><br>(daN/ml) | Q <sub>ELU</sub><br>(daN/ml) | Fleche<br>(m) | f <sub>vmax</sub><br>(m) |
|-----------------------------------|---------|-----------------|------------------|------------------------------|------------------------------|---------------|--------------------------|
| Solive<br>terasse<br>inaccessible | IPE200  | 5,00            | 1,48             | 1041,57                      | 1356,32                      | 0,020         | 0,025                    |

Tableau IV. 2: Vérification de la flèche des solives.

### IV.2.2 Les poutres principales :

Les poutres principales sont des poutres continues sur 6 appuis qui reposent sur les poteaux et qui travaillent à la flexion simple avec un entraxe de 2,5 m.

#### IV.2.2.1 Les charges :

##### IV.2.2.1.1 Charges permanentes :

$$G_{\text{solive}} = \frac{\text{poid propre}}{\text{entraxe solive}} \cdot N_s \quad (\text{IV. 9})$$

N<sub>s</sub> : nombre de solive.

$$G_{\text{solive}} = \frac{22,4}{1,48} \cdot 4 = 60,54 \text{ daN/m}^2$$

$$G_{\text{totale}} = (G + G_{\text{solive}}) \cdot 2,5 = (538,63 + 60,54) \cdot 2,5$$

$$G_{\text{totale}} = 1497,92 \text{ daN/ml}$$

##### IV.2.2.1.2 Charges d'exploitations :

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

$$Q_{\text{totale}} = 100 \cdot 2,5 = 250 \text{ daN/ml}$$

##### IV.2.2.2 Vérification de la condition de flèche (ELS) :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq f_{\text{vmax}} \quad (\text{IV. 10})$$

Avec :  $f_{\text{vmax}} = L/200$  (tableau 4.1 CCM 97)

Selon l'abaque de MACQUART (Annexe3) la flèche la plus défavorable est de :

$$f = 0,495 \frac{5qL^4}{384 E I_y} \quad (\text{IV. 1})$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f : \text{La flèche d'une poutre simplement appuyée} \\ L : \text{la longueur de la travée la plus longue de la poutre} \end{array} \right.$$

La charge est de :

$$Q_{ELS}=G_{Total}+Q_{Total}=1622,92+250=1747,92\text{daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{0,495 \times 5 \times 1747,92 \times 7,41^3 \times 200}{384 \times 21 \times 10^9} = 4,365 \times 10^{-5} m^4$$

$$I_y= 4365 cm^4$$

Donc on prend **IPE 400**

| Profile    | Section              | Dimensions |         |                      |                      | Caractéristiques                  |                                   |                                     |                                     |
|------------|----------------------|------------|---------|----------------------|----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
|            | A<br>cm <sup>2</sup> | H<br>Mm    | B<br>mm | t <sub>f</sub><br>mm | t <sub>w</sub><br>mm | I <sub>y</sub><br>cm <sup>4</sup> | I <sub>z</sub><br>cm <sup>4</sup> | W <sub>ply</sub><br>cm <sup>3</sup> | W <sub>plz</sub><br>cm <sup>3</sup> |
| IPE<br>400 | 84,46                | 400        | 180     | 13,5                 | 8,6                  | 23130                             | 1318                              | 1307                                | 229                                 |

Tableau IV. 3: Caractéristiques du profilé IPE 400.

• **Vérification de la flèche (poids propre inclus)**

$$f \leq f_{v \max} \rightarrow f_{v \max} = L/200 = 7,41/200 = 3,7\text{cm}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit : Pp =66,3 Kg/m = 66,3 daN/ml

La charge sera :  $Q_{ELS}=q+pp=1747,92+66,3=1814,22\text{daN/ml}$

$$f = 0,495 \frac{5qL^4}{384 E I_y}$$

$$f = 0,495 \frac{5.1939,22.7,41^4}{384.2110^9.2313010^{-8}} = 0,007 \leq 0,037 \quad \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Classe du profilé IPE 400**

• **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{(IV. 2)}$$

Avec :  $\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

$$\frac{331}{8,6} \leq 72$$

$$38,48 \leq 72 \quad \Rightarrow \quad \text{L'âme est de classe I}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad (\text{IV. 3})$$

$$\text{Avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\Rightarrow \frac{180/2}{13,5} \leq 10$$

$$6,66 \leq 10 \quad \Rightarrow \quad \text{la semelle est de classe I}$$

Donc la section du profilé global est de **classe I**

#### **IV.2.2.3 Vérification au moment fléchissant**

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

Selon l'abaque de MACQUART le moment le plus défavorable est de :

$$M_{sd} = 0,842 \cdot M_0 \quad (\text{IV. 4})$$

$\left\{ \begin{array}{l} f : \text{la flèche d'une poutre simplement appuyée} \\ L : \text{la longueur de la travée la plus longue de la poutre} \end{array} \right.$

$$M_{sd} = 0,842 \cdot \frac{Q_{ELU} \times l^2}{8} \quad (\text{IV. 4})$$

$$Q_{ELU} = 1,35(G_{pp} + G) + 1,5Q = 1,35(1497,92 + 66,3) + 1,5 \times (250)$$

$$= 2486,69 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = 0,842 \cdot \frac{2486,69 \times 7,41^2}{8} = 14370,77 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{IV. 5})$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{1307 \times 2350}{1,1} = 27922,27 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} > M_{sd} \quad (\text{IV. 6})$$

$$27922,27 \text{ daN.m} > 14370,77 \text{ daN.m} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

#### **IV.2.2.4 Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{pl,Rd} \quad (IV. 7)$$

D'après l'abaque de MACQUART  $V_{sd} = 1,132 Q_{elu} . L$

$$V_{sd} = 1,132 \times 2486,69 \times 7,41 = 20858,65 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad (IV. 8)$$

Avec:  $A_v = A - 2b.t_f + (t_w + 2r) t_f = 84,46.10^2 - 2 \times 180 \times 13,5 + (8,6 + 2 \times 21) 13,5 = 4269,1 \text{ mm}^2$

$$0,5 V_{pl,Rd} = 0,50 \times 0,58 \times \frac{235 \times 4269,1}{1,1} = 264490,15 \text{ N}$$

$$0,5 V_{pl,Rd} = 26449,01 \text{ daN}$$

Donc :

$$V_{sd} = 20858,65 \text{ daN} \leq 0.5 V_{pl,Rd} = 26449,01 \text{ daN} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

| Elément                            | profilé | Longueur<br>(m) | Entre<br>axe (m) | $Q_{ELS}$<br>(daN/ml) | $Q_{ELU}$<br>(daN/ml) | Fleche<br>(m) | $f_{v_{max}}$<br>(m) |
|------------------------------------|---------|-----------------|------------------|-----------------------|-----------------------|---------------|----------------------|
| poutre<br>terrasse<br>inaccessible | IPE400  | 7,41            | 2,5              | 1939,22               | 2655,44               | 0,007         | 0,037                |

Tableau IV. 4: Vérification de la flèche des poutres principales.

| Elément                            | profilé | Classe de<br>profile | $M_{sd}$<br>(daN.m) | $M_{plyrd}$<br>(daN.ml) | $V_{sd}$<br>(daN) | $0.5 V_{pl,Rd}$<br>(daN) |
|------------------------------------|---------|----------------------|---------------------|-------------------------|-------------------|--------------------------|
| poutre<br>terrasse<br>inaccessible | IPE400  | Classe I             | 15345,99            | 27922,27                | 22274,14          | 26449,01                 |

Tableau IV. 5: Vérification des sollicitations sur les poutres principales.

**CHAPITRE- V**  
**ETUDE DU**  
**PLANCHER MIXTE**

## **V.1 Introduction :**

Il existe divers types de planchers dans le génie civil. Dans notre cas, nous optons pour un plancher dit mixte (acier/béton) qui est le plus répandu dans les constructions métalliques.

Le plancher mixte est constitué de poutres croisées et de solives (support de platelage) reposant sur des poutres maîtresses qui, elles-mêmes, sont supportées par les poteaux.

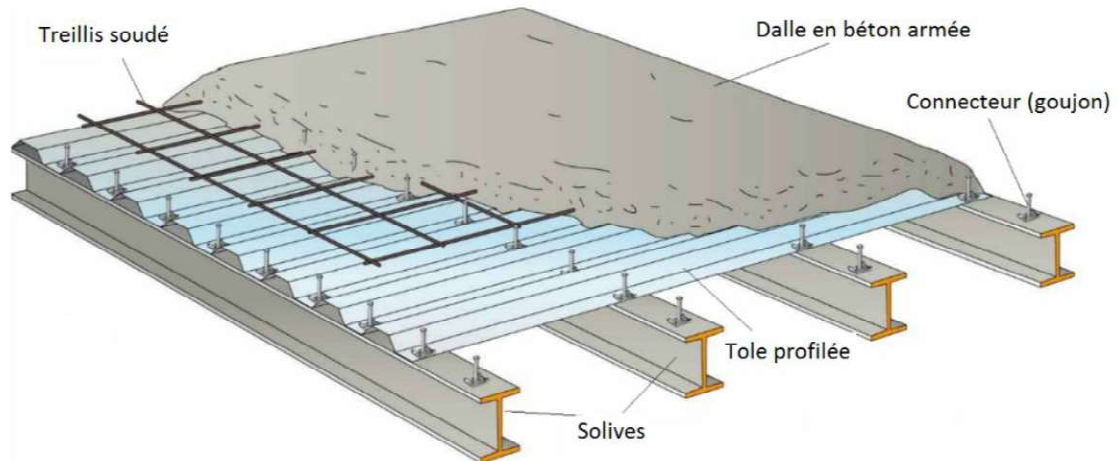


Figure V. 1: Plancher mixte acier-béton (plancher collaborant).

## **V.2 Vérification de la tôle profilée :**

Pour notre structure nous avons choisi de réaliser notre plancher mixte en utilisant la tôle **HI-bond 55.800** (hauteur minimale est de 4cm exigée par l'Eurocode 4) qui joue le rôle de plateforme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armatures inférieures pour la dalle après durcissement du béton.

### **V.2.1 Caractéristiques de la tôle nervurée (Annexe 1)**

Pour cette structure, on a réalisé notre plancher mixte en utilisant la tôle HI-bond 55.800

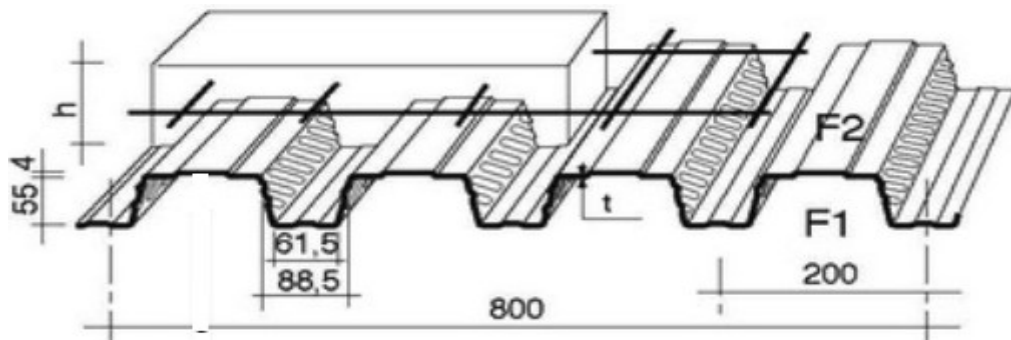


Figure V. 2: Dimensions de la tôle nervurée.

- Poids propre (1mm d'épaisseur) .....  $P = 11,63 \text{ daN/m}^2$
- Contrainte de rupture .....  $f_u = 400 \text{ MPa}$
- Contrainte élastique .....  $f_y = 160 \text{ MPa}$
- Moment de résistance plastique .....  $M_{plrd} = 648 \text{ daN.m}$
- Moment d'inertie .....  $I_{eff} = 78,32 \text{ cm}^4$

### V.2.2 Chargement :

#### ➤ Charges permanentes

$$G_{dalle \text{ beton}} = 2500 \times 1.48 \times 0.10 = 370 \text{ daN/ml}$$

$$G_{tôle} = 11,63 \times 1,48 = 16,28 \text{ daN/ml}$$

$$G_{Total} = 387,21 \text{ daN/ml}$$

#### ➤ Surcharge d'exploitation (chantier)

$$Q = 150 \times 1.48 = 222 \text{ daN/ml}$$

### V.2.3 Vérification à l'état limite ultime

Le diagramme des moments fléchissant est représenté ci-dessous :

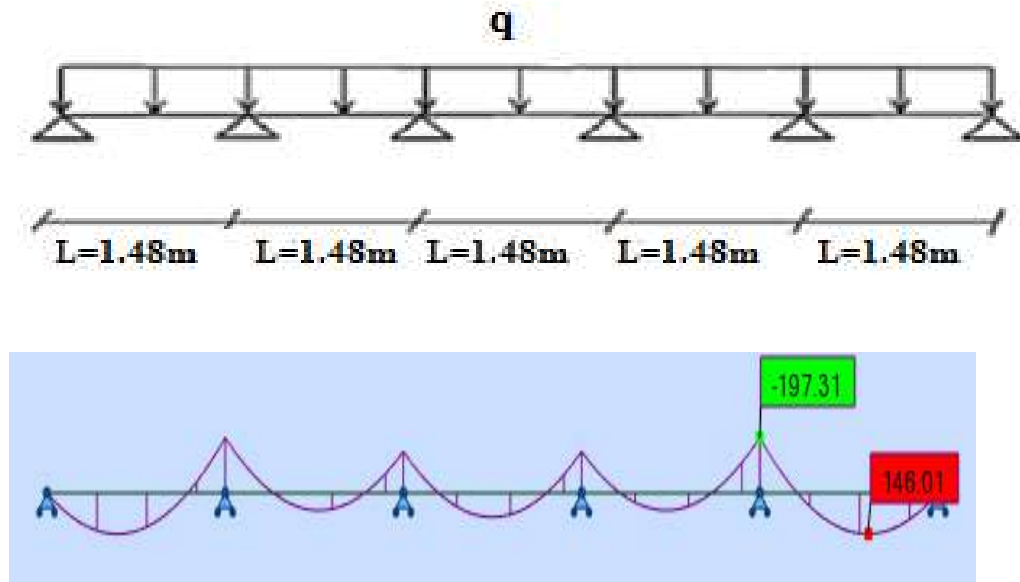


Figure V. 3: Diagramme de moment fléchissant de la tôle profilée.

On doit vérifier que :

$$M_{Sd} \leq M_{ply.Rd} \quad (V. 1)$$

$$Q_{ELU} = 1.35 G + 1.5 Q \rightarrow Q_{ELU} = 1.35 \times 387,21 + 1.5 \times 222$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 855,73 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = 0.105 q l^2 = 0.105 \times 855,73 \times 1.48^2 = 196,81 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = 648 \text{ daN.m} > M_{sd} = 196,81 \text{ daN.m} \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

#### **V.2.4 Vérification a l'état limite service :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante :  $f_0 \leq f_{\max}$  avec  $f_{\max} = L/250$

Pour trouver les flèches d'une poutre continue on utilise l'abaque de MACQUART (**Annexe3**). On prend la flèche maximale de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessous pour trouver les flèches de la poutre.

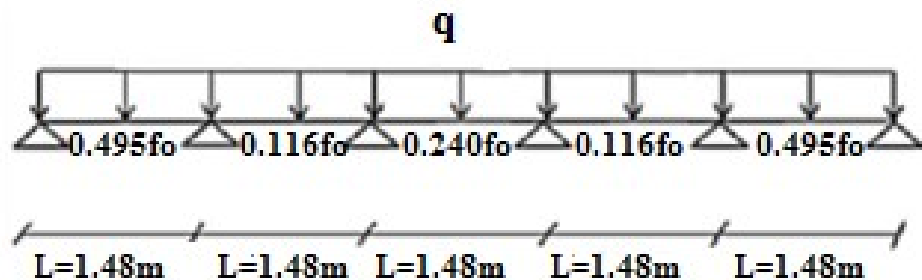


Figure V. 4: Coefficient de Flèches de la tôle profilée.

$$f_0 = \frac{5qL^4}{384 E_{\text{eff}}} \leq L/250 \quad (V. 2)$$

$$Q_{EIS} = G + Q = 387,21 + 222 = 609,21 \text{ daN/ml}$$

On prend la flèche la plus défavorable  $\rightarrow f = 0.495f_0$

$$f_0 = \frac{5 \times 609,21 \times 1,48^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 78,32 \times 10^{-8}} = 1,1410^{-3} \text{ m}$$

$$0,001 \text{ cm} \leq 0,005 \text{ cm} \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

### **V.3 Etude du plancher :**

Un plancher mixte est une dalle pour laquelle on utilise des tôles profilées en acier comme coffrage perdu permettant de supporter le poids du béton frais et des armatures ainsi que les charges de construction. Tout ceci reposant sur des solives qui sont des profilés métalliques.

Le comportement mixte apparait lorsque le béton et la tôle profilée sont combinés de façon à avoir un seul et unique élément de construction.



C'est-à-dire une collaboration parfaite entre l'acier et le béton. Il faut que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée de façon à transmettre les efforts tranchant et à limiter les glissements qui se développent aux interfaces.

Cette liaison est assurée par des connecteurs soudés sur l'aile supérieure des poutres métalliques du plancher. Les connecteurs sont des pièces cylindriques en acier comportant une tête.

Ce type de connexion est particulièrement bien adapté au cas des dalles avec tôles profilées, car ils peuvent être facilement fixés à travers la tôle.

### **V.3.1 Plancher terrasse :**

Pour le plancher terrasse l'épaisseur de la dalle est de 10 cm et le profile est en IPE 200.

#### **V.3.1.1 Vérification de la section mixte :**

- **Largeur efficace de la dalle** (article 4.4.2 EC4 -1-1)

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \text{ Avec } b_{ei} = \min (L_0/8; b) \quad (V. 3)$$

$L_0$  : La portée de la poutre  $L_0 = 5 \text{ m}$

$$b_1 = b_2 = 0.74 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min (5/8; 0.74) = 0,625 \text{ donc } b_{eff} = 2 \times 0.625 = 1.25 \text{ m}$$

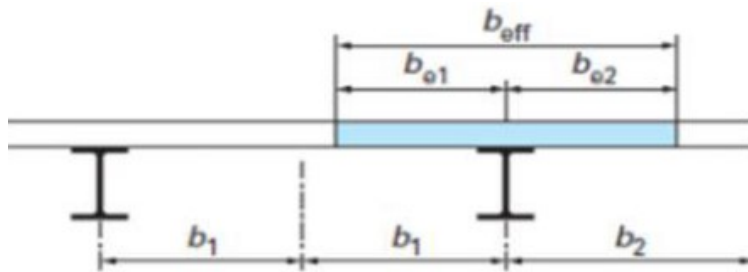


Figure V. 5: Largeur efficace de la dalle.

- **Chargement :**

#### **➤ Charges permanentes**

$$G_{solive} = 22,4 \text{ daN/ml}$$

$$G_{ter} = 538,63 \times 1.25 = 673,28 \text{ daN/ml}$$

$$G_{Total} = 695,68 \text{ daN/ml}$$

#### **➤ Surcharge d'exploitation**

$$Q = 100 \times 1.25 = 125 \text{ daN/ml}$$

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

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) \quad (V. 4)$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_m} \quad (V. 5)$$

Avec :

$h_c = 100\text{mm}$  (épaisseur de la dalle en béton)

$f_{ck} = 25\text{ MPa}$

$f_y = 235\text{ MPa}$

$\gamma_c = 1,5$

$\gamma_m = 1,1$

$A_a$  : Section du profilé IPE 200 :  $A_a = 2848\text{ mm}^2$

$$F_c = 1250 \times 100 \times \left(0.85 \frac{25}{1,5}\right) = 177083,33\text{ daN}$$

$$F_a = 2848 \times \frac{235}{1,1} = 60843,63\text{ daN}$$

Puisque  $F_a < F_c$  alors l'axe neutre se situe dans la dalle.

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

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c \quad (V. 6)$$

$$Z = \frac{60843,63}{1250 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5}} = 34,35\text{mm} \leq 120\text{mm}$$

#### **V.3.1.1.1 Vérification au moment fléchissant :**

$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd} \quad (V. 1)$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est : **(4.4.1.2 EC4 -1-1)**

$$M_{pl,Rd} = \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2}\right) \quad (V. 7)$$

Avec :

-  $h_a$  : hauteur de profilé IPE200.

-  $h_p$  : hauteur des nervures.

-  $h_c$  : épaisseur de la dalle en béton.

$$\text{Donc : } M_{pl.rd} = 60843,6 \left( \frac{0,2}{2} + 0,10 + 0,055 - \frac{0,034}{2} \right) = 14480,77 \text{ daN.m}$$

$$Q_{ELU} = 1.35 G + 1.5 Q \rightarrow Q_{ELU} = 1.35 \times 695,68 + 1.5 \times 125$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 1126,66 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_{ELU} \cdot l^2}{8} \quad (V. 8)$$

$$M_{sd} = \frac{1126,66 \times 5^2}{8} = 3520,81 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = 14480,77 \text{ daN.m} > M_{sd} = 3520,81 \text{ daN.m} \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification au déversement : il y a pas de risque de déversement dans la zone de moment positive, la semelle comprimé est soutenue par la dalle selon **(Manuel de calcul de construction mixte acier-béton selon EN1994-1.1 de déc2004)**

#### **V.3.1.1.2 Vérification de cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd} \quad (V. 9)$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{1126,66 \times 5}{2} = 2816,65 \text{ daN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad (V. 10)$$

$$\text{Avec: } A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 28,48 \cdot 10^2 - 2 \times 100 \times 8,5 + (5,6 + 2 \times 12) 8,5 = 1399,6 \text{ mm}^2$$

$$0,5 V_{pl.Rd} = 0,50 \times 0,58 \times \frac{235 \times 1399,6}{1,1} = 86711,58 \text{ N} = 8671,15 \text{ daN}$$

Donc :

$$V_{sd} = 2816,65 \text{ daN} \leq 0.5 V_{pl.Rd} = 8671,15 \text{ daN} \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

#### **V.3.1.1.3 Vérification de la condition de flèche :**

$$\frac{5qL^4}{384 E I_{eff}} \leq \frac{L}{250} \quad (V. 2)$$

$$I_h = I_a + A_a(z_a - z)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} (h_c^2/12 + (z - h_c/2)^2) \quad (V. 11)$$

$I_a$ : Moment d'inertie de la poutre ( $I_a=I_y$ ).

$n$  : Coefficient d'équivalence avec  $n=\frac{E_a}{E'_c}$

$E_a$  : Module d'élasticité de l'acier de construction.  $E_a=210000 \text{ MPa}$

$E'_c$  : Module d'équivalence du béton avec  $E'_c=\frac{E_{cm}}{2}$  pour les effets à court terme

$E_{cm}=31000 \text{ MPa}$  Pour un béton de classe C25/30.

$$\rightarrow n = \frac{210000}{31000/2} = 13,54$$

$$\bullet \quad z_a = \frac{h_a}{2} + h_p + h_c = 275 \text{ mm}$$

$$I_h = 1943 \times 10^4 + 2848 \times (275 - 34,35)^2 + \frac{1250 \times 100}{13,54} \left( \frac{100^2}{12} + (34,35 - \frac{100}{2})^2 \right)$$

$$I_h = 194,31 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$Q_{ELS} = G + Q \rightarrow Q_{ELS} = 695,68 + 125$$

$$\rightarrow Q_{ELS} = 820,68 \text{ daN/ml}$$

$$= \frac{5 \times 883,18 \times 5^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 271,41 \times 10^{-6}} = 0,001 \text{ m}$$

$$f_0 = 0.001 \text{ m} < f_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{5}{250} = 0,02 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

### **V.3.2 Etude des connecteurs :**

#### **V.3.2.1 Définition :**

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression en béton et l'acier des solives.

En d'autres termes, ils sont destinés à résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

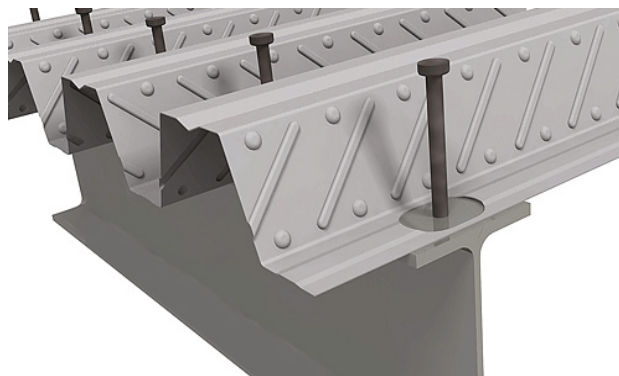


Figure V. 6 : Goujon à tête soudée avec le profilé

-Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivantes :

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$h = 80 \text{ mm}$$

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$f_u = 430 \text{ MPa}$$

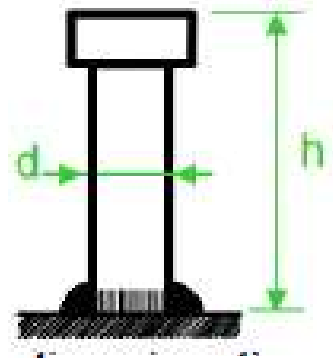


Figure V. 7 : Les dimensions d'un connecteur

### V.3.2.2 Résistance du connecteur isolé :

Résistance du connecteur au cisaillement :

$$Prd = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times k \times f_u \times \left( \frac{\pi d^2}{4} \right)}{\gamma_v} \\ \frac{0,29 \times k \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right. \quad (V. 12)$$

$\gamma_v$  : Le coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1,25.

$d$  : diamètre du fut du goujon.

$f_u$  : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPa.

$E_{cm}$  : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 31000 MPa.

$F_{ck}$  : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa.

$\alpha$  : Facteur correctif

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \times \left( \frac{h}{d} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq h/d \leq 4 \\ 1 & \text{pour } h/d \geq 4 \end{cases} \quad (V. 13)$$

$$\frac{h}{d} = 5 > 4 \text{ donc } \alpha = 1$$

$k$  : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures, les solives sont perpendiculaire au nervures de la tôle profilé donc il est calculé comme suite:

$$K = \begin{cases} 0,60 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{si les nervures sont } // \text{ à l'effort de cisaillement} \\ \frac{0,7}{\sqrt{Nr}} \times \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq K_{t,max} & \text{si les nervures sont } \perp \text{ à l'effort de cisaillement} \end{cases}$$

$k_{t,max}$  : Limite supérieure pour le facteur  $k$  égale à 0.85

**(Annexe3)**

$Nr$  : Nombre de goujons dans une nervure pris égale à 1

$$b_0 = 75 \text{ mm}$$

$$h_p = 55 \text{ mm}$$

$h_{sc} = 100 \text{ mm}$

$$K = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{75}{55} \left( \frac{100}{55} - 1 \right) \leq 0,85$$

$0,78 \leq 0,85$  .....Condition vérifiée

Donc  $k = 0,78$

$$Prd = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times 0,78 \times 430 \times \left( \frac{\pi \cdot 16^2}{4} \right)}{1,25} = 43137,26 \text{ N} \\ \frac{0,29 \times k \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} = 40782,45 \text{ N} \end{array} \right.$$

On obtient :  $P_{rd} = 4078,24 \text{ daN}$

- **Nombre de connecteurs :**

le nombre des connecteurs est donnée par :

$$n = \frac{Vl}{Prd} \quad (V. 14)$$

Avec

$n$  : Le nombre de connecteurs

$Vl$  : Effort de cisaillement longitudinal

$$Vl = [F_a; F_c] = \min[60843,63; 177083,33] = 60843,63 \text{ daN}$$

$Prd$  : Résistance d'un connecteur isolé

$$n = \frac{60843,63}{4078,24} = 14,91$$

On prend 15 connecteurs pour chaque solive.

- **Espacement des connecteurs**



Figure V. 8 : Espacements entre connecteurs.

Soit  $S$  l'espacement entre les connecteurs calculé comme suit :

$$S = \frac{l}{n-1} = 35,71 \text{ cm} \quad (V. 15)$$

- **Calcul du ferrailage**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, il est sous forme d'un treillis soudés.

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot h_c} \geq 0.4\% \quad (\text{V. 16})$$

$$\Rightarrow A_s \geq 0.004 \times b \times h_c = 0.004 \times 1480 \times 100 = 592 \text{ mm}^2$$

Le choix du  $\phi 10$ , maillage de 100 mm,  $A_s = 785 \text{ mm}^2$  est satisfaisant.

# **CHAPITRE- VI**

## **ETUDE SISMIQUE**



## **VI.1 Introduction :**

Le séisme est un phénomène naturel qui se caractérise par un mouvement d'une partie de la surface de la terre provoqué par des processus de déformations et de ruptures à l'intérieur de la croûte terrestre. L'énergie accumulée est libérée sous forme de vibration se propageant dans toutes les directions, appelées ondes sismiques. Ce phénomène est l'un des plus graves désastres pour l'humanité, son apparition brusque, l'intensité des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqués la mémoire des générations.

Donc il faut limiter les endommagements causés aux constructions, ce qui nécessite une bonne conception des structures afin qu'elle résiste aux séismes.

L'analyse de la structure est faite par le logiciel ROBOT structure qui est basé sur la méthode des éléments finis.

## **VI.2 Analyse de la structure :**

### **VI.2.1 Type d'analyse :**

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- Les chargements statiques :
  - Poids propre de la structure.
  - Les effets dus aux actions climatiques.
- Les chargements dynamiques :
  - Les effets sismiques.

## **VI.3 Méthodes de calcul : (art 4.1 RPA99V2003)**

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Suivant la particularité de notre structure, le calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale. Cette méthode est utilisée en particulier lorsque la méthode statique équivalente n'est pas permise.

On choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

#### **VI.4 Principe de la méthode : (Art 4.3 RPA99V2003)**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant **(Eq (4.13)RPA99V03)**

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right), & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right), & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}, & T_2 \leq T \leq 3,0 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right), & T > 3,0s \end{cases} \quad (\text{VI. 1})$$

##### **VI.4.1 Détermination des paramètres du spectre de réponse de calcul :**

- **Coefficient d'accélération « A » :** (Tableau 4.1 RPA99V2003)

**-la salle abritant l'aire de jeu :**

$$\begin{cases} \text{Zone IIa (Oran)} \\ \text{Classification des ouvrages : 1B} \end{cases} \Rightarrow A = 0,20$$

**-le vestiaire :**

$$\begin{cases} \text{Zone IIa (Oran)} \\ \text{Classification des ouvrages : 2} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$$

- **Coefficient de comportement global de la structure « R » :**

Selon le règlement, la valeur de « R » est donnée par : **(le tableau 4.3-RPA99V2003)** en fonction du système contreventé.

Pour la salle nous avons un système d'ossature contreventé par palées triangulées en

$$V \Rightarrow R = 3.$$

Pour le vestiaire , nous avons un système d'ossature contreventé par palées triangulées en

X  $\Rightarrow$  R = 4.

- **Le pourcentage d'amortissement critique  $\xi$  (les mêmes pour l'air de jeu et le vestiaire) :**

La valeur «  $\xi$  » est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Acier dense  $\Rightarrow \xi = 5\%$  (Tableau 4.2 RPA99V2003)

- **Facteur de correction d'amortissement  $\eta$  : (les mêmes pour l'aire de jeu et le vestiaire) : (équation 4.3 RPA99V2003)**

La valeur de «  $\eta$  » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \quad (\text{VI. 2})$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+5)}} = 1 \geq 0,7$$

- **Périodes T1, T2 du site : (les mêmes pour l'air de jeu et le vestiaire) :**

Site meuble S3: (tableau 4.7 RPA99V2003)

$$\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,5s \end{cases}$$

- **Facteur de qualité « Q » :**

La valeur « Q » est déterminée par la formule suivante : (Équation 4.4 RPA99V2003)

$$Q = 1 + \sum_1^b p_q \quad (\text{VI. 3})$$

Avec :  $P_q$  : la pénalité à retenir selon le critère de qualité « q »

**-La salle abritant l'aire de jeu :**

| Critère « q »                                       | Observation | $p_{qacier}$ |
|-----------------------------------------------------|-------------|--------------|
| Condition minimale sur les files de contreventement | Observé     | 0            |
| Redondance en plan                                  | Observé     | 0            |
| Régularité en plan                                  | Observé     | 0            |
| Régularité en élévation                             | Observé     | 0            |
| Contrôle de la qualité des matériaux                | observé     | 0            |
| Contrôle de la qualité de l'exécution               | Non observé | 0,1          |
| $Q = 1 + \sum_1^b p_q$                              |             | <b>1,1</b>   |

Tableau VI. 1: Valeurs des pénalités  $P_q$  .

**-le vestiaire :**

| Critère « q »                                       | Observation | $p_{qacier}$ |
|-----------------------------------------------------|-------------|--------------|
| Condition minimale sur les files de contreventement | Observé     | 0            |
| Redondance en plan                                  | Observé     | 0            |
| Régularité en plan                                  | Non Observé | 0,05         |
| Régularité en élévation                             | Observé     | 0            |
| Contrôle de la qualité des matériaux                | observé     | 0            |
| Contrôle de la qualité de l'exécution               | Non observé | 0,1          |
| $Q = 1 + \sum_1^b p_q$                              |             | <b>1,15</b>  |

Tableau VI. 2: Valeurs des pénalités  $P_q$  .

## **VI.5 Analyse dynamique de la structure :**

### **VI.5.1 Modélisation de la structure :**

#### **VI.5.1.1 La salle abritant l'aire de jeu:**

La modélisation de la structure a été faite par le logiciel ROBOT qui nous a permet d'obtenir la figure suivante :

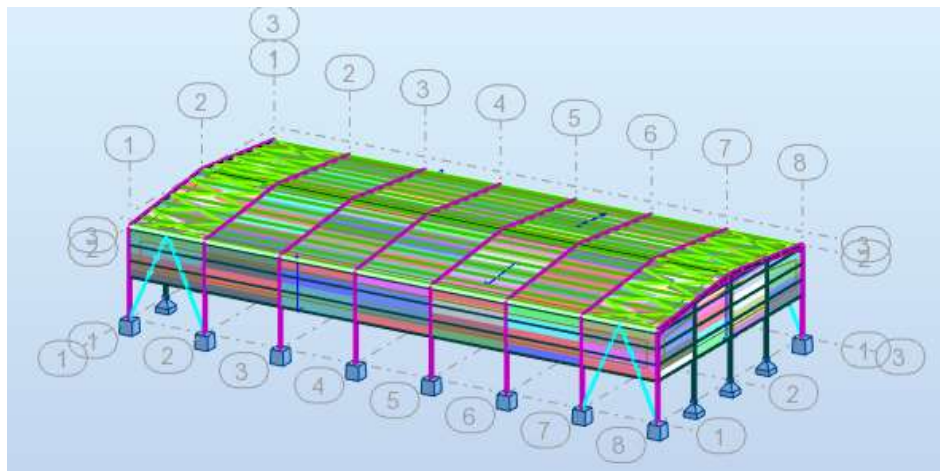


Figure VI. 1: Modélisation de la structure en 3D.

#### **VI.5.1.2 Le vestiaire :**

La modélisation de la structure a été faite par le logiciel ROBOT qui nous a permet d'obtenir la figure suivante :

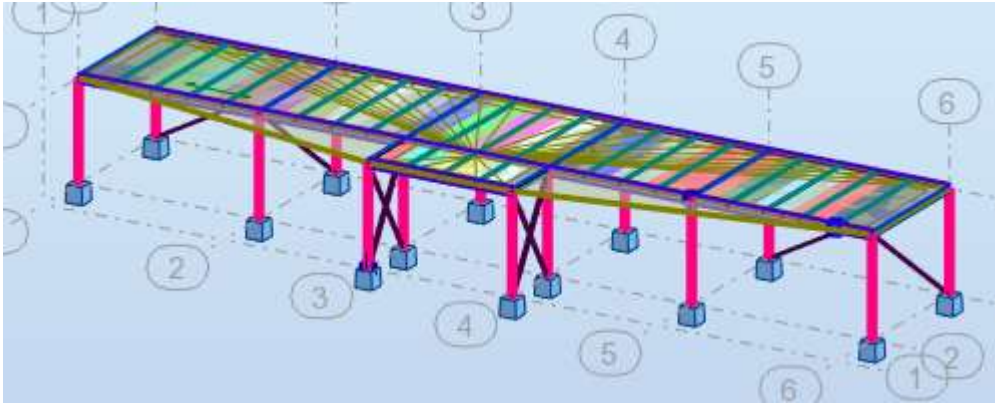


Figure VI. 2: Modélisation de la structure en 3D.

## VI.5.2 Analyse modale spectrale :

### VI.5.2.1 La salle :

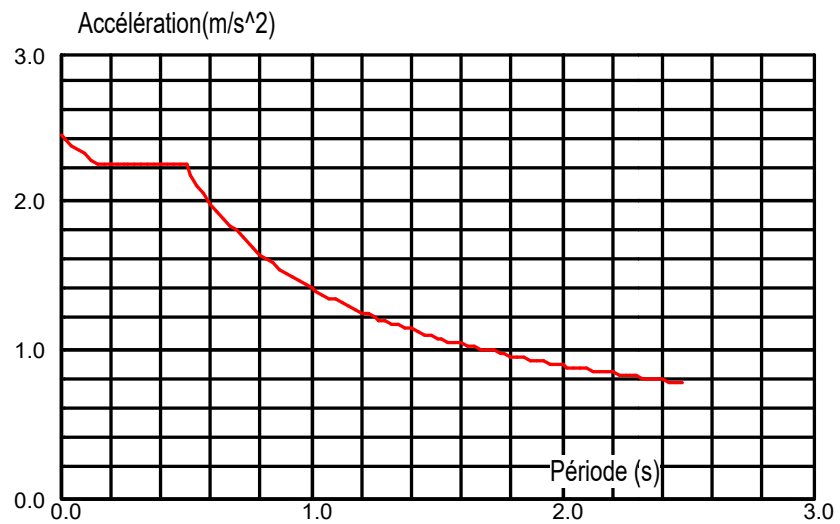


Figure VI. 3: Spectre de réponse suivant X.

#### Données:

Zone : IIa  
 Usage : 1B  
 Assise : S3  
 Coefficient de qualité : 1.100  
 Coefficient de comportement : 3.000  
 Amortissement :  $\chi = 5.00 \%$

#### Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement :  $\eta = [7/(2+\chi)]^{0.5} = 1.000$   
 $A = 0.200$   
 $T_1 = 0.150$   $T_2 = 0.500$



**Données:**

Zone : IIa  
Usage : 1B  
Assise : S3  
Coefficient de qualité : 1.150  
Coefficient de comportement : 4.000  
Amortissement :  $\chi = 5.00 \%$

**Paramètres du spectre:**

Correction de l'amortissement :  $\eta = [7/(2+\chi)]^{0.5} = 1.000$   
 $A = 0.200$   
 $T_1 = 0.150$   $T_2 = 0.500$

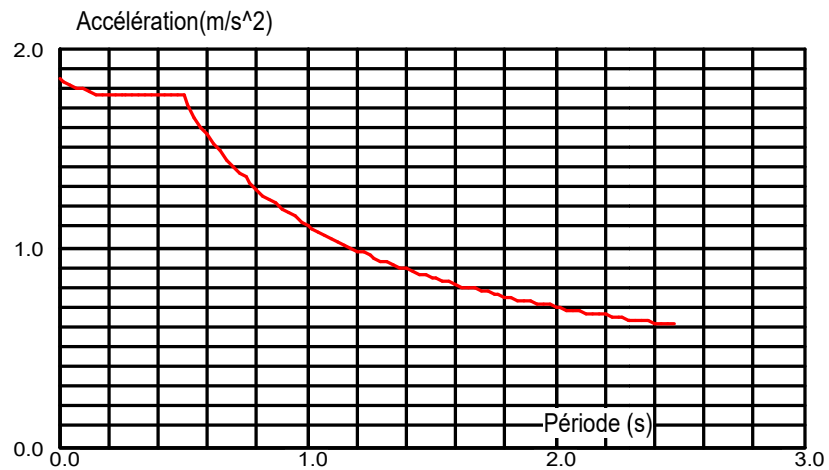


Figure VI. 6: Spectre de réponse suivant Y.

**Données:**

Zone : IIa  
Usage : 1B  
Assise : S3  
Coefficient de qualité : 1.150  
Coefficient de comportement : 4.000  
Amortissement :  $\chi = 5.00 \%$

**Paramètres du spectre:**

Correction de l'amortissement :  $\eta = [7/(2+\chi)]^{0.5} = 1.000$   
 $A = 0.200$   
 $T_1 = 0.150$   $T_2 = 0.500$

## VI.6 Vérification de la structure :

### VI.6.1 La salle abritant l'aire de jeu :

#### VI.6.1.1 Vérification de la période fondamentale de la structure :

La période  $T$ , calculée par le logiciel ROBOT ne doit pas être inférieure à celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le RPA99 de plus de 30%.

- La période fondamentale obtenue par le logiciel ROBOT:  $T = 0,42s$
- La période empirique est donnée par la formule suivante (Equation 4.6 RPA99V2003)

$$\text{Avec : } T = C_T \cdot h_N^{3/4} \quad (\text{VI. 4})$$

$C_t$  : Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, pour des contreventements assurés par des palées triangulés  $C_t = 0,085$ . (Tab 4.6 RPA99V03)

$h$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au faitage:

$$h_N = 7,75 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } T = 0,085 \times 7,75^{3/4} = 0,39 \text{ s}$$

Donc :

$$T = 0,44 < 130\% T = 1,3 \times 0,39 = 0,51 \text{ s} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### VI.6.1.2 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  $V_t > 0,8 V$ . Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

- La résultante des forces sismiques dans le sens (X) :  $V_t = 5230,66 \text{ daN}$

- La résultante des forces sismiques dans le sens (Y) :  $V_t = 6527,67 \text{ daN}$

La force sismique totale  $V$  est donnée par la formule suivante : (Eq 4.1 RPA99V2003)

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{VI. 5})$$

-  $A$  : Coefficient d'accélération de zone  $A = 0,20$ .

-  $D$  : est le facteur d'amplification dynamique moyen, déterminé en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure. (Équation 4.2 RPA99V2003)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta, & 0 \leq T \leq T_2, \\ 2,5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}, & T_2 \leq T \leq 3s, \\ 2,5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}, & T \geq 3s, \end{cases} \quad (\text{VI. 6})$$

$$D = 2,5 \eta \quad \Rightarrow \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2,5 \times 1 \quad \Rightarrow \quad D = 2,5$$

$Q$  : Facteur de qualité ( $Q = 1,1$ ).

$R$  : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement ( $R = 3$ ).

$W$  : Poids total de la structure (calculée par ROBOT)  $W = 37057,97 \text{ daN}$



Donc, calcul la force sismique :

$$V = \frac{0,2 \times 2,5 \times 1,1}{3} \times 34520,78$$

$$V=6328,80 \text{ daN}$$

|         | Vt (daN) | V (daN) | 80%V    | 0.8V < Vt |
|---------|----------|---------|---------|-----------|
| Sens -X | 5230,66  | 6328,80 | 5063,04 | C .V      |
| Sens-Y  | 6527,67  | 6328,80 | 5063,04 | C .V      |

Tableau VI. 3: Résultante des forces sismiques à la base.

#### VI.6.1.3 Vérification des déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit : (Équation 4. 19 RPA99V2003)

$$\delta_k = R. \delta_{ek} \quad (\text{VI. 7})$$

Avec :

- $\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$
- R : Coefficient de comportement : la valeur de est  $R=3$ .

Le déplacement relatif au niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1' est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{VI. 8})$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

|         | Sens (X)              |   |                    | Sens(Y)               |   |                    |                       |     |
|---------|-----------------------|---|--------------------|-----------------------|---|--------------------|-----------------------|-----|
| Niveau  | $\delta_{ek}$<br>(cm) | R | $\delta_k$<br>(cm) | $\delta_{ek}$<br>(cm) | R | $\delta_k$<br>(cm) | $\delta_k$<br>< H/100 | C.V |
| TOITURE | 0,23                  | 3 | 0,7                | 2,4                   | 3 | 7,2                | 7,75                  |     |

Tableau VI. 4: Résultat du déplacement

## **VI.6.2 Le vestiaire :**

### **VI.6.2.1 Vérification de la période fondamentale de la structure :**

h: Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au faitage:  $h_N = 4,00$  m

$C_t$  : Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, pour des contreventements assurés par des palées triangulés  $C_t = 0,05$

La période fondamentale obtenue par le logiciel ROBOT:  $T = 0,44$ s

D'où :  $T = 0,05 \times 4^{3/4} = 0,14$  s

Donc :

$T = 0,44 > 130\% T = 1,3 \times 0,14 = 0,18$  s ..... Condition vérifiée.

La condition n'est pas vérifiée, mais on peut tolérer une période un peu plus grand que la période empirique puisqu'il s'agit d'une structure en charpente métallique, donc une structure flexible, sachant que nous avons eu de mal à ajouter des contreventements pour le bon fonctionnement de la structure.

### **VI.6.2.2 Vérification de la force sismique à la base :**

- La résultante des forces sismiques dans le sens (X) :  $V_t = 22825,90$ daN

- La résultante des forces sismiques dans le sens (Y) :  $V_t = 23669,71$ daN

$$D = 2,5 \eta \quad \Rightarrow \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2,5 \times 1 \quad \Rightarrow \quad D = 2,5$$

- A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,15.

- Q : Facteur de qualité (Q = 1,15).

- R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement (R = 4).

- W : Poids total de la structure (calculée par ROBOT)  $W = 174751$  daN

$$V = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,15}{4} \times 174751 = 18840,34 \text{ daN}$$

|         | $V_t$ (daN) | V (daN)  | 80%V     | $0.8V < V_t$ |
|---------|-------------|----------|----------|--------------|
| Sens -X | 22825,90    | 18840,34 | 15072,27 | C .V         |
| Sens-Y  | 23669,71    | 18840,34 | 15072,27 | C .V         |

Tableau VI. 5:Résultante des forces sismiques à la base.

### **VI.6.2.3 Vérification des déplacements:**

-R : Coefficient de comportement :la valeur est R=4.

|         | Sens (X)              |   |                    | Sens(Y)               |   |                    |                       |            |
|---------|-----------------------|---|--------------------|-----------------------|---|--------------------|-----------------------|------------|
| Niveau  | $\delta_{ek}$<br>(cm) | R | $\delta_k$<br>(cm) | $\delta_{ek}$<br>(cm) | R | $\delta_k$<br>(cm) | $\delta_k$<br>< H/100 | <b>C.V</b> |
| TOITURE | 0,52                  | 4 | 2,1                | 0,2                   | 4 | 0,8                | 4                     |            |

Tableau VI. 6:Résultat du déplacement.

### VI.7 Justification de la largeur de joint sismique:

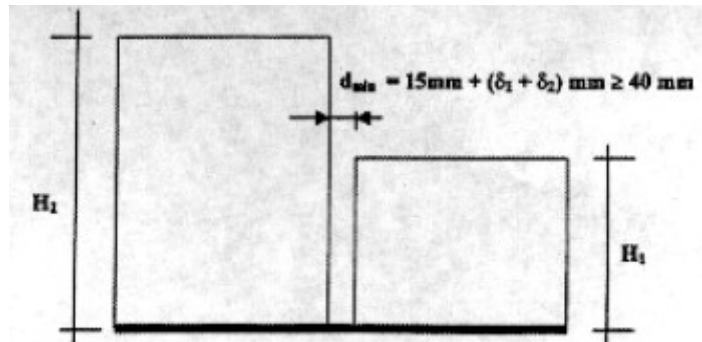


Figure VI. 7: Largeur minimum de joint sismique.

$$d_{\min}=15\text{mm}+ (\delta_1 + \delta_2)\text{mm} \geq 40\text{mm} \quad (\text{VI. 9})$$

$\delta_1$  et  $\delta_2$ : Déplacements maximaux des deux blocs.

$$d_{\min}=15+(72+8)=95\text{mm}$$

**CHAPITRE- VII**  
**ETUDE DES**  
**ELEMENTS**  
**STRUCTURAUX**

## VII.1 Introduction :

La structure est composée des traverses, de poteaux et les contreventements.

Tous les éléments de la structure doivent être calculés et vérifiés de sorte à résister aux charges appliquées et cela en passant par la réglementation du CCM97.

## VII.2 La salle abritant l'aire de jeu :

### VII.2.1 Vérification des traverses :

A partir de logiciel Autodesk Robot on prend **IPE300** comme traverse.

| Profilé | Poids | Section         | Dimensions |         |                      |                      |         | Caractéristiques                  |                                   |                                      |                                      |
|---------|-------|-----------------|------------|---------|----------------------|----------------------|---------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
|         | kg/m  | Cm <sup>2</sup> | H<br>mm    | B<br>mm | t <sub>f</sub><br>mm | t <sub>w</sub><br>mm | d<br>mm | I <sub>y</sub><br>cm <sup>4</sup> | I <sub>z</sub><br>cm <sup>4</sup> | W <sub>pl,y</sub><br>cm <sup>3</sup> | W <sub>pl,z</sub><br>cm <sup>3</sup> |
| IPE300  | 42,2  | 53,81           | 300        | 150     | 10,7                 | 7,1                  | 248,6   | 8356                              | 603,8                             | 628,4                                | 125,2                                |

Tableau VII. 1: Caractéristiques du profilé IPE300.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est 1.35 G + 1.35Q+ 1,35W2 avec :

$$N_{sd} = 2192,04 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1586,26 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = \begin{cases} 2334,63 \text{ daN.m} \\ -6100,33 \text{ daN.m} \end{cases}$$

- **Classe de la section transversale du profilé IPE 300 :**

➤ Classe de l'âme fléchie et comprimée :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d+d_c}{2} \right) \leq 1 \quad (\text{VII. 1})$$

$$d_c = \left( \frac{N_{sd}}{t_w + f_y} \right) \quad (\text{VII. 2})$$

Dans ce cas :  $\alpha = 0,51 > 0.5$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \xi}{(13\alpha - 1)} \quad (\text{VII. 3})$$

Avec :  $\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 < \frac{396 \xi}{(13\alpha - 1)} = \frac{396}{5,63} = 70,33$$

L'âme est de classe 1.

➤ Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\xi \quad (\text{VII. 4})$$

Avec :  $\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{\frac{150}{2}}{10,7} = 7 \leq 10$$

La semelle est de classe 1.

Donc , la section du profilé globale est de classe 1

#### **VII.2.1.1 Vérification du cisaillement**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} \quad (\text{VII. 5})$$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \cdot \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad (\text{VII. 6})$$

avec :  $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 25,67 \text{ cm}^2$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{25,67 \times 2350}{1,1} = 31807,46 \text{ daN}$$

$$0,5V_{ply,Rd} = 15903,73 \text{ daN} > V_{sd} = 1586,26 \text{ daN} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

#### **VII.2.1.2 Vérification de la résistance à la flexion composée**

Comme il y a la flexion composée sur les traverses, il y a donc un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si  $\lambda_{LT} \geq 0,4$  :

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} \quad (\text{VII. 7})$$

$$\beta_w = 1 \text{ (Section transversales de classe 1)}$$

$$\lambda_1 = 93.9.\varepsilon \quad ; \text{ Avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Puisque les traverses sont encastrees des deux extremités, les facteurs de longueur effective K et K<sub>w</sub> sont pris égale à 0.5 et donc la formule de λ<sub>LT</sub> est de forme **(Equation B.22 CCM97)**

$$\lambda_{LT} = \frac{K \times L \times \left( \frac{W_{pl,y}^2}{I_w \times I_z} \right)^{0,25}}{\sqrt{C_1} \times \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 + \frac{(KL)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}} \quad (\text{VII. 8})$$

C<sub>1</sub> =3,093 **(Tableau B.1.1 CCM97)**

$$\lambda_{LT} = \frac{0,5 \times 1005 \times \left( \frac{628,4^2}{125,9 \times 10^3 \times 603,8} \right)^{0,25}}{\sqrt{3,093} \times \left[ \left( \frac{0,5}{0,5} \right)^2 + \frac{(0,5 \times 1005)^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 20,12}{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 125,9 \times 10^3} \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 60,55$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{60,55}{93,9} = 0,64 > 0,4$$

Donc, il y a un risque de déversement.

Par conséquent, la formule de vérification de la section sera comme suite : **(Equation 5.52 CCM97)**

$$\frac{N_{sd}}{x_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{x_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{\frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (\text{VII. 9})$$

**-Calcul de x<sub>z</sub> :**

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad (\text{VII. 10})$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_{fz} / i_z}{\lambda_1} = \frac{(0,5 \times 1005) / 3,35}{93,9} = 1,59$$

Donc le flambement sera considéré juste dans le sens (z-z) :

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \quad (\text{VII. 11})$$

Avec :  $\alpha$  : le facteur d'imperfection

$$\left\{ \begin{array}{l} h/c = \frac{300}{150} = 2 > 1,2 \\ t_f = 10,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (1,59 - 0,2) + 1,59^2] = 2,00$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} \quad (\text{VII. 12})$$

$$\chi_z = \frac{1}{2 + [2^2 - 1,59^2]^{0,5}} = 0,31 < 1$$

**-Calcul de  $k_{LT}$  :**

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad (\text{VII. 13})$$

Avec :

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \quad (\text{VII. 14})$$

D'après, (Figure 55.4 CCM97) :

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7 \times \psi_y \quad (\text{VII. 15})$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7 \times (-0,38) = 2,066$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,59 \times 2,066 - 0,15 = 0,34 < 0,9$$

Alors :

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,34 \times 2192,04}{0,31 \times 53,81 \times 2350} = 0,98$$

**- Calcul de  $\chi_{LT}$  :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad (\text{VII. 16})$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (\text{VII. 17})$$

$\alpha_{LT} = 0,21$  ( pour les profiles laminées )

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,64 - 0,2) + 0,64^2] = 0,75$$

Alors :



$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,75 + [0,75^2 - 0,64^2]^{0,5}} = 0,87 < 1$$

Donc :

$$\frac{2192,04}{0,31 \times \frac{53,81 \times 2350}{1,1}} + \frac{0,98 \times 6100,33}{0,87 \times \frac{628,4 \times 2350}{1,1}} = 0,06 < 1 \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

Le profilé IPE 300 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

### VII.2.2 Etude des poteaux :

A partir de logiciel Autodesk Robot on prend **IPE300** comme poteau.

| Profilé | Poids | Section         | Dimensions |         |                      |                      |         | Caractéristiques                  |                                   |                                      |                                      |
|---------|-------|-----------------|------------|---------|----------------------|----------------------|---------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
|         | kg/m  | cm <sup>2</sup> | h<br>mm    | b<br>mm | t <sub>f</sub><br>mm | t <sub>w</sub><br>mm | d<br>mm | I <sub>y</sub><br>cm <sup>4</sup> | I <sub>z</sub><br>cm <sup>4</sup> | W <sub>pl,y</sub><br>cm <sup>3</sup> | W <sub>pl,z</sub><br>cm <sup>3</sup> |
| IPE300  | 42,2  | 53,81           | 300        | 150     | 10,7                 | 7,1                  | 248,6   | 8356                              | 603,8                             | 628,4                                | 125,2                                |

Tableau VII. 2: Caractéristiques du profilé **IPE300**.

D'après le logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est 1.35 G +1,5W2 avec :

$$N_{sd} = 2445,55 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 836,4 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = \begin{cases} 10394,71 \text{ daN.m} \\ -5481,68 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ **Classe de la section transversale du profilé IPE 300 :**

a) Classe de l'âme fléchie et comprimée :

Dans ce cas :  $\alpha = 0,51 > 0,5$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \xi}{(13\alpha - 1)} \quad (\text{VII. 3})$$

$$\text{Avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 < \frac{396 \xi}{(13\alpha - 1)} = \frac{396}{5,63} = 70,33$$

L'âme est de classe 1.

b) Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\xi \quad (\text{VII. 4})$$

Avec :  $\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{\frac{150}{2}}{10,7} = 7 \leq 10$$

La semelle est de classe 1.

Donc : la section du profilé globale est de classe 1

#### **VII.2.2.1 Vérification du cisaillement**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} \quad (\text{VII. 5})$$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \cdot \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad (\text{VII. 6})$$

Avec :  $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 25,67 \text{ cm}^2$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \cdot \frac{25,67 \times 2350}{1,1} = 31807,46 \text{ daN}$$

$$0,5V_{ply,Rd} = 15903,73 \text{ daN} > V_{sd} = 836,4 \text{ daN} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

#### **VII.2.2.2 Condition de résistance « moment fléchissant+effort normal » :**

Puisque la flexion composée sollicite les poteaux, il y a donc un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si  $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \quad (\text{VII. 7})$$

Section transversales de classe 1  $\rightarrow \beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93.9. \xi, \text{ Avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Puisque les poteaux sont encastres aux extrémités, les facteurs de longueur effective K et K<sub>w</sub> sont pris égaux à 0.5 et donc la formule de λ<sub>LT</sub> est exprimée comme suit :

$$\lambda_{LT} = \frac{K.L \left( \frac{W_{ply}^2}{I_w I_z} \right)^{0,25}}{\sqrt{C_1} \times \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0,25}} \quad (VII. 8)$$

avec C<sub>1</sub>= 3.093 selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K

$$\lambda_{LT} = \frac{0.5 \times 675 \times \left( \frac{(628,4)^2}{125,9 \times 10^3 \times 603,8} \right)^{0,25}}{\sqrt{3.093} \times \left[ \left( \frac{0.5}{0.5} \right)^2 + \frac{(0.5 \times 675)^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 20,12}{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 125,9 \times 10^3} \right]^{0,25}} = 45,05$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \quad (VII. 7)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{45,05}{93,9} = 0,47 > 0,4$$

Donc, il y a un risque de déversement.

Par conséquent, la formule de vérification de la section sera comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{x_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y, sd}}{x_{LT} \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{\frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (VII. 9)$$

- **Calcul de x<sub>z</sub> :**

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{l_{fz} / i_z}{\lambda_1} = \frac{(0,7 \times 675) / 3,35}{93,9} = 1,50$$

Donc, le flambement sera considéré juste dans le sens z-z :

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \quad (VII. 11)$$

avec α : le facteur d'imperfection .

$$\left\{ \begin{array}{l} h/c = \frac{300}{150} = 2 > 1,2 \\ t_f = 10,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (1,50 - 0,2) + 1,50^2] = 1,84$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} \quad (\text{VII. 12})$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,84 + [1,84^2 - 1,50^2]^{0,5}} = 0,34 < 1$$

- **Calcul de  $k_{LT}$  :**

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad (\text{VII. 13})$$

avec :

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \quad (\text{VII. 14})$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7 \times \psi_y \quad (\text{VII. 15})$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7 \times (-0,52) = 2,16$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,50 \times 2,16 - 0,15 = 0,33 < 0,9$$

Alors :

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,33 \times 2445,55}{0,34 \times 53,81 \times 2350} = 0,98$$

- **Calcul de  $\chi_{LT}$  :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad (\text{VII. 16})$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (\text{VII. 17})$$

$\alpha_{LT} = 0,21$  ( pour les profiles laminées )

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,47 - 0,2) + 0,47^2] = 0,63$$

Alors :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,63 + [0,63^2 - 0,47^2]^{0,5}} = 0,95 < 1$$

Donc :

$$\frac{2445,55}{0,34 \times \frac{53,81 \times 2350}{1,1}} + \frac{0,98 \times 10394,71}{0,95 \times \frac{628,4 \times 2350}{1,1}} = 0,07 < 1 \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

Le profilé IPE 300 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance

### VII.2.3 Vérification des contreventements :

On a tiré depuis le logiciel Autodesk Robot un contreventement en (X) CAE70X7, avec  
L=6,73m

| Profilé  | Poids | Section         | Dimensions |         |         |                      |                      | caractéristiques                  |                                   |                      |                      |
|----------|-------|-----------------|------------|---------|---------|----------------------|----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|----------------------|----------------------|
|          | kg/m  | cm <sup>2</sup> | h<br>mm    | b<br>mm | t<br>mm | r <sub>1</sub><br>mm | r <sub>2</sub><br>mm | I <sub>y</sub><br>cm <sup>4</sup> | I <sub>z</sub><br>cm <sup>4</sup> | i <sub>y</sub><br>cm | i <sub>z</sub><br>cm |
| CAE70× 7 | 7,38  | 9,40            | 70         | 70      | 7       | 9                    | 4,5                  | 42,3                              | 42,3                              | 2,12                 | 2,12                 |

Tableau VII. 3: Caractéristiques du profilé **CAE70X7**.

Pour les contreventements en X on va deviser la longueur par 2 (ajout d'assemblage au milieu) L/2=3,365 m

La combinaison des charges la plus défavorable d'après le Logiciel Autodesk Robot est :  
1,35G+1,35Q+1,5W3

Avec :  $\begin{cases} N_{sd} = 3155,05 \text{ daN (Traction)} \\ N_{sd} = -3328,13 \text{ daN (Compression)} \end{cases}$

#### VII.2.3.1 Vérification à la traction (equation 5.13 CCM97)

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min [ N_{pl,rd} ; N_{u,rd} ; N_{net,rd} ] \quad (\text{VII. 18})$$

$$\begin{cases} N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{9,4 \times 2350}{1,1} = 20081 \text{ daN} \\ N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 9,4 \times 3600}{1,25} = 24364 \text{ daN} \\ N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{9,4 \times 2350}{1,25} = 17672 \text{ daN} \end{cases} \quad (\text{VII. 19})$$

$$N_{t,rd} = N_{net,rd} = 17672 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 3155,03 \text{ daN} < N_{t,rd} = N_{pl,rd} = 17672 \text{ daN} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

#### • Vérification à la compression (équation 5.15 CCM97)

$$N_{sd} \leq N_{c,rd} = N_{pl,rd} \quad (\text{VII. 20})$$

$$N_{pl,rd} = 20081 \text{ daN} .$$

$$N_{sd} = 3328,13 \text{ daN} < N_{c,rd} = N_{pl,rd} = 20081 \text{ daN} .$$

$$N_{sd} = 3328,13 \text{ daN} < N_{c,rd} = N_{pl,rd} = 20081 \text{ daN} \quad \text{..... Condition vérifiée}$$

### VII.2.3.2 Vérification de flambement

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \frac{x \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{VII. 21})$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9\varepsilon}$$

$\beta_A = 1$  : pour les sections de classe 1.

$\bar{\lambda}$  : Élancement réduit.

$\lambda$  : Élancement pour le mode de flambement a considéré :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad (\text{VII. 22})$$

$$i_y = i_z = 2,12 \text{ cm ( CAE } 70 \times 7 \text{ )}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{336,5}{2,12} = 158,72$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \times \left( \frac{235}{235} \right)^{0,5} = 93,9 \quad ; \quad f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = 1,69 > 0,2$$

$$\alpha = 0,49 \quad \text{Courbe c (cornières à ailes égales)}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (\text{VII. 17})$$

$$\phi_{LT} = 2,29$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = 0,26 < 1 \quad (\text{VII. 16})$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,26 \times 1 \times 9,4 \times 2350}{1,1} = 5221,27 \text{ daN}$$

$$N_{b,Rd} = 5221,27 \text{ daN} > N_{sd} = 3328,13 \text{ daN} \quad \text{..... Condition vérifiée}$$

### VII.2.4 Vérification des stabilités :

On a tiré depuis le logiciel Autodesk Robot un contreventement en V :  $2 \times \text{CAE120} \times 10$ , avec  $L=7,39\text{m}$

| Profilé   | Section              | Dimensions |         |         | Caractéristiques géométriques                      |                                      |
|-----------|----------------------|------------|---------|---------|----------------------------------------------------|--------------------------------------|
|           | A<br>cm <sup>2</sup> | h=b<br>mm  | t<br>mm | r<br>mm | I <sub>y</sub> = I <sub>z</sub><br>cm <sup>4</sup> | i <sub>y</sub> =i <sub>z</sub><br>cm |
| CAE120x10 | 23,2                 | 120        | 10      | 13      | 312,9                                              | 3,67                                 |

Tableau VII. 4: Caractéristiques du profilé **CAE120x10**.

La combinaison des charges la plus défavorable d'après le Logiciel Autodesk Robot est :  $1,35G+1,5W3$

Avec :  $\begin{cases} N_{sd} = 4804,15\text{daN (Traction)} \\ N_{sd} = -384,47\text{daN (Compression)} \end{cases}$

#### VII.2.4.1 Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min [ N_{pl,rd} ; N_{u,rd} ; N_{net,rd} ] \quad (\text{VII. 18})$$

$$\begin{cases} N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23,2 \times 2350}{1,1} = 49563,63 \text{ daN} \\ N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 23,2 \times 3600}{1,25} = 60134,4 \text{ daN} \\ N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{23,2 \times 2350}{1,25} = 43616 \text{ daN} \end{cases} \quad (\text{VII. 19})$$

$$N_{t,rd} = N_{net,rd} = 43616 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 4804,15 \text{ daN} < N_{t,rd} = N_{pl,rd} = 43616 \text{ daN} \quad \dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

#### • Vérification à la compression

$$N_{sd} \leq N_{c,rd} = N_{pl,rd} \quad (\text{VII. 20})$$

$$N_{pl,rd} = 49563,63 \text{ daN} .$$

$$N_{sd} = 384,47\text{daN} < N_{c,rd} = N_{pl,rd} = 49563,63 \text{ daN} . \quad \dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

#### VII.2.4.2 Vérification de flambement

$$N_{sd} \leq N_{b,Rd} = \frac{x \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{VII. 21})$$

$$\lambda = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9\epsilon}$$

$\beta_A = 1$  : pour les sections de classe 1.

$\bar{\lambda}$  : Élancement réduit.

$\lambda$  : Élancement pour le mode de flambement a considéré :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad (\text{VII. 23})$$

$$i_y = i_z = 3,67 \text{ cm ( 2} \times \text{CAE120} \times 10)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{l_f}{i} = \frac{739}{3,67} = 201,36$$

$$\lambda_1 = 93,9. \varepsilon = 93,9 \times \left(\frac{235}{235}\right)^{0,5} = 93,9 \quad f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = 2,14 > 0,2$$

$\alpha = 0,49$  Courbe c (cornières à ailes égales)

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (\text{VII. 17})$$

$$= 2,67$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{2,67 + \sqrt{2,67^2 - 2,14^2}} = 0,23 < 1 \quad (\text{VII. 16})$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,33 \times 1 \times 23,2 \times 2350}{1,1} = 16356 \text{ daN}$$

$$N_{b,Rd} = 16356 \text{ daN} > N_{sd} = 384,47 \text{ daN} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

### VII.2.5 Vérification de la poutre sablière :

Concernant sablière nous avons proposé un profilé HEA120.

| Profilé | Poids | Section         | Dimensions |     |                |                |    | caractéristiques |                 |                   |                   |
|---------|-------|-----------------|------------|-----|----------------|----------------|----|------------------|-----------------|-------------------|-------------------|
|         | Kg/m  |                 | H          | B   | t <sub>f</sub> | t <sub>w</sub> | d  | I <sub>y</sub>   | I <sub>z</sub>  | W <sub>pl,y</sub> | W <sub>pl,z</sub> |
|         |       | Cm <sup>2</sup> | mm         | Mm  | mm             | mm             | mm | mm <sup>4</sup>  | mm <sup>4</sup> | mm <sup>3</sup>   | mm <sup>3</sup>   |
| HEA120  | 19,9  | 25,3            | 114        | 120 | 8              | 5              | 74 | 606,2            | 230,9           | 119,5             | 58,85             |

Tableau VII. 5: Caractéristiques du profilé **HEA120**.

D'après le logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes



Avec :  $M_{sd}=314,10 \text{ daN.m}$

- **Classe de la section transversale du profilé HEA 120 :**

- Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon, \quad (\text{VII. 24})$$

$$\text{Avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{74}{5} = 14,8 < 72$$

L'âme est de classe 1.

- Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon, \quad (\text{VII. 25})$$

$$\text{Avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{\frac{120}{2}}{8} = 7,5 < 10$$

La semelle est de classe 1.

Donc , la section du profilé globale est de classe 1

### **VII.2.5.1 Vérification de la résistance à la flexion simple**

On doit vérifiée que :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (\text{VII. 26})$$

avec :

$$M_{c,Rd} = \frac{119,5 \times 2350}{1,1} = 2553,95 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 314,10 \text{ daN.m} < M_{c,Rd} = 2552,95 \text{ daN.m} \quad \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

## VII.3 Le vestiaire

### VII.3.1 Etude poteau :

A partir de logiciel Autodesk Robot on prend **HEA240** comme poteau.

| Profilé | Poids | Section         | Dimensions |         |                      |                      |         | Caractéristiques                  |                                   |                                      |                                      |
|---------|-------|-----------------|------------|---------|----------------------|----------------------|---------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
|         | Kg/m  | Cm <sup>2</sup> | H<br>mm    | B<br>mm | t <sub>f</sub><br>mm | t <sub>w</sub><br>mm | d<br>mm | I <sub>y</sub><br>mm <sup>4</sup> | I <sub>z</sub><br>mm <sup>4</sup> | W <sub>pl,y</sub><br>mm <sup>3</sup> | W <sub>pl,z</sub><br>mm <sup>3</sup> |
| HEA240  | 60,3  | 76,8            | 230        | 240     | 12                   | 7,5                  | 164     | 7763                              | 2769                              | 744,6                                | 351,7                                |

Tableau VII. 6: Caractéristiques du profilé **HEA240**.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est  $G + Q + 1,2Ex$  avec :

$$N_{sd} = 1367,33 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 7236,13 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = \begin{cases} 1435,95 \text{ daN.m} \\ -5369,85 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ **Classe de la section transversale du profilé HEA 240 :**

a) Classe de l'âme fléchiée et comprimée :

Dans ce cas :  $\alpha = 0,52 > 0,5$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \xi}{(13\alpha - 1)} \quad (\text{VII. 3})$$

$$\text{Avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{164}{7,5} = 21,86 < \frac{396 \xi}{(13\alpha - 1)} = \frac{396}{5,76} = 68,75$$

L'âme est de classe 1.

b) Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\xi \quad (\text{VII. 4})$$

$$\text{Avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{t_f} = \frac{240}{12} = 10 \leq 10$$

La semelle est de classe 1.

Donc : la section du profilé globale est de classe 1

### VII.3.1.1 Vérification du cisaillement

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,Rd} \quad (\text{VII. 27})$$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \cdot \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad (\text{VII. 6})$$

Avec:  $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 25,14 \text{ cm}^2$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \cdot \frac{25,14 \times 2350}{1,1} = 31150,74 \text{ daN}$$

$$0,5V_{ply,Rd} = 15575,35 \text{ daN} > V_{sd} = 7236,13 \text{ daN} \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

### VII.3.1.2 Condition de résistance « moment fléchissant+effort normal »

Comme il y a la flexion composée sur les poteaux, il y a donc un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si  $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \quad (\text{VII. 7})$$

Section transversales de classe 1  $\rightarrow \beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1 \rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

Puisque les poteaux sont encastres des deux extrémités, les facteurs de longueur effective K et  $K_w$  sont pris égale à 0.5 et donc la formule de  $\lambda_{Lt}$  est de forme :

$$\lambda_{LT} = \frac{K.L \cdot \left( \frac{W_{ply}}{I_w I_z} \right)^{0.25}}{\sqrt{C_1} \times \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0.25}} \quad (\text{VII.8})$$

avec  $C_1 = 2,609$  selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K

$$\lambda_{LT} = \frac{0.5 \times 400 \times \left( \frac{(744,6)^2}{328,5 \times 10^3 \times 2769} \right)^{0,25}}{\sqrt{2,609} \times \left[ \left( \frac{0,5}{0,5} \right)^2 + \frac{(0,5 \times 400)^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 41,55}{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 328,5 \times 10^3} \right]^{0,25}} = 18,59$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{22,12}{93,9} = 0,19 < 0,4$$

Donc , il n'y a pas un risque de déversement.

Par consequent la formule de vérification de la section sera comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{\gamma_{M1} \times \frac{A \times f_y}{x_{min}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{\gamma_{M1} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{x_{min}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{\gamma_{M1} \times \frac{W_{pl,z} \times f_y}{x_{min}}} \leq 1 \quad (\text{VII. 9})$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A f_y} \quad \text{mais : } k_y \leq 1,5 \quad (\text{VII. 28})$$

$$\mu_y = \lambda_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left[ \frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}} \right] \quad \text{mais : } \mu_y \leq 0,9 \quad (\text{VII. 29})$$

$\beta_{M1} = 1$  (Pour les sections de classe I)

$\gamma_{M1} = 1,1$

$\chi$ : Coefficient de réduction

$\lambda$  : Elancement réduit

$\lambda : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \epsilon$

avec :  $\alpha$  : le facteur d'imperfection .

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,95 < 1,2 \\ t_f = 12 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe b  $\rightarrow \alpha = 0,34$

Axe (z-z) : courbe c  $\rightarrow \alpha = 0,49$

- **Plan (y-y) :** nous avons

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_z} = \frac{0,5L}{6} = \frac{200}{6} = 33,33 \quad \text{Donc} \quad \bar{\lambda}_y = 0,35$$

–  $\chi$ : Est déterminé en fonction de  $\bar{\lambda}$  et la courbe de flambement b

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} \quad (\text{VII. 30})$$

Avec:

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \quad (\text{VII. 31})$$

D'où  $\phi = 0,58$

$$\chi = 0,95$$

• **Plan (z-z) :** nous avons

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_y} = \frac{0,7L}{10,05} = \frac{0,7.400}{10,05} = 27,86 \quad \text{Donc} \quad \bar{\lambda}_z = 0,29$$

$$\phi = 0,56$$

$$\chi = 0,96$$

Donc :  $\chi_{\min} = 0,95$

$$\mu_y = 0,08 \leq 0,9$$

$$k_y = 0,99 \leq 1,5$$

on obtient :  $\frac{1367,67}{0,95 \cdot \frac{76,8.2350}{1,1}} + \frac{0,99.5369,85.10^2}{\frac{744,6.2350}{1,1}} = 0,34 \leq 1 \quad \dots \text{Condition vérifiée}$

### VII.3.2 Vérification des stabilités :

On a tiré depuis le logiciel Autodesk Robot un contreventement en X : 2×CAE80×8, avec L=7,39m

| Profile | Section              | Dimensions |         |         | Caractéristiques géométriques                      |                                      |
|---------|----------------------|------------|---------|---------|----------------------------------------------------|--------------------------------------|
|         | A<br>cm <sup>2</sup> | h=b<br>mm  | t<br>mm | r<br>mm | I <sub>y</sub> = I <sub>z</sub><br>cm <sup>4</sup> | i <sub>y</sub> =i <sub>z</sub><br>cm |
| CAE80x8 | 12,3                 | 80         | 8       | 10      | 72,25                                              | 2,43                                 |

Tableau VII. 7: Caractéristiques du profilé **CAE80x8**.

La combinaison des charges la plus défavorable d'après le Logiciel Autodesk Robot est :  
G+Q+1,2Ex

Avec : 
$$\begin{cases} N_{sd} = 4804,15 \text{ daN (traction)} \\ N_{sd} = -5156,2 \text{ daN (compression)} \end{cases}$$

Pour les stabilités en x on va diviser la longueur par 2 (ajout d'assemblage au milieu)  
L/2=4,21 m

**VII.3.2.1 Vérification à la traction :**

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min [ N_{pl,rd} ; N_{u,rd} ; N_{net,rd} ] \quad (\text{VII. 18})$$

$$\begin{cases} N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{12,3 \times 2350}{1,1} = 26277,25 \text{ daN} \\ N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 12,3 \times 3600}{1,25} = 31881,6 \text{ daN} \\ N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{12,3 \times 2350}{1,25} = 23124 \text{ daN} \end{cases}$$

$$N_{t,rd} = N_{net,rd} = 23124 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 4804,15 \text{ daN} < N_{t,rd} = N_{pl,rd} = 23124 \text{ daN} \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

**VII.3.2.2 Vérification à la compression :**

$$N_{sd} \leq N_{c,rd} = N_{pl,rd} \quad (\text{VII. 20})$$

$$N_{pl,rd} = 26277,25 \text{ daN} .$$

$$N_{sd} = 5156,2 \text{ daN} < N_{c,rd} = N_{pl,rd} = 26277,25 \text{ daN} . \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

**VII.3.2.3 Vérification de flambement :**

$$N_{sd} \leq N_{b,Rd} = \frac{x \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{VII. 21})$$

$$\lambda = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9\varepsilon}$$

$\beta_A = 1$  : pour les sections de classe 1.

$\overline{\lambda}$  : Élancement réduit.

$\lambda$  : Élancement pour le mode de flambement à considérer :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad (\text{VII. 22})$$

$$i_y = i_z = 2,43 \text{ cm ( } 2 \times \text{CAE80} \times 8 \text{)}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{421}{2,43} = 173,25$$

$$\lambda_1 = 93,9. \varepsilon = 93,9 \times \left(\frac{235}{235}\right)^{0,5} = 93,9 \quad f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = 1,89 > 0,2$$

$$\alpha = 0,49 \quad \text{Courbe c (cornières à ailes égales)}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \bar{\alpha}_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 2,70$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{2,70 + \sqrt{2,70^2 - 1,89^2}} = 0,21 < 1$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,17 \times 1 \times 12,3 \times 2350}{1,1} = 8425,81 \text{ daN}$$

$$N_{b,Rd} = 5518,22 \text{ daN} > N_{sd} = 5156,2 \text{ daN} \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

### VII.3.3 Vérification des poutres :

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

#### VII.3.3.1 Poutres principales :

Pour les poutres principales, on a tiré des profilés en IPE 360.

D'après le logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est 1,35 G + 1,5Q avec :

$$M_{sd} = 9150,43 \text{ daN.m} \quad ; \quad V_{sd} = 9132,63 \text{ daN}$$

| Profilé | Poids | Section         | Dimensions |         |                      |                      |         | Caractéristiques                  |                                   |                                      |                                      |
|---------|-------|-----------------|------------|---------|----------------------|----------------------|---------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
|         | kg/m  | cm <sup>2</sup> | h<br>mm    | b<br>mm | t <sub>f</sub><br>mm | t <sub>w</sub><br>mm | d<br>mm | I <sub>y</sub><br>mm <sup>4</sup> | I <sub>z</sub><br>mm <sup>4</sup> | W <sub>pl,y</sub><br>mm <sup>3</sup> | W <sub>pl,z</sub><br>mm <sup>3</sup> |
| IPE360  | 57,1  | 72,73           | 360        | 170     | 12,7                 | 8                    | 298,6   | 16270                             | 1043                              | 1019                                 | 191,1                                |

Tableau VII. 8: Caractéristiques du profilé **IPE360**.

➤ **Classe du profilé IPE 360**

a) Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \xi, \quad (\text{VII. 24})$$

$$\text{Avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298,6}{8} = 37,32 < 72$$

L'âme est de classe 1.

b) Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\xi, \quad (\text{VII. 4})$$

$$\text{Avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{\frac{170}{2}}{12,7} = 6,69 \leq 10$$

La semelle est de classe 1.

Donc , la section du profilé globale est de classe 1

**VII.3.3.1.1 Vérification du cisaillement**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} \quad (\text{VII. 5})$$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \cdot \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad (\text{VII. 6})$$

$$\text{Avec: } A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 35,39 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{35,39 \times 2350}{1,1} = 43851,42 \text{ daN}$$

$$0,5V_{ply,Rd} = 21925,71 \text{ daN} > V_{sd} = 9132,63 \text{ daN} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**VII.3.3.1.2 Vérification du moment fléchissant**

On doit vérifier que :



$$M_{Sd} \leq M_{ply.Rd} \quad (VII. 32)$$

avec :

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 \times 2350}{1,1} = 21769,54 \text{ daN.m}$$

$$M_{Sd} = 9150,43 \text{ daN.m} < M_{ply.Rd} = 21769,54 \text{ daN.m} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE 360 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

# **CHAPITRE VIII**

## **CALCUL DES**

## **ASSEMBLAGES**

## **VIII.1 Introduction :**

La conception et le calcul des assemblages ont une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces constituant la structure. En effet, les assemblages constituent un dispositif qui permet de réunir et de solidariser les pièces entres-elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

### **VIII.1.1 Fonctionnement des assemblages :**

Les principaux modes d'assemblages sont :

#### **a) Le boulonnage :**

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilise en construction métallique du fait de sa facilite de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il offre sur site. Dans notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis a tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

| <b>Classe</b>    | 4.6 | 4.8 | 5.6 | 5.8 | 6.6 | 6.8 | 8.8 | 10.9 |
|------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| $f_{yb}(N/mm^2)$ | 240 | 320 | 300 | 400 | 360 | 480 | 640 | 900  |
| $F_{ub}(N/mm^2)$ | 400 | 400 | 500 | 500 | 600 | 600 | 800 | 1000 |

Tableau VIII. 1: Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe.

#### **b) Le soudage :**

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages a la flamme oxyacétylénique et le soudage a l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever a la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

#### **c) Fonctionnement par adhérence**

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le rivetage et le boulonnage par boulons HR.

#### **d) Coefficients partiels de sécurité (chap.6.1.2 –Eurocode3)**

- Resistance des boulons au cisaillement :  $\gamma_{MB} = 1,25$
- Resistance des boulons a traction :  $\gamma_{MB} = 1,50$

#### **e) Coefficient de frottement :**

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

Le coefficient de frottement  $\mu$  doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenaillage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

|                     |             |                                                |
|---------------------|-------------|------------------------------------------------|
| Surface de classe A | $\mu = 0.5$ | Pour surfaces grenaillées ou sablées           |
| Surface de classe B | $\mu = 0.4$ | Pour surfaces grenaillées, sablées et peintes. |
| Surface de classe C | $\mu = 0.3$ | Pour surfaces brossées                         |
| Surface de classe D | $\mu = 0.2$ | Pour surfaces non traitées                     |

Tableau VIII. 2: Valeur du coefficient de frottement  $\mu$  selon la surface.

### VIII.1.2 Rôle des assemblages :

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout a bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticules).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés : qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides : qui transmettront en outre les divers moments.

| Désignation                       | M8   | M10  | M12  | M14 | M16 | M18 | M20 | M22   | M24  | M27 | M30 |
|-----------------------------------|------|------|------|-----|-----|-----|-----|-------|------|-----|-----|
| d (mm)                            | 8    | 10   | 12   | 14  | 16  | 18  | 20  | 22    | 24   | 27  | 30  |
| d <sub>0</sub> (mm)               | 9    | 11   | 13   | 15  | 18  | 20  | 22  | 24    | 26   | 30  | 33  |
| A (mm <sup>2</sup> )              | 50,3 | 78,5 | 113  | 154 | 201 | 254 | 314 | 380   | 452  | 573 | 707 |
| A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> ) | 36,6 | 58   | 84,3 | 115 | 157 | 192 | 245 | 303   | 353  | 459 | 561 |
| φ rondelle (mm)                   | 16   | 20   | 24   | 27  | 30  | 34  | 36  | 40    | 44   | 50  | 52  |
| φ clé (mm)                        | 21   | 27   | 31   | 51  | 51  | 51  | 58  | 58    | 58   | 58  | 58  |
| Tôle usuelle (mm)                 | 2    | 3    | 4    | 5   | 6   | 7   | 8   | 10,14 | >14  | -   | -   |
| Cornière usuelle (mm)             | 30   | 35   | 40   | 50  | 60  | 70  | 80  | 120   | >120 | -   | -   |

Tableau VIII. 3: Principales caractéristiques géométrique.

d : diamètre de la partie non filetée de la vis.

d<sub>0</sub> : diamètre nominal du trou.

A : section nominale du boulon.

A<sub>s</sub> : section résistante de la partie filetée

## VIII.2 Calcul des assemblages :

### VIII.2.1 La salle abritant l'aire de jeu

#### VIII.2.1.1 Assemblage Poteau-Traverse :

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes percages qui sont effectuées sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assembles. Le jarret qui figure sous la traverse permet d'obtenir un bras de levier assez important, pour pouvoir développer une meilleure résistance, vis-à-vis du moment de flexion, qui est très fréquemment la sollicitation prédominante.

##### VIII.2.1.1.1 Les composants de l'assemblage :

Poteau IPE300 ; traverse IPE300

Jarret :  $\frac{1}{2}$  IPE300 avec  $L=100,5\text{cm}$  et  $h=30\text{cm}$

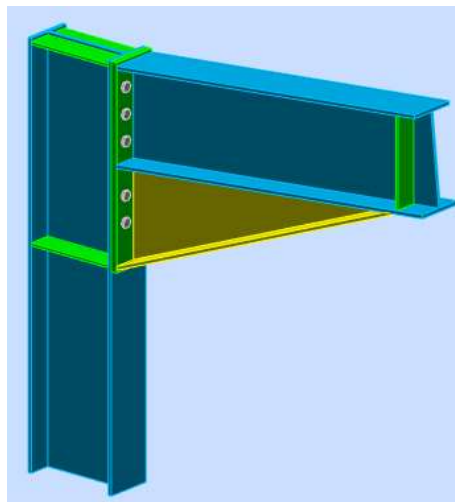


Figure VIII. 1: Vue 3D pour Assemblage poteau-traverse.

##### VIII.2.1.1.2 Efforts sollicitant :

Les efforts maximaux à prendre en compte pour calculer un assemblage sont :

**La combinaison la plus défavorable ELU1 ( $1.35G+1.35Q+1.35S$ ).**

$$V_{sd}=2750,05\text{daN}$$

$$M_{sd}=7445,78\text{daN.m}$$

$$N_{sd}=1772,04\text{daN}$$

##### VIII.2.1.1.3 Soudure de la platine : (Annexe 4)

###### - Cordon de soudure :

Epaisseur de la platine :  $e_p = 20 \text{ mm}$

➤ gorge assemblant l'âme-platine ( $a_w$ ) :

Epaisseur la plus mince entre l'âme et la platine :

$$t_{min} = \min \{t_w ; e\} = \min \{7,1 ; 20\} = 7,1 \text{ mm}$$

$$2 \text{ mm} \leq a_w \leq 5,5 \text{ mm}$$

On adopte pour  $a_w = 5 \text{ mm}$

➤ gorge assemblant semelle-platine ( $a_f$ ) :

Epaisseur la plus mince entre l'âme et la platine :

$$t_{min} = \min \{t_f ; e\} = \min \{10,7 ; 20\} = 10,7 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a_f \leq 8 \text{ mm}$$

On adopte pour  $a_f = 8 \text{ mm}$

**- Distribution des efforts sur les différents cordons :**

**a) cordon âme platine :**

Chaque cordon reprend  $V/2 = 2750,05/2 = 1375,02 \text{ daN}$

$$L_w = (h - 2t_f - 2r) + (h_j - t_{fj} - a_f) = (300 - 2 \times 10,7 - 2 \times 15) + (300 - 11 - 8) = 529,6 \text{ mm}$$

**b) cordon semelle platine :**

$$L_f = 3b + 2(b - 2r - t_w) = 3 \times 150 + 2 \times (150 - 2 \times 15 - 7,1) = 675,8 \text{ mm}$$

➤ **Vérification de la soudure de la semelle a la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,rd} \quad (\text{VIII. 1})$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} \quad (\text{VIII. 2})$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$  (tableau 4.1 EC3-1-8)

- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle  $\sum l = 675,8 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{8 \times 675,8 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 137624,4 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1772,04 \text{ daN} < F_{w,rd} = 137624,4 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} \leq F_{v,rd} \quad (\text{VIII. 3})$$

D'après, (équation 4.4 EC3-1-8)

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} \quad (\text{VIII. 4})$$

-La nuance d'acier utilisé est S 235 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

-La longueur totale des cordons de soudure de l'âme  $\sum l = 529,6 \text{ mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{5 \times 529,6 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 55037,64 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1375,02 \text{ daN} < F_{v,rd} = 55037,64 \text{ daN} \quad \text{.....Condition vérifiée.}$$

#### VIII.2.1.1.4 Disposition géométrique des boulons :

On suppose des boulons de dimension M16 de classe (HR 8.8) avec :  $d_0=18\text{mm}$

Selon l'Eurocode-3, on détermine les pincés et les pas :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 8t & 21,6\text{mm} \leq e_1 \leq 160\text{mm} \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t & \text{d'ou : } 39,6\text{mm} \leq p_1 \leq 280\text{mm} \\ 1.2d_0 \leq e_2 \leq 8t & 21,6\text{mm} \leq e_2 \leq 160\text{mm} \\ 2.4d_0 \leq p_2 \leq 14t & 43,2\text{mm} \leq p_2 \leq 280\text{mm} \end{array} \right. \quad (\text{VIII. 5})$$

On prend :  $P_1=80\text{mm}$  et  $P_2=80\text{mm}$

Pince longitudinale ( $e_1=80\text{mm}$ ) pour la traverse

Pince longitudinale ( $e_1=80\text{mm}$ ) pour le jarret

Pince transversale ( $e_2=35\text{mm}$ )

On adopte alors deux colonnes et 5 rangées de boulon

Nombre de boulons  $N=10$

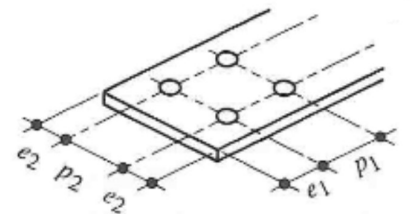


Figure VIII. 2: Désignation des entraxes et des pincés en fonction de la direction de l'effort.

#### VIII.2.1.1.5 La hauteur de la partie comprimée :

$$X = t_f \cdot \sqrt{\frac{b}{t_w}} \quad (\text{VIII. 6})$$

IPE 300:

$$t_f=10,7 \quad ; b=150\text{mm} \quad t_w=7,1\text{mm}$$

$$X=49,18\text{mm}$$

Tous les boulons sont sollicités à la traction.

#### VIII.2.1.1.6 Effort de traction :

$$M_{rd} = N_1 \times d_1 + N_2 \times d_2 + N_3 \times d_3 + \dots = \sum N_i \cdot d_i ;$$

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2} \dots \dots$$

On a 5 rangées :

$$d_1=524,65\text{mm} \text{ et } d_2=444,65\text{mm} ; d_3=364,65\text{mm} ; d_4=204,65\text{mm} \text{ et } d_5=124,65\text{mm}$$

**-L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans le boulon vaut :**

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub} \quad (\text{VIII. 7})$$

$F_p$  : la force précontrainte d'un seul boulon.

$$F_p = 0,7 \times 800 \times 157 = 8792 \text{ daN}$$

**-Le moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_{Rd} = \frac{N1 \cdot \sum di^2}{d1} = \frac{n \cdot Fp \cdot \sum di^2}{d1} \quad (\text{VIII. 8})$$

n : nombre de boulon dans une rangée horizontale

$$\sum di^2 = (524,65^2 + 444,65^2 + 364,65^2 + 204,65^2 + 124,65^2) = 663360,11 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot Fp \cdot \sum di^2}{d1} = \frac{2.8792 \cdot \sum 663360,11^2}{524,65} = 22232,96 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 7445,78 \text{ daN.m} \leq M_{rd} = 22232,96 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.2.1.1.7 Effort de cisaillement :**

$$F_{vsd} = V_{\max} / N \quad (\text{VIII. 9})$$

$$V_{\max} = 2750,05 \text{ daN}$$

$F_{vsd}$  : l'effort de cisaillement pour un seul boulon

$$F_{vsd} = V_{\max} / N = 275,005 \text{ daN} ; \text{ avec } N \text{ (Nb de boulons} = 10 \text{ boulons)}$$

Il faut vérifier que :

$$F_{vsd} / n \leq F_{vrd} = k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{M2} \quad (\text{VIII. 10})$$

$$k_s = 1.0 \text{ trou normal}$$

$$n = 1 \text{ un plan de frottement}$$

$$\mu = 0,3$$

$F_p$  : précontrainte de calcul

$$F_{vsd} = 275,005 \text{ daN} \leq F_{vrd} = 2110,08 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.2.1.1.8 Vérification d'un boulon à l'interaction traction cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivant :

$$F_{v.sd} \leq F_{s.Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M2}} \times (F_p - 0.8 F_{t.sd}) \quad (\text{VIII. 11})$$

$$F_{t.sd} = N_1 / 2$$

$$N_1 = \frac{7445780 \times 524,65}{663360,11} = 589,93 \text{ daN}$$

$$F_{t.sd} = 394,91 \text{ daN}$$

$$F_p = 8792 \text{ daN}$$

$$F_{s.Rd} = 2034,25 \text{ daN}$$

$$F_{vsd} = 275,005 \text{ daN} < F_{s.Rd} = 2034,25 \text{ daN} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.2.1.1.9 Vérification au poinçonnement :**

Il faut vérifier que :

$$B_{prd} \geq F_{tsd} \quad (\text{VIII. 12})$$

$B_{prd}$  : la résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement

$$B_{prd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad (\text{VIII. 13})$$

$d_m$  : diamètre moyen de boulon M16 ( $d_m = 2,45 \text{ cm}$ )



tp : l'épaisseur de la plaque sous la tête de la vis ou de l'écrou (tp=2+1.22=3,22cm)

S235 → fu=360Mpa

$$B_{p,Rd} = 0.6 \times 3,14 \times 2,45 \times 3,22 \times \frac{360}{1,25}$$

$$B_{prd} = 42805,08 \text{ daN} > F_{tsd} = 394,91 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.2.1.1.10 Vérification de la pression diamétrale :**

$$F_{vsd} \leq F_{b,Rd} \quad \text{(VIII. 14)}$$

$$F_{b,Rd} = k1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} \quad \text{(VIII. 15)}$$

avec :

La valeur déterminante pour k1 est généralement 2,5

La valeur déterminante pour  $\alpha_b$  est généralement  $\frac{e1}{3d0} = \frac{80}{54} = 1,48$

t : l'épaisseur la plus mince entre la semelle de poteau et la platine t=10,7mm

d : diamètre de boulon d=1,6cm

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 1,48 \times 360 \times 16 \times 10,7 / 1,25$$

$$F_{b,Rd} = 18243,07 \text{ daN}$$

$$275,005 \text{ daN} \leq 18243,07 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.2.1.1.11 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue**

$$F_v \leq F_t \quad \text{(VIII. 16)}$$

$$F_{t,Rd} = t_w p2 \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{(VIII. 17)}$$

$$F_{t,Rd} = 7,1 \times 80 \times \frac{235}{1,1} = 12134,54 \text{ daN}$$

F<sub>trd</sub> : la résistance de l'âme de poteau a la traction

t<sub>w</sub> : l'épaisseur de l'âme de poteau t<sub>w</sub>=7,1mm

b<sub>eff</sub>=P : entraxe des rangées de boulons P2=80mm

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} \quad \text{(VIII. 18)}$$

$$F_v = \frac{7445,78}{0,2893} = 25737,22 \text{ daN}$$

$$F_v = 25737,22 \text{ daN} \geq F_{t,Rd} = 12134,54 \text{ daN} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.2.1.1.12 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :**

On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd} = \frac{f_y \times t_w \times b_{eff} \times k_c \times \rho}{\gamma_{m1} \times \sqrt{(1 + 1,3 (b_{eff}/h)^2)}} \quad \text{(VIII. 19)}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2ap \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2tp$$

$$b_{eff}=10,7+2\times5\times\sqrt{2}+5\times(10,7+15)+2\times20=193,34 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \sigma_{c.sd} \leq 0.7 f_y \rightarrow k_c = 1 \\ \sigma_{c.sd} > 0.7 f_y \rightarrow k_c = 1.7 - \sigma_{c.sd}/f_y \end{cases}$$

$\sigma_{c.sd}$  : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_c = \frac{V_{sd}}{A_c} + \frac{M_{sd}}{W_{ely}} = \frac{2750,05}{53,81} + \frac{7445,78 \cdot 10^2}{557,1} = 1407,37 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 1407,37 \text{ daN/cm}^2 \leq 0.7 f_y = 1645 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow k_c = 1$$

$$\begin{cases} \lambda_{\bar{p}} \leq 0.72 \rightarrow \rho = 1 \\ \lambda_{\bar{p}} > 0.72 \rightarrow \rho = (\lambda_{\bar{p}} - 0.2)/\lambda_{\bar{p}}^2 \end{cases} \quad (\text{VIII. 20})$$

$$\lambda_{\bar{p}} = 0.0932 \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} = 0.0932 \sqrt{\frac{193,34 \times 248,6 \times 235}{21 \times 10^4 \times 7,1^2}} = 0,09$$

$$\lambda_{\bar{p}} = 0.09 \leq 0.72 \rightarrow \rho = 1$$

$$F_{c.Rd} = \frac{235 \times 7,1 \times 193,34 \times 1 \times 1}{1,1 \times \sqrt{(1 + 1,3 (193,34 / 300)^2)}} = 23632,16 \text{ daN}$$

$$N1 = \frac{M_{sd} \times d1}{\Sigma di^2} = \frac{7445,78 \times 524,65}{663360,11} \times 10^3 = 5888,58 \text{ daN}$$

$$N2 = \frac{M_{sd} \times d2}{\Sigma di^2} = \frac{7445,78 \times 444,65}{663360,11} \times 10^3 = 4990,9 \text{ daN}$$

$$N3 = \frac{M_{sd} \times d3}{\Sigma di^2} = \frac{7445,78 \times 364,65}{663360,11} \times 10^3 = 4092,95 \text{ daN}$$

$$N4 = \frac{M_{sd} \times d4}{\Sigma di^2} = \frac{7445,78 \times 204,65}{663360,11} \times 10^3 = 2297,06 \text{ daN}$$

$$N5 = \frac{M_{sd} \times d5}{\Sigma di^2} = \frac{7445,78 \times 124,65}{663360,11} \times 10^3 = 1399,11 \text{ daN}$$

$$\sum N_{sd} = 18668,60 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 18668,60 \text{ daN} \leq F_{c.Rd} = 23632,16 \text{ daN} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

#### **VIII.2.1.1.13 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée**

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times h \times t_w}{\gamma_{mo}} \quad (\text{VIII. 21})$$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times 235 \times 300 \times 7,1}{1,1} = 26392,63 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} \quad (\text{VIII. 18})$$

$$F_v = \frac{7445,78}{0,2893} = 25737,22 \text{ daN}$$

$$25737,22 \text{ daN} < 26392,63 \text{ daN} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

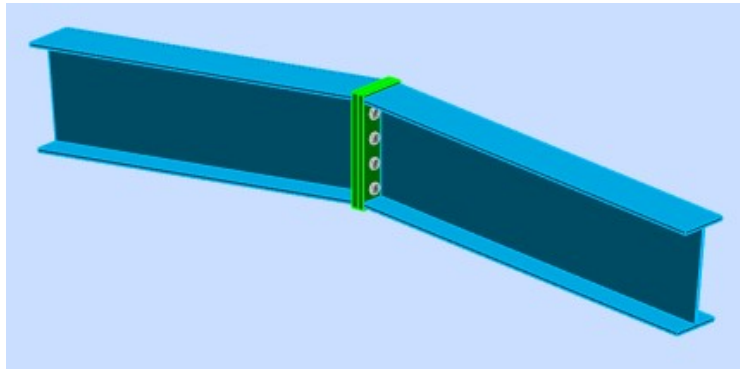
**VIII.2.1.2 Assemblage traverse – traverse :**

Figure VIII. 3: Vue 3D pour l'assemblage traverse-traverse.

**VIII.2.1.2.1 Sollicitations :**

**La combinaison la plus défavorable ELU1 (1.35G+1.35Q+1.35S).**

$$M_{sd} = 4607,15 \text{ daN.m}$$

$$V_{sd} = 0,43 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1772,04 \text{ daN}$$

**VIII.2.1.2.2 Disposition géométrique des boulons :**

On suppose des boulons de dimension M16 de classe (HR 8.8) avec :

$$D_0 = 18 \text{ mm}$$

On prend :  $P_1 = 70 \text{ mm}$  et  $p_2 = 70 \text{ mm}$

Pince longitudinale ( $e_1 = 60 \text{ mm}$ )

Pince transversale ( $e_2 = 40 \text{ mm}$ )

On adopte alors deux colonnes et  $n = 4$  rangées de boulon

Nombre de boulons  $N = 8$

**VIII.2.1.2.3 Soudure de la platine :****-Cordon de soudure :**

Epaisseur de la platine :  $e_p = 20 \text{ mm}$

➤ gorge assemblant l'âme-platine ( $a_w$ ) :

Epaisseur la plus mince entre l'âme et la platine :

$$t_{\min} = \min(t_w ; e) = \min(7,1 ; 20) = 7,1 \text{ mm}$$

$$2 \text{ mm} \leq a_w \leq 5,5 \text{ mm}$$

On adopte pour  $a_w = 5 \text{ mm}$

➤ gorge assemblant semelle-platine ( $a_f$ ) :

Epaisseur la plus mince entre l'âme et la platine :

$$t_{\min} = \min(t_f; e) = \min(10,7; 20) = 10,7 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a_f \leq 8 \text{ mm}$$

On adopte pour  $a_f = 8 \text{ mm}$

**-Distribution des efforts sur les différents cordons :**

**a) cordon âme platine :**

Chaque cordon reprend  $V/2 = 0,43/2 = 0,215 \text{ daN}$

$$L_w = h - 2t_f - 2r = 300 - 2 \times 10,7 - 2 \times 15 = 248,6 \text{ mm}$$

**b) cordon semelle platine :**

$$L_f = 2b + 2(b - 2r - t_w) = 2 \times 150 + 2 \times (150 - 2 \times 15 - 7,1) = 525,8 \text{ mm}$$

➤ **Vérification de la soudure de la semelle a la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,rd} \quad (\text{VIII. 1})$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} \quad (\text{VIII. 2})$$

-La nuance d'acier utilisé est S 235 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

-La longueur totale des cordons de soudure de la semelle  $\sum l = 525,8 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{8 \times 525,8 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 107077,46 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1772,04 \text{ daN} < F_{w,rd} = 107077,46 \text{ daN} \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} \leq F_{v,rd} \quad (\text{VIII. 3})$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} \quad (\text{VIII. 4})$$

- La nuance d'acier utilisée est S235 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

- La longueur totale des cordons de soudure de l'âme  $\sum l = 248,6 \text{ mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{5 \times 248,6 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 25835,26 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 0,215 \text{ daN} < F_{v,rd} = 25835,26 \text{ daN} \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

**VIII.2.1.2.4 Vérification vis-à-vis le moment résistant de l'assemblage :**

$$N_{trd} = 0.7 \times n \times A_s \times F_{ub} \quad (\text{VIII. 22})$$

avec n : nombre de rangées de boulons  $n=2$

$$N_{trd} = 0.7 \times 2 \times 157 \times 800 = 17584 \text{ daN}$$

$$M_{Rd} = \frac{N_{t.Rd} \times \sum di^2}{d1} = \frac{17584 \times \sum (250^2 + 160^2 + 70^2)}{250} = 6541,280 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 4607,15 \text{ daN.m} < M_{Rd} = 6541,280 \text{ daN.m} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.2.1.2.5 Vérification d'un boulon à l'interaction traction cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivant :

$$F_{v,sd} \leq F_{s,Rd} = \frac{K_s \times n \times \mu}{\gamma_{m2}} \times (F_p - 0.8 F_{t,sd}) \quad (\text{VIII. 11})$$

$K_s = 1.0$  trou normal

$n = 1$  un plan de frottement

$\mu = 0,3$

$F_p$  : précontrainte de calcul

$$F_{tsd} = N_1 / 2$$

$$N_1 = 4607150 \times \frac{250}{93000} = 1238,48 \text{ daN}$$

$$F_{tsd} = 619,24 \text{ daN}$$

$F_p$  : la force précontrainte d'un seul boulon.

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$F_p = 0.7 \times 800 \times 157 = 8792 \text{ daN}$$

$$F_{s,Rd} = 1989,52 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = V_{\max} / N ; V_{\max} = 0,43 \text{ daN}$$

$F_{v,sd}$  : l'effort de cisaillement pour un seul boulon

$$F_{v,sd} = V_{\max} / N = 0,054 \text{ daN} ; \text{ avec } N \text{ (Nb de boulons} = 8 \text{ boulons)}$$

$$F_{v,sd} = 0,054 \text{ daN} < F_{s,Rd} = 1989,52 \text{ daN} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.2.1.2.6 Vérification au poinçonnement :**

Il faut vérifier que :

$$B_{prd} \geq F_{tsd} = 619,24 \text{ daN} \quad (\text{VIII. 12})$$

$B_{prd}$  : la résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement

$$B_{prd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad (\text{VIII. 13})$$

$d_m$  : diamètre moyen de boulon M16 ( $d_m = 2,45 \text{ cm}$ )

$t_p$  : l'épaisseur de la plaque sous la tête de la vis ou de l'écrou ( $t_p = 2 + 1.22 = 3,22 \text{ cm}$ )

S235  $\rightarrow f_u = 360 \text{ Mpa}$

$$B_{prd} = 0.6 \times 3,14 \times 2,45 \times 3,22 \times \frac{360}{1,25}$$

$$B_{prd} = 42805,08 \text{ daN} > F_{tsd} = 619,24 \text{ daN} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.2.1.3 Contreventements :**

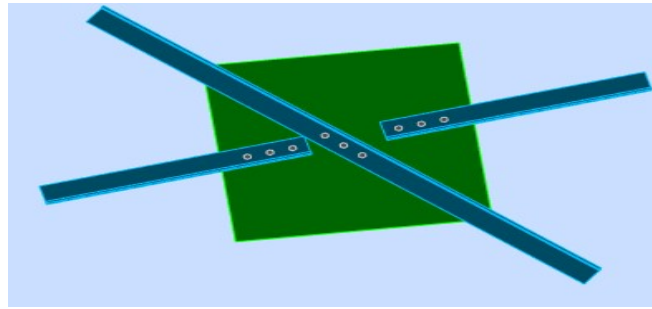


Figure VIII. 4: Vue 3D d'assemblage des diagonales de contreventement.

**VIII.2.1.3.1 Dimensionnement du gousset :**

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, il est donné par le tableau suivant :

|       |      |         |         |          |           |
|-------|------|---------|---------|----------|-----------|
| F(KN) | ≤200 | 200-450 | 450-750 | 750-1150 | 1150-1650 |
| e(mm) | 8    | 10      | 12      | 14       | 16        |

Tableau VIII. 4: Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

L'assemblage dimensionne avec l'élément le plus sollicité avec un effort de traction :

$$N_{t.sd}=3318,44\text{daN}$$

D'où , l'épaisseur de gousset  $t=8\text{mm}$

L'assemblage est réalisé avec des boulons ordinaires M10 de classe 5.8 dont une contrainte ultime de rupture  $f_{ub}=500\text{Mpa}$ .

**VIII.2.1.3.2 Distribution de l'effort normal sur les boulons :**

$$F_{v.sd} = \frac{F_{t.sd}}{n.p}, \quad (\text{VIII. 23})$$

avec :

$n$  : nombre de boulons pris par une seule cornière  $n=3$ .

$P$  : nombre de plan cisaillement  $p=1$

$F_{v.sd}$  : effort de cisaillement pour un seul boulon

$$F_{v.sd} = \frac{3318,44}{3} = 1106,14\text{daN}$$

On adopte des boulons de type M10  $A_s=58\text{mm}^2$  et  $d_0=11\text{mm}$

**VIII.2.1.3.3 Disposition géométrique :**

Cornière L CAE 70×7 avec  $t=7\text{mm}$

Soient  $e_1=40\text{mm}$  ;  $P_1=60\text{mm}$  ;  $e_2=35\text{mm}$

**VIII.2.1.3.4 Vérification de la pression diamétrale :**

$$F_{vsd} \leq F_{b,Rd} \quad (\text{VIII. 14})$$

$$F_{b,Rd} = k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t / \gamma_{m2} \quad (\text{VIII.15})$$

La valeur déterminante pour  $k_1$  est généralement 2,5

La valeur déterminante pour  $\alpha_b$  est généralement  $\frac{e_1}{3d_0} = \frac{40}{33} = 1,21$

$t$  : l'épaisseur la plus mince entre le gousset et la cornière :  $t = t_p = 0,8 \text{ cm}$

$d$  : diamètre de boulon  $d = 1 \text{ cm}$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 1,21 \times 360 \times 10 \times 8 / 1,25$$

$$F_{b,Rd} = 6969,6 \text{ daN}$$

$$1106,14 \text{ daN} < 6969,6 \text{ daN.} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.2.1.3.5 Vérification à la résistance ultime de la section nette :**

$$N_{tsd} \leq N_{u,Rd} \quad (\text{VIII. 24})$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{M2}}$$

Calcul de la section nette :

$$A_{net} = A_1 + \xi \cdot A_2; \quad A_1 = (l - d_0) e; \quad A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1; \quad (\text{VIII. 25})$$

$$\xi = \frac{3 \cdot A_1}{3 \cdot A_1 + A_2} \quad (\text{VIII. 26})$$

$$A_1 = (l - d_0) e = (70 - 11) \times 7 = 413 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 940 - (11 \times 7) - 413 = 450 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times 413}{3 \times 413 + 450} = 0,73$$

$$A_{net} = 413 + (0,73 \times 450) = 741,5 \text{ mm}^2$$

Calcul de l'effort résistant de la section nette

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 741,5 \times 360}{1,25} = 19219,68 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 3318,44 \text{ daN} < N_{u,Rd} = 19219,68 \text{ daN} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.2.1.3.6 Vérification vis-à-vis des assemblages trop longs**

$$L = (3 - 1) P = (2 - 1) \cdot 6 = 12 \text{ cm}$$

$$L < 15 \cdot d = 15 \cdot 1 = 15 \text{ cm}$$

Donc : l'assemblage n'est pas long.

**VIII.2.1.4 Contreventement vertical :**

Notre cas, le palée de stabilité vertical est de type V inverse, compose de :

Deux diagonales de section (2CEA 120×10) reliant avec une sablière HEA120. L'une des diagonale soumise a un effort maximal de traction  $N_{tsd}=4829,84\text{daN}$

D'après le tableau on détermine l'épaisseur de gousset assemble entre les deux diagonale avec la poutre ( $t=8\text{mm}$ ).

L'assemblage est réalise avec des boulons ordinaire M10 de classe 5.8 dont une contrainte ultime de rupture  $f_{ub}=500\text{Mpa}$ .

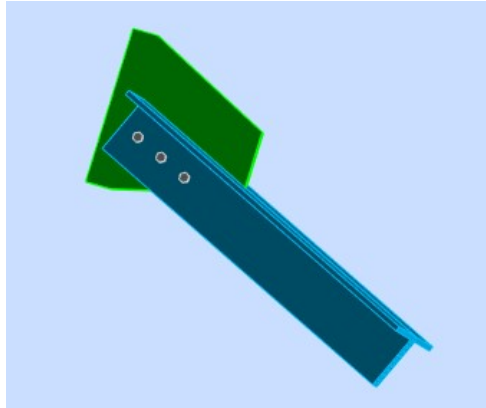


Figure VIII. 5: Vue 3D d'assemblage des diagonales de stabilité verticale.

#### VIII.2.1.4.1 Distribution de l'effort normal sur les boulons :

$$F_{v.sd} = \frac{F_{t.sd}}{n.p}, \quad (\text{VIII. 23})$$

avec :

$n$  : nombre de boulons pris par une seule cornière  $n=3$ .

$P$  : nombre de plan cisaillement  $p=2$

$F_{v.sd}$  : effort de cisaillement pour un seul boulon

$$F_{v.sd} = \frac{4829,84}{6} = 804,97\text{daN}$$

#### VIII.2.1.4.2 Pré dimensionnement des boulons :

Avec la condition

$$F_{v.sd} \leq F_{vrd} \quad (\text{VIII. 27})$$

$F_{vrd}$  : la résistance au cisaillement de calcul pour un seul boulon

$$F_{v.Rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \quad ; \quad \gamma_{Mb} = 1,25 \quad (\text{CCM97 Tableau 65.3})$$

$$\text{Donc : } \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \geq F_{v.sd} \Rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_{mb} \times F_{v.sd}}{0,5 \times f_{ub}} = \frac{1,25 \times 804,97}{0,5 \times 50}$$

$$\text{on obtient } A_s \geq 40,24\text{mm}^2$$

On adopte des boulons de type M10  $A_s=58\text{mm}^2$  et  $d_0=11\text{mm}$



**VIII.2.1.4.3 Disposition géométrique :**

Double Cornière 2L CAE 120×10 avec t=10mm

Soit e1=40mm ; P1=60mm ; e2=35mm

**VIII.2.1.4.4 Vérification de la pression diamétrale :**

$$F_{vsd} \leq F_{b.Rd} \quad (\text{VIII. 14})$$

$$F_{b.Rd} = k_1 \times \alpha \times f_u \times d \times t / \gamma_{M2} \quad (\text{VIII. 15})$$

La valeur déterminante pour k1 est généralement 2,5

La valeur déterminante pour  $\alpha_b$  est généralement  $\frac{e1}{3d0} = \frac{40}{33} = 1,21$

t : l'épaisseur la plus mince entre le gousset et la cornière : t=tp=0,8cm

d : diamètre de boulon d=1cm

$$F_{b.Rd} = 2,5 \times 1,21 \times 360 \times 10 \times 8 / 1,25$$

$$F_{b.Rd} = 6969,6 \text{ daN}$$

$$804,97 \text{ daN} < 6969,6 \text{ daN.} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.2.1.4.5 Dimensionnement des cordons de soudure gousset-sablière :**

La gorge de soudure doit vérifier vis-à-vis l'effort de traction et de compression des diagonales :

$$t_{\min} = \min \{t_f ; e_p\} = \min \{8 ; 8\} = 8 \text{ mm}$$

$$t_f(\text{HEA } 120) = 8 \text{ mm}$$

$$2 \text{ mm} \leq a \leq 5,5 \text{ mm} \rightarrow \text{on choisi } a = 5 \text{ mm}$$

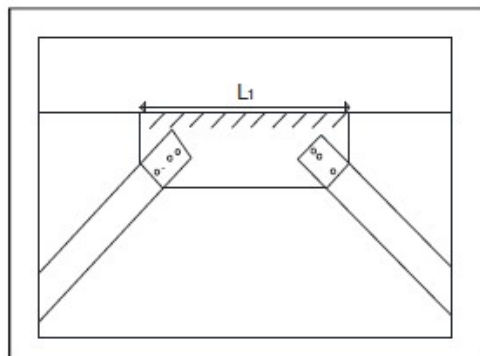


Figure VIII. 6: Cordons de soudure gousset de la sablière HEA120.

Calcul de longueur de cordon l1 :

$$F_{w,sd} = 2 \times F_{t,sd} = 2 \times 4829,84 = 9659,68 \text{ daN}$$

$$F_{w,sd} \leq (a \times l1) \frac{f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} \quad (\text{VIII. 28})$$

$$\rightarrow l1 \geq \frac{F_{w,sd} \times \sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}{a \times f_u}$$

$$l_1 \geq \frac{96596,8 \times \sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25}{5 \times 360} \rightarrow l_1 \geq 92,95 \text{ mm}$$

On adopte  $l_1 = 20 \text{ cm}$

#### VIII.2.1.4.6 Dimensionnement des cordons de soudure gousset-poteau :

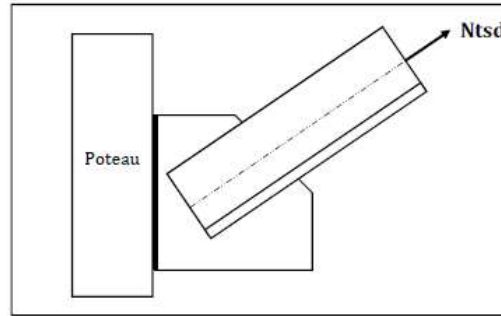


Figure VIII. 7: Assemblage gousset-poteau.

La gorge de soudure doit vérifier vis-à-vis l'effort de traction et de compression des diagonales :

$$t_{\min} = \min \{t_f; ep\} = \min \{12; 8\} = 8 \text{ mm}$$

$$t_f (\text{HEA } 120) = 8 \text{ mm}$$

$$2 \text{ mm} \leq a \leq 5,5 \text{ mm} \rightarrow \text{on choisi } a = 5 \text{ mm}$$

Calcul de longueur de cordon  $l$  :

$$F_{w, sd} = 2 \times F_{t, sd} = 2 \times 4829,84 = 9659,68 \text{ daN}$$

$$F_{w, sd} \leq (a \times l) \frac{f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} \quad (\text{VIII. 28})$$

$$\rightarrow l \geq \frac{F_{w, sd} \times \sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}{a \times f_u}$$

$$l \geq \frac{48298,4 \times \sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25}{5 \times 360} \rightarrow l_1 \geq 46,47 \text{ mm}$$

On adopte  $l = 10 \text{ cm}$

#### VIII.2.1.5 Assemblage d'échantignole :

##### VIII.2.1.5.1 Assemblage de la panne sur l'échantignolle

Les pannes sont assemblées aux traverses ou aux fermes par boulonnage. Sur les toitures inclinées, pour éviter le glissement et le renversement à la pose, les pannes sont fixées à l'aide d'échantignolles. On dimensionnera le boulon au cisaillement avec  $R_{vz} / 2$  (chaque boulon reprend une seule panne).

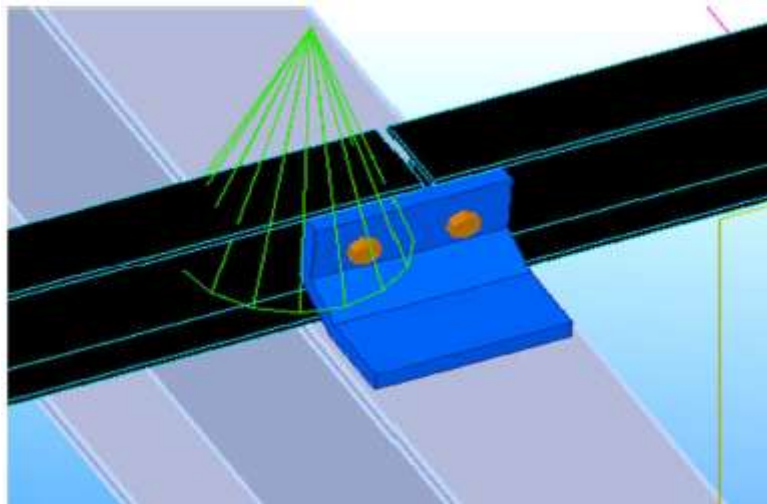


Figure VIII. 8 : Vue perspective de l'échantignole. [15]

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

$$R_{Z \max} = 1857,06 \text{ daN}$$

$$R_{y \max} = 25,8 \text{ daN}$$

Et celui due au soulèvement de vent (voire chapitre III pré-dimensionnement calcul de L'échantignolle), dans ce cas y'a risque de cisaillement des deux boulons.

- **Calcul de l'effort de cisaillement revenant pour un seul boulon :**

$$F_{v, sd} = \frac{R_{v, \max}}{n_p} = \frac{1857,06}{2 \times 1} = 928,53 \text{ daN} \quad (\text{VIII. 29})$$

- **Dimensionnement des boulons :**

Pour ce type assemblage, on choisit des boulons ordinaire de classe 6.6 avec une contrainte ultime de rupture  $f_{ub} = 600 \text{ Mpa}$

$F_{v, Rd}$  : la résistance au cisaillement de calcul pour un seul boulon

$$F_{v, Rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} ; \gamma_{mb} = 1,25$$

On doit vérifier la condition de résistance suivant :

$$F_{v, sd} \leq F_{v, Rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} \rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_{mb} \times F_{v, sd}}{0,5 \times f_{ub}}$$

$$\rightarrow A_s \geq \frac{1,25 \times 928,53}{0,5 \times 600} \geq 38,66 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M10  $A_s = 58 \text{ mm}^2$  et  $d_0 = 11 \text{ mm}$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times 58 \times 600}{1,25} = 1392 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = 928,53 \text{ daN} \leq F_{v,Rd} = 1392 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.2.1.5.2 Assemblage de l'échantignolle sur la traverse :**

Dans ce type d'assemblage en pratique est la liaison entre l'échantignolle et la traverse ce fait avec des cordons de soudure, l'objectif est de tenir une bonne résistance ; économique et afin d'évite le perçage de la traverse ce qui permis de garde leur résistance.

• **Dimensionnement de la soudure :**

**Sous la combinaison : 1.35G + 1.5W1 (voir chapitre 3)**

$$F_{w,sd} = R_{z,max} + R_{y,max} \quad \text{(VIII. 30)}$$

$$F_{w,sd} = 1882,86 \text{ daN}$$

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$3 \text{ mm} \leq a \leq t_{\min}$$

avec :

$t_{\min}$ : épaisseur plus mince des pièces assemblées.

$$t_{\min} = \min( t=8 \text{ mm (épaisseur de l'échantignolle) ; } t_f=10,7 \text{ mm (traverse IPE300) )}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 8 \text{ mm}$$

On choisit  $a=5 \text{ mm}$

**- Calcul de longueur de cordon l :**

$$F_{w,sd} \leq (a \times l) \times \frac{f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} \quad \text{(VIII. 28)}$$

$$\rightarrow l \geq \frac{F_{w,sd} \times \sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}{a \times f_u}$$

$$\rightarrow l \geq \frac{1882,86 \times \sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25}{5 \times 360} \rightarrow l \geq 18,11 \text{ mm}$$

On adopte pour  $l=7 \text{ cm}$

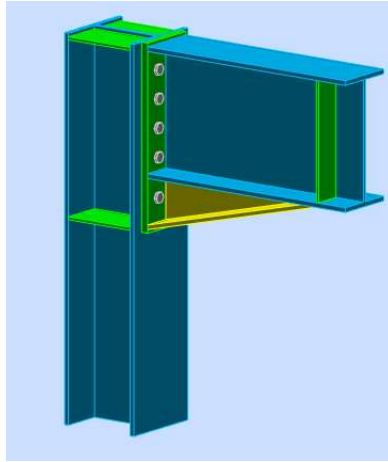
**VIII.2.2 Vestiaire :****VIII.2.2.1 Assemblage poteau – poutre :**

Figure VIII. 9: Vue 3D pour l'assemblage poteau-poutre.

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes percages qui sont effectuées sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés.

**VIII.2.2.1.1 Les composants de l'assemblage :**

Poteau HEA240 ; poutre IPE360

Jarret :  $\frac{1}{2}$  IPE 140 avec  $L=55,9\text{cm}$  et  $H=14\text{cm}$

**VIII.2.2.1.2 Efforts sollicitant :**

Les efforts maximaux à prendre en compte pour calculer un assemblage sont :

**La combinaison la plus défavorable ELU1 (1.35G+1.35Q).**

$$V_{sd}=9082,30\text{daN}$$

$$M_{sd}=12711,33\text{daN.m}$$

**VIII.2.2.1.3 Soudure de la platine :****- Cordon de soudure :**

Epaisseur de la platine :  $e_p = 20 \text{ mm}$

➤ gorge assemblant l'âme-platine ( $a_w$ ) :

Epaisseur la plus mince entre l'âme et la platine :

$$t_{\min}=\min \{t_w ; e\}=\min \{7,5 ; 20\}=7,5\text{mm}$$

$$2\text{mm} \leq a_w \leq 5.5\text{mm}$$

On adopte pour  $a_w=5\text{mm}$

➤ gorge assemblant semelle-platine ( $a_f$ ) :

Epaisseur la plus mince entre l'âme et la platine :

$$t_{\min} = \min \{t_f ; e\} = \min \{12 ; 20\} = 10,7 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a_f \leq 8 \text{ mm}$$

On adopte pour  $a_f = 8 \text{ mm}$

**- Distribution des efforts sur les différents cordons :**

**a) cordon âme platine :**

Chaque cordon reprend  $V/2 = 9082,30/2 = 4541,15 \text{ daN}$

$$L_w = (h - 2t_f - 2r) + (h_j - t_{fj} - a_f) = (230 - 2 \times 12 - 2 \times 21) + (140 - 12 - 8) = 284 \text{ mm}$$

**b) cordon semelle platine :**

$$L_f = 3b + 2(b - 2r - t_w) = 3 \times 240 + 2 \times (240 - 2 \times 21 - 7,5) = 1101 \text{ mm}$$

➤ **Vérification de la soudure de la semelle a la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,rd} \quad (\text{VIII. 1})$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{12711,33}{0,230} = 55266,65 \text{ daN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} \quad (\text{VIII. 2})$$

-La nuance d'acier utilisée est S235 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle  $\sum l = 1101 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{8 \times 1101 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 224215,07 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 55266,65 \text{ daN} < F_{w,rd} = 224215,07 \text{ daN} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} \leq F_{v,rd} \quad (\text{VIII. 3})$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} \quad (\text{VIII. 4})$$

-La nuance d'acier utilisé est S 235 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

-La longueur totale des cordons de soudure de l'âme  $\sum l = 284 \text{ mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{5 \times 284 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 47222,63 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 55266,65 \text{ daN} < F_{v,rd} = 47222,63 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**VIII.2.2.1.4 Disposition géométrique des boulons :**

On prend : P1=80mm et p2=80mm

Pince longitudinale (e1=80mm) pour la poutre

Pince longitudinale (e1=50mm) pour le jarret

Pince transversale (e2=45mm)

On adopte alors deux colonnes et 5 rangées de boulon

Nombre de boulons N=10

**VIII.2.2.1.5 La hauteur de la partie comprimée :**

$$X = t_f \times \sqrt{\frac{b_b}{t_w}} \quad \text{(VIII. 6)}$$

IPE 360:

$T_f=12,7$  ;  $b_b=170\text{mm}$   $t_w=8\text{mm}$

$X=58,54\text{mm}$

Tout les boulons sont sollicité a la traction.

**VIII.2.2.1.6 Effort de traction :**

$$M_{Rd} = N1 \times d1 + N2 \times d2 + N3 \times d3 \dots\dots\dots = \sum Ni \cdot di ;$$

$$\frac{N1}{d1} = \frac{N2}{d2} \dots\dots\dots$$

On a 5 rangées :

$d1=440\text{mm}$  et  $d2=360\text{mm}$  ;  $d3=280\text{mm}$  ;  $d4=200\text{mm}$  ;  $d5=90\text{mm}$

$$M_{Rd} = \frac{N1 \cdot \sum di^2}{d1}$$

**-L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans le boulon vaut :**

$F_p$  : la force précontrainte d'un seul boulon.

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub} \quad \text{(VIII. 7)}$$

$$F_p = 0.7 \times 800 \times 157$$

$$F_p = 8792 \text{ daN}$$

**-Le moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_{Rd} = \frac{N1 \cdot \sum di^2}{d1} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum di^2}{d1} \quad \text{(VIII. 8)}$$

n : nombre de boulon dans une rangée horizontale

$$\sum di^2 = ((440)^2 + (360)^2 + (280)^2 + (200)^2 + (90)^2) = 449700 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum di^2}{d1} = \frac{2 \times 8792 \times 449700}{440} = 17971,64 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 12711,33 \text{ daN.m} < M_{rd} = 17971,64 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.2.2.1.7 Effort de cisaillement :**

$$F_{vsd} = V_{\max}/N ; V_{\max}=9082,30\text{daN}$$

$F_{vsd}$  : l'effort de cisaillement pour un seul boulon

$$F_{vsd}=V_{\max}/N=908,23\text{daN} ; \text{ avec } N (\text{Nb de boulons}=10 \text{ boulons})$$

Il faut vérifier que :

$$F_{vsd}/n \leq F_{vrd}=k_s.n.\mu.F_p/\gamma_{m2} \quad (\text{VIII. 31})$$

$K_s=1.0$  trou normal

$n=1$  un plan de frottement

$\mu=0,3$

$F_p$  : précontrainte de calcul

$$F_{vsd}=908,23\text{daN} < F_{vrd}=2110,08\text{daN} \quad \dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

**VIII.2.2.1.8 Vérification d'un boulon à l'interaction traction cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivant :

$$F_{v.sd} \leq F_{s.Rd} = \frac{K_s \times n \times \mu}{\gamma_{m2}} \times (F_p - 0.8F_{t.sd}) \quad (\text{VIII. 11})$$

$$\rightarrow F_{t.sd} = N_1/2$$

$$N_1 = \frac{12711330 \times 440}{449700} = 12437,14\text{daN}$$

$$F_{t.sd}=6218,57\text{daN}$$

$$F_p=8792\text{daN}$$

$$F_{s.Rd}=916,11\text{daN}$$

$$F_{vsd}=908,23\text{daN} < F_{s.Rd}=916,11\text{daN} \quad \dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

**VIII.2.2.1.9 Vérification au poinçonnement :**

Il faut vérifier que :

$$B_{prd} \geq F_{t.sd}=6218,57\text{daN} \quad (\text{VIII. 12})$$

$B_{prd}$  : la résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement

$$B_{p.Rd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{m2}} \quad (\text{VIII. 13})$$

$d_m$  : diamètre moyen de boulon M16 ( $d_m=2,45\text{cm}$ )

$t_p$  : l'épaisseur de la plaque sous la tête de la vis ou de l'écrou ( $t_p=2+1.22=3,22\text{cm}$ )

S235  $\rightarrow f_u=360\text{Mpa}$

$$B_{p.Rd} = 0.6 \times 3,14 \times 2,45 \times 3,22 \times \frac{360}{1,25}$$

$$B_{prd} = 42805,08\text{daN} > F_{t.sd}=6218,57\text{daN} \quad \dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

**VIII.2.2.1.10 Vérification de la pression diamétrale :**

$$F_{vsd} \leq F_{b.Rd} \quad (\text{VIII. 14})$$



$$F_{b,Rd} = k_1 \times \alpha \times f_u \times d \times t / \gamma_{m2} \quad (\text{VIII. 15})$$

La valeur déterminante pour  $k_1$  est généralement 2,5

La valeur déterminante pour  $\alpha_b$  est généralement  $\frac{e_1}{3d_0} = \frac{80}{54} = 1,48$

$t$  : l'épaisseur la plus mince entre la semelle de poteau et la platine  $t=12\text{mm}$

$d$  : diamètre de boulon  $d=16\text{mm}$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 1,48 \times 360 \times 16 \times 12 / 1,25$$

$$F_{b,Rd} = 20459,52 \text{ daN}$$

$$908,23 \text{ daN} < 20459,52 \text{ daN.} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

#### VIII.2.2.1.11 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$$F_v \leq F_t, \quad (\text{VIII. 16})$$

$$F_{t,Rd} = t_w \times p_2 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \quad (\text{VIII. 17})$$

$$F_{t,Rd} = 7,5 \times 80 \times \frac{235}{1,1} = 12818,18 \text{ daN}$$

$F_{trd}$  : la résistance de l'ame de poteau a la traction

$t_w$  : l'épaisseur de l'âme de poteau  $t_w=7,5\text{mm}$

$b_{eff}=P$  : entraxe des rangees de boulons  $P_2=80\text{mm}$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{12711,33}{0,218} = 58308,85 \text{ daN}$$

$$F_v = 58308,85 \text{ daN} > F_{t,Rd} = 12818,18 \text{ daN} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

#### VIII.2.2.1.12 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd} = \frac{f_y \times t_w \times b_{eff} \times k_c \times \rho}{\gamma_{m1} \times \sqrt{(1 + 1,3 (b_{eff}/h)^2)}} \quad (\text{VIII. 19})$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2tp$$

$$b_{eff} = 12,7 + 2 \times 6 \times \sqrt{2} + 5 \times (12 + 21) + 2 \times 20 = 234,67 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \sigma_{c,sd} \leq 0,7 f_y \rightarrow kc = 1 \\ \sigma_{c,sd} > 0,7 f_y \rightarrow kc = 1,7 - \sigma_{c,sd}/f_y \end{cases}$$

Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c,sd} = \frac{V_{sd}}{Ac} + \frac{M_{sd}}{W_{ely}} = \frac{908,30}{76,8} + \frac{12711,33 \times 10^2}{675,1} = 2001,14 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,sd} = 2001,14 \text{ daN/cm}^2 \geq 0,7 f_y = 1645 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow kc = 1,7 - \sigma_{c,sd}/f_y$$

$$kc = 1,7 - 2001,14/2350 = 0,84$$

$$\begin{cases} \lambda \bar{p} \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1 \\ \lambda \bar{p} > 0,72 \rightarrow \rho = (\lambda \bar{p} - 0,2) / \lambda \bar{p}^2 \end{cases}$$

$$\lambda \bar{p} = 0.0932 \times \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} \quad (\text{VIII. 32})$$

$$\lambda \bar{p} = 0.0932 \times \sqrt{\frac{234,67 \times 164 \times 235}{21.10^4 \times 7,5^2}} = 0,08$$

$$\lambda \bar{p} = 0.08 < 0.72 \rightarrow \rho = 1$$

$$F_{c,Rd} = \frac{235 \times 7,5 \times 234,67 \times 0,84 \times 1}{1,1 \times \sqrt{(1 + 1,3 (234,67 / 230)^2)}} = 20588,85 \text{ daN}$$

$$N1 = \frac{M_{sd} \times d1}{\Sigma di^2} = \frac{12711,33 \times 440}{449700} \times 10^3 = 12437,14 \text{ daN}$$

$$N2 = \frac{M_{sd} \times d2}{\Sigma di^2} = \frac{12711,33 \times 360}{449700} \times 10^3 = 10175,84 \text{ daN}$$

$$N3 = \frac{M_{sd} \times d3}{\Sigma di^2} = \frac{12711,33 \times 280}{449700} \times 10^3 = 7914,54 \text{ daN}$$

$$N4 = \frac{M_{sd} \times d4}{\Sigma di^2} = \frac{12711,33 \times 200}{449700} \times 10^3 = 5653,24 \text{ daN}$$

$$N5 = \frac{M_{sd} \times d5}{\Sigma di^2} = \frac{12711,33 \times 90}{449700} \times 10^3 = 2543,96 \text{ daN}$$

$$\sum N_{sd} = 38724,72 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 38754,72 \text{ daN} > F_{c,Rd} = 20588,85 \text{ daN} \quad \dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en comparaison avec l'effort agissant, il faut donc prévoir un raidisseur

#### **VIII.2.2.1.13 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée**

$$F_v \leq V_{Rd} \quad (\text{VIII. 21})$$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times h \times t_w}{\gamma_{mo}} \quad (\text{VIII. 18})$$

$$= \frac{0,58 \times 235 \times 230 \times 7,5}{1,1} = 22374,31 \text{ daN}$$

Nécessite de poser une fourrure d'âme de chaque cote (épaisseur de 7mm)

$$\text{D'ou: } t_w = 7,5 + 7 \times 2 = 21,5 \text{ mm}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times 235 \times 230 \times 21,5}{1,1} = 61273,04 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{12711,33}{0,218} = 58308,85 \text{ daN}$$

$$F_v = 58308,85 \text{ daN} < V_{Rd} = 61273,04 \text{ daN} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

#### **VIII.2.2.2 Assemblage poutre – solive :**

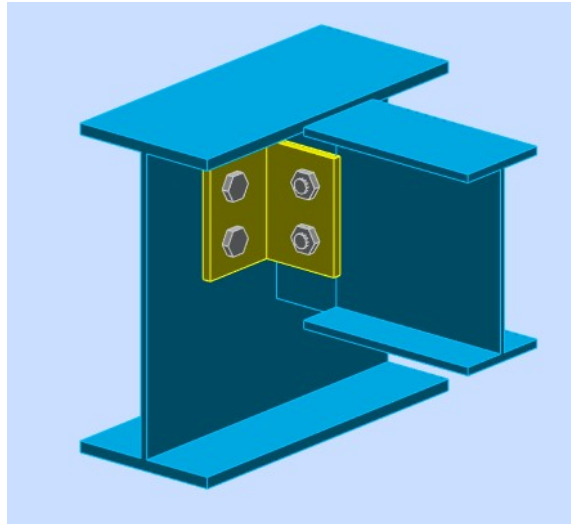


Figure VIII. 10: Vue 3D pour l'assemblage poutre-solive.

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive IPE220 avec l'âme de la poutre IPE360, avec une file verticale de deux boulons

#### VIII.2.2.2.1 Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 1.35 G + 1.5 Q :

$$V_{sd}=3983,73\text{daN}$$

#### -Epaisseur de la cornière :

La hauteur de la cornière : 80 mm

Le gousset est sollicité en cisaillement

La longueur du plan de cisaillement  $l = 80 \text{ mm}$

Le diamètre de trou  $d_0 = 13 \text{ mm}$

#### VIII.2.2.2.2 Disposition constructive :

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons M14 classe 8.8, dans les deux côtes de la cornière :

##### Entraxes (p1)

$2,2 d_0 \leq p1 \leq 14t$  Alors on prend  $p1 = 60 \text{ mm}$ .

##### Pinces (e1, e2)

$1,2 d_0 \leq e1 \leq 8t$  Alors on prend  $e1 = 35 \text{ mm}$ .

$1,2 d_0 \leq e2 \leq 8t$  Alors on prend  $e2 = 65 \text{ mm}$ .

#### VIII.2.2.2.3 Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq n F_{v.Rd} \quad (\text{VIII. 33})$$

Avec  $n$  le nombre de boulons  $n = 2$

$$2 \times F_{v.Rd} = 2 \times \frac{0,6 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 2 \times \frac{0,6 \times 115 \times 800}{1,25} = 8832\text{daN}$$

$$V_{sd}=3983,73\text{daN} < F_{v,rd}=8832\text{daN} \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

**VIII.2.2.2.4 Vérification de la pression diamétrale :**

$$V_{sd} \leq F_{b,Rd} \quad \text{(VIII. 14)}$$

$$F_{b,Rd}=k_1 \times \alpha \times f_u \times d \times t / \gamma_{m2} \quad \text{(VIII. 15)}$$

La valeur déterminante pour  $k_1$  est généralement 2,5

La valeur déterminante pour  $\alpha_b$  est généralement  $\frac{e_1}{3d_0} = \frac{35}{45} = 2,33$

t : l'épaisseur la plus mince entre la solive et la cornière :  $t=0,10\text{cm}$

d : diamètre de boulon  $d=1,4\text{cm}$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 2,33 \times 360 \times 14 \times 10 / 1,25$$

$$F_{b,Rd} = 23486,4\text{daN}$$

$$V_{sd}=3983,73\text{daN} < F_{b,Rd}=23486,4\text{daN}. \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

**CHAPITRE IX**  
**DETAILS**  
**D'ANCRAGES ET**  
**FONDATION**

## **IX.1 Introduction :**

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface et le sol s'appelle fondations. Le dimensionnement de la fondation est conditionne par le site d'implantation.

### **• Choix du type de fondations :**

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après le rapport géotechnique effectué par le LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION (L.H.C.O) : La contrainte admissible de notre sol site S3 est : **sol = 1bars**

La profondeur d'ancrage : **D = 1,80m**

## **IX.2 La salle abritant l'aire de jeu :**

### **IX.2.1 Pied de poteau :**

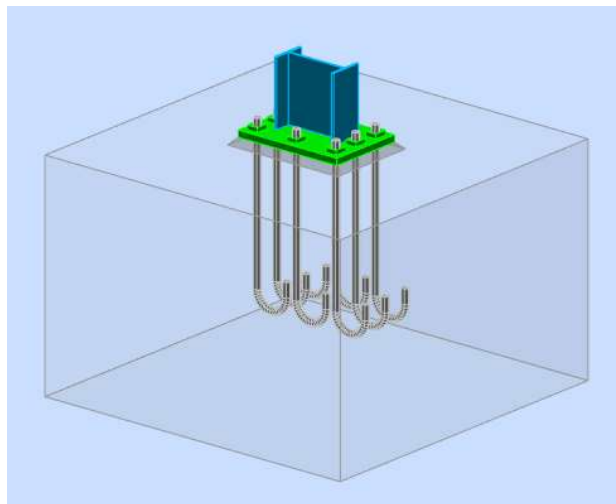


Figure IX. 1: 3D d'assemblage pied de poteaux.

#### **IX.2.1.1 Introduction :**

Les poteaux sont élargis à leur base par les platines soudées, les toutes repose sur le sol par l'intermédiaire d'un massif en béton, auquel il est ancre par des boulons de scellement, le but est de transmettre les sollicitations appliquées a la construction, aux fondations.

#### **IX.2.1.2 Efforts sollicitant :**

Effort axiale centré  $N_{sd}=819,28\text{daN}$

Moment fléchissant  $M_{sd} = 10486,58\text{daN.m}$

Effort tranchant  $V_{sd} = 2441,31 \text{ daN}$

**IX.2.1.3 Résistance du matériau de scellement :**

$$f_j = \beta_j \times \alpha \times f_{cd} \quad (\text{IX. 1})$$

$\beta_j$  : Coefficient relative à la liaison pris égal à 2/3

$$\alpha = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 1,5$$

Car les dimensions de la semelle est inconnue **(EC2-(1-1)....Figure 6.29)**

$f_{cd}$  : La résistance du béton à la compression égal a  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16.67 \text{ MPa}$

$$f_j = \frac{2}{3} \times 1.5 \times 16.67 = 16.67 \text{ MPa}$$

**- Estimation de l'aire de la plaque d'assise :**

Une estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \max \left( \frac{1}{h \times b} \times \left[ \frac{N_{j, sd}}{f_j} \right]^2 ; \frac{N_{j, sd}}{f_j} \right) \quad (\text{IX. 2})$$

$$A_{c0} = \left( \frac{1}{300 \times 150} \times \left[ \frac{8192,8}{16.67} \right]^2 ; \frac{8192,8}{16.67} \right)$$

$$A_{c0} = 491,46 \text{ mm}^2$$

**- Choix du type de la plaque d'assise :**

$A_{c0} \geq 0.95 h \times b \rightarrow$  Adopter une plaque d'assise à projection étendue

$A_{c0} < 0.95 h \times b \rightarrow$  Adopter une plaque d'assise à projection courte.

$A_{c0} < 0.95 \times 300 \times 150 = 42750 \text{ mm}^2 \rightarrow$  Adopter une plaque d'assise à projection courte

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise à projection courte sont choisies comme suite :

$h$  : la hauteur de la section IPE300  $\rightarrow h = 300 \text{ mm}$

$b$  : la base de la section IPE300  $\rightarrow b = 150 \text{ mm}$

$$b_p \geq b_{fc} + (2t_f) \rightarrow b_p \geq 150 + (2 \times 10,7) = 171,4 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h_c + (2t_f) \rightarrow h_p \geq 300 + (2 \times 10,7) = 321,4 \text{ mm}$$

On prend :

$$\begin{cases} b_p = 350 \text{ mm} \\ h_p = 500 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{c0} = 500 \times 350 = 175000 \text{ mm}^2 \geq 491,46 \text{ mm}^2$$

**-Détermination de la largeur d'appui additionnelle :**

La valeur de la largeur d'appui additionnelle  $c$  est obtenue en satisfaisant la résistance de calcul pertinente d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré

En posant :  $t=30\text{mm}$  comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_{jd} \gamma_{m0}}} \quad (\text{IX. 3})$$

$$c = 30 \sqrt{\frac{235}{3 \times 16,67 \times 1,1}} = 62\text{mm}$$

$$c = 62\text{mm} \leq (h-2t_f)/2 = (300-2 \times 10,7)/2 = 139,3 \text{ mm}$$

#### **Entraxes (p1, p2)**

$$2,2 d_0 \leq p1 \leq 14t \rightarrow 79,2 \leq p1 \leq 420 \text{ Alors on prend } p1 = 200 \text{ mm.}$$

$$2,4 d_0 \leq p2 \leq 14t \rightarrow 86,4 \leq p2 \leq 420 \text{ Alors on prend } p1 = 120 \text{ mm.}$$

#### **Pinces (e1, e2)**

$$1,2 d_0 \leq e1 \leq 8t \rightarrow 43,2 \leq e1 \leq 240 \text{ Alors on prend } e1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,2 d_0 \leq e2 \leq 8t \rightarrow 43,2 \leq e2 \leq 240 \text{ Alors on prend } e2 = 55 \text{ mm.}$$

#### **IX.2.1.4 Dimensionnement des tiges d'ancrages**

L'ancrage est réalisé par 8 tiges

On prend :  $\phi = 33\text{mm}$

$$r = 3\phi ; l1 = 20\phi ; l2 = 2\phi$$

$$r=99\text{mm} ; l1=660\text{mm} ; l2=66\text{mm}$$

$$N_{c,Rd} = l_{\text{eff}} \times b_{\text{eff}} \times f_{jd}$$

$$l_{\text{eff}} = b_p = 350\text{mm}$$

$$b_{\text{eff}} = \left( \frac{500 - 300}{2} \right) + t_f + c = 172,7\text{mm}$$

$$F_{c,Rd} = 350 \times 172,7 \times 16,67 = 1007611,5\text{daN}$$

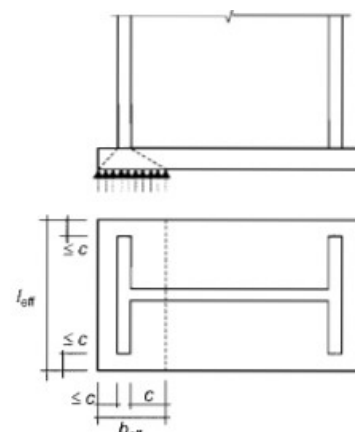


Figure IX. 2: Plaque d'assise à projection courte.

#### **IX.2.1.5 La résistance de calcul à la traction (Annexe 6)**

Pour déterminer la résistance de l'assemblage à la traction provoquée par les efforts de soulèvement on modélise se dernier par un tronçon en T équivalent tendu de l'âme. Cette résistance correspondra à la plus petite des résistances des modes de ruines de ce dernier.

##### **• Résistance des tiges d'ancrage**

La résistance de calcul des boulons d'ancrage  $F_{t,Rd,anchor}$  égale à la plus petite des valeurs de la résistance de calcul à la traction du boulon d'ancrage  $F_{t,Rd}$ , et de la résistance de calcul de



l'adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage  $F_{t,bond,Rd}$ .

$$F_{t,Rd,anchor} = \min ( F_{t,bond,Rd} ; F_{t,Rd} ) \quad (IX. 4)$$

Où :

- $F_{t,bond,Rd}$  : Résistance de l'adhérence de la tige avec le béton

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times d \times l_b \times f_{bd}}{\alpha} \quad (IX. 5)$$

$$f_{bd} = \frac{0,36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \frac{132-d}{100} \quad (IX. 6)$$

$$f_{bd} = \frac{0,36 \sqrt{25}}{1,5} \frac{132 - 33}{100} = 1,19$$

- $d$  : Diamètre de la tige  $d = 33 \text{ mm}$   
 ➤  $l_b$  : L'encrage dans le béton  $l_b = 726 \text{ mm}$   
 ➤  $f_{ck}$  : résistance du béton  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$   
 ➤  $\alpha$  : Facteur tenant en compte la forme de la tige : crochet  $\rightarrow \alpha = 0.7$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times 33 \times 726 \times 1,19}{0,7} = 12795,2 \text{ daN}$$

- $F_{t,Rd}$  : Résistance de la tige a la traction

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.9 \times \frac{694 \times 400}{1.5} = 16656 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd,anchor} = F_{t,bond,Rd} = 12795,2 \text{ daN}$$

#### IX.2.1.6 Vérification de la présence d'un effet de levier :

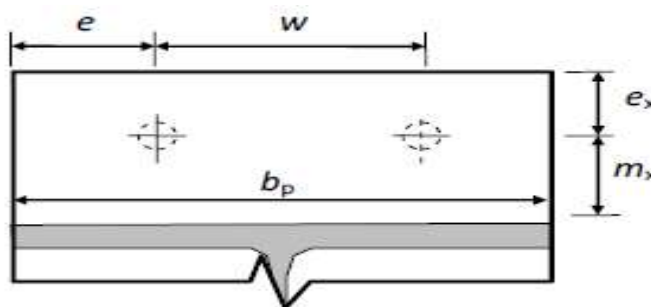
- Calculs de la longueur efficace  $L_{eff}$  (EC3-1.8 –tableau 6.6)

**Mécanisme circulaire**

$$l_{eff,cp} = \min \begin{cases} 2\pi m_x \\ \pi m_x + w \\ \pi m_x + 2e \end{cases}$$

**Mécanisme non circulaire**

$$l_{eff,nc} = \min \begin{cases} 4mx + 1,25ex \\ 2mx + 0,625ex + w/2 \\ 2mx + 0,625ex + e \\ bp/2 \end{cases}$$



$W=120\text{mm}$  ;  $e=55\text{mm}$ ,  $ex=50\text{mm}$  ;  $mx=50\text{mm}$

$$l_{\text{eff.cp}} = \min \begin{cases} 314,15\text{mm} \\ 277,07\text{mm} \\ 267,07\text{mm} \end{cases} \quad l_{\text{eff.nc}} = \min \begin{cases} 262,5\text{mm} \\ 191,25\text{mm} \\ 186,25\text{mm} \\ 175\text{mm} \end{cases}$$

$L_b$  : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage (EC3-1.8-tableau6.2)

$$L_b = 8 d + e_m + t_p + t_{wa} + 0.5 k$$

$t_{wa}$  : Epaisseur de la rondelle  $t_{wa} = 5 \text{ mm}$

$k$  : Epaisseur de l'écrou  $k = 0.8 d$

$e_m$  : Epaisseur de mortier de calage  $e_m = 30 \text{ mm}$

$$L_b = 8 \times 33 + 30 + 30 + 5 + 0.5 \times 0.8 \times 33 = 342,2 \text{ mm}$$

$L_b^*$  : Longueur limite d'allongement du boulon d'ancrage

$$L_b^* = \frac{8.8 mx^3 A_s}{l_{\text{eff},1} t_p^3} = \frac{8.8 \times 50^3 \times 694}{175 \times 30^3} = 161,56\text{mm} < L_b$$

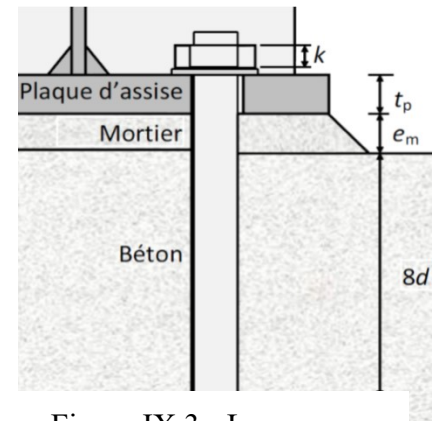


Figure IX.3 : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage.

$$L_{\text{eff},1} = \min(l_{\text{eff.cp}}; l_{\text{eff.nc}})$$

L'effet de levier ne peut pas être développé et les modes de ruine 1-2, 3 et 4 peuvent être considérés.

### IX.2.1.7 Calcul de la résistance de l'assemblage a la traction

La résistance finale de l'assemblage d'un tronçon en T équivalent tendu pris égale à la valeur de résistance la plus petite des modes de ruine.

$$F_{t,Rd} = \min \{F_{t,1-2,Rd} ; F_{t,3,Rd} ; F_{t,4,Rd}\} \quad (\text{IX. 8})$$

#### ➤ Mode 1-2

$$l_{\text{eff},1} = l_{\text{eff.nc}} = 175 \text{ mm}$$

$$m_{pl,Rd} = \frac{30^2 \times 235}{4 \times 1.1} = 4806,8 \text{ daN}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 4806,8 \times 0,175 = 841,19 \text{ daN.m}$$

$$F_{t,1-2,Rd} = \frac{2 \times 841,19}{0,05} = 33647,6 \text{ daN}$$

#### ➤ Mode 3

$$F_{t,3,Rd} = 2 \times 12795,2 = 25590,4 \text{ daN}$$

➤ **Mode 4**

$$F_{t,4,Rd} = \frac{175 \times 7.1 \times 235}{1.1} = 26544,3 \text{ daN}$$

➤ **Valeur de la résistance finale**

$$F_{t,Rd} = F_{t,3,Rd} = 25590,4 \text{ daN}$$

**IX.2.1.8 Contrôle de la résistance de l'assemblage**

**IX.2.1.8.1 Calcul de la résistance à l'effort axial  $N_{sd}$**

$$N_{Sd}=819,28\text{daN} < N_{c,Rd}=1007611,5 \text{ daN} \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

**IX.2.1.8.2 Vérification au poinçonnement de la plaque**

$$F_{t.Sd} \leq B_{P.Rd} \quad \text{(IX. 9)}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \times 3.14 \times 49.6 \times 30 \times 360}{1.25} = 80737,6 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{8} = 102,41 \text{ daN} < B_{p,Rd} = 80737,6\text{daN} \quad \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**IX.2.1.8.3 Vérification a la flexion de pied de poteau encastré :**

- **Calcul de l'excentricité**

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = 12800\text{mm}$$

**-Détermination de bras de levier  $Z$  (6.2.8.1- EC3- 1.8)**

a)  $Z=2Z_c=289,3\text{mm}$  ;  $Z_c=(300-10,7)/2=144,65\text{mm}$

b)  $Z=2Z_t=30\text{cm}$  ;  $Z_t=400/2=200\text{mm}$

c)  $Z=Z_c+Z_t=144,65+200=344,65\text{mm}$

On a  $N_{sd} \leq 0$  et  $Z_c \leq e$

{ Côté gauche comprimé  
Côté droit tendu

➔  $Z=Z_c+Z_t=144,65+200=344,65\text{mm}$

$$M_{Rd} = \min \left[ \frac{-F_{c,Rd} \times Z}{\frac{Z_t}{e} + 1}; \frac{F_{t,Rd} \times Z}{\frac{Z_c}{e} - 1} \right] \quad \text{(IX. 10)}$$

$$M_{Rd} = \min \left[ \frac{-144520,5 \times 0,344}{\frac{0,2}{0,29} + 1}; \frac{25590,4 \times 0,344}{\frac{0,14}{0,29} - 1} \right]$$

$$M_{Rd} = \min[29423,19daN; 17019,32daN] \rightarrow M_{Rd} = 17019,32daN.m$$

$$\frac{M_{sd}}{M_{Rd}} = 0,61 < 1 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**IX.2.1.8.4 Vérification au cisaillement :**

**-Résistance de calcul au glissement (EC3-(1-8)-6.2.2(6))**

$$F_{f,rd} = C_{f,d} \times N_{c,ed} \quad (IX. 11)$$

$C_{f,d}$  : Coefficient de frottement pour mortier de ciment :  $C_{f,d} = 0,2$

$N_{c,ed}$  : Effort de compression

$$F_{f,rd} = 0,2 \times 819,28 = 163,85daN$$

**-Résistance au cisaillement d'un boulon d'ancrage : (EC3-(1-8)-6.2.2(7))**

$$F_{vb,rd} = \frac{\alpha_{bc} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}} \quad \alpha_{bc} = 0,44 - 0,0003f_{yb} = 0,368$$

$$F_{vb,rd} = 8172,5daN$$

$$F_{v,rd} = F_{f,rd} + nF_{vb,rd} \quad (IX. 12)$$

n: nombre de boulons=8

$$F_{v,rd} = 65543,85daN > F_{v,sd} = 2441,31daN \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

**IX.2.1.8.5 Vérification de la pression diamétrale**

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{avec : } \alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min(0,46; 1,85; 1,11; 1) = 0.46$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.46 \times 360 \times 33 \times 30}{1.25} = 32788,8 daN$$

$$\frac{V_{sd}}{8} = 305,16 daN < F_{b,Rd} = 32788,8 daN \quad \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**IX.2.1.9 Soudure de la platine :**

**- Cordon de soudure :**

Epaisseur de la platine :  $e_p = 30 \text{ mm}$

➤ gorge assemblant l'âme-platine ( $a_w$ ) :

Epaisseur la plus mince entre l'âme et la platine :

$$t_{\min} = \min \{t_w ; e\} = \min \{7,1 ; 30\} = 7,1 \text{ mm}$$

$$2 \text{ mm} \leq a_w \leq 5,5 \text{ mm}$$

On adopte pour  $a_w = 5 \text{ mm}$

➤ gorge assemblant semelle-platine ( $a_f$ ) :

Epaisseur la plus mince entre l'âme et la platine :

$$t_{\min} = \min \{t_f ; e\} = \min \{10,7 ; 30\} = 10,7 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a_w \leq 8 \text{ mm}$$

On adopte pour  $a_f = 5 \text{ mm}$

**- Distribution des efforts sur les différents cordons :**

**a) cordon âme platine :**

Chaque cordon reprend  $V/2 = 2443,31/2 = 12241,65 \text{ daN}$

$$L_w = h - 2t_f - 2r = 300 - 2 \times 10,7 - 2 \times 15 = 248,6 \text{ mm}$$

**b) cordon semelle platine :**

$$L_f = 2b + 2(b - 2r - t_w) = 2 \times 150 + 2 \times (150 - 2 \times 15 - 7,1) = 525,8 \text{ mm}$$

#### **IX.2.1.9.1 Vérification de la soudure de la semelle a la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

-La nuance d'acier utilisée est S235 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

-La longueur totale des cordons de soudure de la semelle  $\sum l = 525,8 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{5 \times 525,8 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 66923,4 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 819,28 \text{ daN} < F_{w,rd} = 66923,4 \text{ daN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### **IX.2.1.9.2 Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

-La nuance d'acier utilisé est S 235 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

-La longueur totale des cordons de soudure de l'âme  $\sum l = 248,6 \text{ mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{5 \times 248,6 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 25835,26 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 12241,65 \text{ daN} < F_{v,rd} = 25835,26 \text{ daN} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**IX.2.1.10 Rigidité en rotation : (EC3 – (1 – 8) – tableau 6. 12)**

$$S_{j,ini} = \frac{EZ^2}{\mu \left( \frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_t} \right)} \times \frac{e}{e+e_k} \quad (\text{IX. 13})$$

$$M_{sd} = 10486,58 \text{ daN}$$

$$\frac{2}{3} M_{rd} = 11346,21 \text{ daN}$$

$$M_{sd} < \frac{2}{3} M_{rd} \rightarrow \mu = 1$$

$$e_k = \frac{Z_t K_t - Z_c K_c}{K_t + K_c} = 101,52 \text{ mm}$$

$$K_c = \frac{E_c \sqrt{b_{eff} l_{eff}}}{1,275 E} = 26,36 \text{ mm} \quad (\text{EC3 – (1 – 8) – tableau 6. 11})$$

$E_c$  : Module d'élasticité du béton=31GPa

$E$  : Module d'élasticité de l'acier =210 000 MPa

$$C=1,25tp=1,25 \times 30=37,5 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = 148,2 \text{ mm}$$

$$l_{eff} = 350 \text{ mm}$$

$$K_t = \frac{1}{\frac{1}{K_{15}} + \frac{1}{K_{16}}} = 3,77 \text{ mm} \quad (\text{EC3-(1-8)-tableau 6.11})$$

$L_b^* < L_b$  : Donc on n'a pas un effet de levier

$$K_{15} = \frac{0,425 l_{eff} t_p^3}{m x^3} = 32,13 \text{ mm}$$

$$K_{16} = 2 \frac{A_s}{L_b} = 2 \times \frac{694}{324,2} = 4,28 \text{ mm}$$

$$S_{j,ini} = \frac{210000 \times 344,65^2}{\left( \frac{1}{26,36} + \frac{1}{3,54} \right)} \times \frac{12800}{12800 - 101,52} = 8293191 \text{ daN.m}$$

$S_{j,ini}$  : La rigidité en rotation initial

On a :

D'après, (**EC3 – (1 – 8) – 5. 2. 2. 5(2)**) :

$$S_{j,rig} = \frac{30EI_c}{L_c} \quad (IX. 14)$$

$I_c$  : Moment d'inertie du poteau,

$L_c$  : Hauteur d'étage du poteau,

$$S_{j,rig} = \frac{30 \times 210000 \times 83560000}{6750} = 7798933 \text{ daN.m}$$

$S_{j,rig}$  : Rigidité de l'assemblage rigide

$$S_{j,ini} = 8293191 \text{ daN.m} > S_{j,rig} = 7798933 \text{ daN.m}$$

Donc, l'assemblage est classifié comme rigide

### IX.2.2 Pied de potelet :

Il suffit de calculer la base uniquement pour le potelet le plus sollicité et d'adopter la même base pour tous les autres potelets.

Le potelet travaille en compression simple sous le poids propre

$$\begin{cases} N_{sd} = 1371,50 \text{ daN} \\ V_{sd} = 864,85 \text{ daN} \end{cases}$$

Les pieds de potelets sont articule

#### IX.2.2.1 Résistance du matériau de scellement :

$$f_j = \frac{2}{3} \times 1.5 \times 16.67 = 16.67 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16.67 \text{ MPa}$$

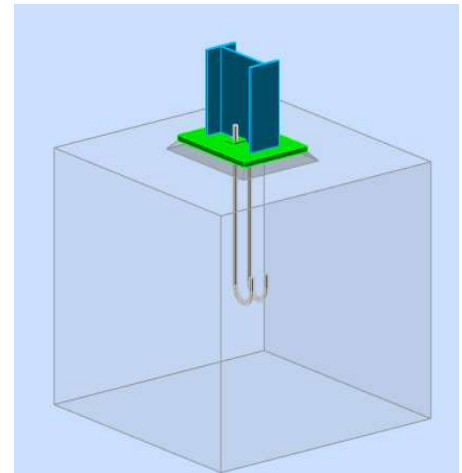


Figure IX. 3: 3D d'assemblage pied de potelet.

- Estimation de l'aire de la plaque d'assise :

$$A_{c0} = \max\left(\frac{1}{h \times b} \times \left[\frac{N_{j,sd}}{f_j}\right]^2; \frac{N_{j,sd}}{f_j}\right) = \max\left(\frac{1}{270 \times 135} \times \left[\frac{13715,0}{16.67}\right]^2; \frac{13715,0}{16.67}\right) \quad (IX. 2)$$

$$A_{c0} = 822,73 \text{ mm}^2$$

- Choix du type de la plaque d'assise :

$$A_{c0} < 0.95 \times 270 \times 135 = 32805 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Adopter une plaque d'assise à projection courte}$$

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise à projection courte sont choisies comme suite :

$h$  : la hauteur de la section IPE270  $\rightarrow h = 270 \text{ mm}$

b : la base de la section IPE270 → b = 135mm

$$b_p \geq b_{fc} + (2t_f) \rightarrow b_p \geq 135 + (2 \times 10,2) = 155,4mm$$

$$h_p \geq h_c + (2t_f) \rightarrow h_p \geq 270 + (2 \times 10,2) = 290,4mm$$

On prend :

$$\begin{cases} b_p = 300mm \\ h_p = 400mm \end{cases}$$

$$Ac_0 = 400 \times 300 = 120000mm^2 \geq 822,73 \text{ mm}^2$$

- **Détermination de la largeur d'appui additionnelle :**

En posant : t=10mm comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_{jd} \gamma_{M0}}} \quad (IX. 3)$$

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_{jd} \gamma_{m0}}} = 10 \sqrt{\frac{235}{3 \times 16,67 \times 1,1}} = 20,66mm$$

$$c = 20,66mm \leq (h - 2t_f) / 2 = (270 - 2 \times 10,2) / 2 = 124,8 \text{ mm}$$

**Entraxes : P=80mm**

**Pinces : e=110mm**

#### IX.2.2.2 Dimensionnement des tiges d'ancrages

L'ancrage est réalisé par 2 tiges

On prend :  $\phi = 18mm$

r = 3 $\phi$  ; l1 = 20 $\phi$  , l2 = 2 $\phi$

r=54mm ; l1=360mm ; l2=36mm

#### IX.2.2.3 Résistance des tiges d'encrage (Annexe 6)

$$F_{t,Rd,anchor} = \min \{ F_{t,bond,Rd} ; F_{t,Rd} \} \quad (IX. 4)$$

Où :

➤  $F_{t,bond,Rd}$  : Résistance de l'adhérence de la tige avec le béton

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times d \times l_b \times f_{bd}}{\alpha} \quad (IX. 5)$$

$$f_{bd} = \frac{0,36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \frac{132 - d}{100} \quad (IX. 6)$$

$$f_{bd} = \frac{0,36 \sqrt{25}}{1,5} \frac{132 - 18}{100} = 1,36$$

➤ d : Diamètre de la tige d = 18 mm



- $l_b$  : L'encrage dans le béton  $l_b = 387 \text{ mm}$
- $f_{ck}$  : résistance du béton  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- $\alpha$  : Facteur tenant en compte la forme de la tige : crochet  $\rightarrow \alpha = 0.7$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times 18 \times 387 \times 1,36}{0,7} = 4251,8 \text{ daN}$$

- $F_{t,Rd}$  : Résistance de la tige a la traction

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.9 \times \frac{192 \times 400}{1.5} = 4608 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd,ancho} = F_{t,bond,Rd} = 4251,8 \text{ daN}$$

#### IX.2.2.4 Longueurs participantes du tronçon en T équivalent tendu

La longueur participante du tronçon en T est la suivante

- Mécanisme circulaire :  $l_{eff,cp} = 2 \pi m$
- Mécanisme non circulaire :  $l_{eff,nc} = 4 m + 1.25 e$

Avec :  $m = \frac{p}{2} - \frac{t_w}{2} - 0.8 \sqrt{2} a_w$

- $a$  : cordon de soudure pris égal  $a_w = 4 \text{ mm}$

$$m = \frac{(80 - 6,6)}{2} - 0.8 \sqrt{2} \times 4 = 32,17 \text{ mm}$$

$$l_{eff,cp} = 2 \times 3.14 \times 32,17 = 202,02 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc} = 4 \times 32,17 + 1.25 \times 110 = 266,18 \text{ mm}$$

#### -Présence d'un effet de levier ?

$$L_b > L_b^*$$

$$L_b = 8 d + e_m + t_p + t_{wa} + 0.5 k$$

$$L_b = 8 \times 18 + 30 + 10 + 5 + 0.5 \times 0,8 \times 18 = 196,2 \text{ mm}$$

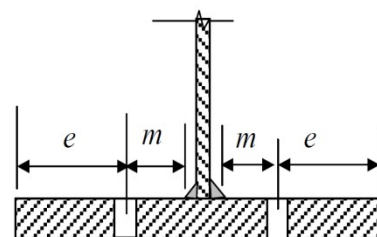


Figure IX. 4: Paramètres géométriques pour le tronçon en T équivalent tendu.

$$L_b^* = \frac{8.8 m^3 A_s}{l_{eff,1} t_p^3} = \frac{8.8 \times 32,17^3 \times 192}{202,02 \times 10^3} = 278,44 \text{ mm} > L_b$$

$$l_{eff,1} = \min(l_{eff,cp}; l_{eff,nc}) = 202,02 \text{ mm}$$

Un effet de levier se développe et les modes de ruine 1, 2, 3 et 4 doivent être considérés.

$$F_{t,Rd} = \min \{F_{t,1,Rd}; F_{t,2,Rd}; F_{t,3,Rd}; F_{t,4,Rd}\}$$

- **Mode 1**

$$F_{t,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m} \quad (IX. 15)$$

$$M_{pl,1,Rd} = m_{pl,Rd} l_{eff,1} = 534 \times 202,02 = 107,8 daN.m$$

$$m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 f_{yp}}{4 \gamma_{m0}} = \frac{10^2 \times 235}{4 \times 1,1} = 534 daN$$

$$F_{t,1,Rd} = 13475 daN$$

➤ **Mode 2**

$$F_{t,2,Rd} = \frac{4 M_{pl,2,Rd}}{m+n} + \frac{2 n F_{t,Rd,anchor}}{m+n} \quad (IX. 16)$$

$$n = \min(e ; 1.25 m) = \min(110mm ; 1.25 \times 32,17mm) = 40,21mm$$

$$M_{pl,2,Rd} = m_{pl,Rd} l_{eff,2} = 534 \times 266,18 = 142,14 daN.m$$

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 266,18 mm$$

$$F_{t,2,Rd} = \frac{4 \times 142,14}{0,032 + 0,040} + \frac{2 \times 0,040 \times 4251,8}{0,032 + 0,040} = 16620,88 daN$$

➤ **Mode 3**

$$F_{t,3,Rd} = 2 F_{t,Rd,anchor} = 2 \times 4251,8 = 8503,6 daN$$

➤ **Mode 4**

$$F_{t,4,Rd} = \frac{b_{eff,t} t_w f_y}{\gamma_{m0}} \quad (IX. 17)$$

$$\Rightarrow = \frac{202,02 \times 6,6 \times 235}{1,1} = 28484,8 daN$$

$$b_{eff,t} = l_{eff,1} = 202,02 mm$$

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,1,Rd} ; F_{t,2,Rd} ; F_{t,3,Rd} ; F_{t,4,Rd}) = 8503,6 daN$$

$$F_{t,Rd} = 8503,6 daN > N_{sd} = 1371,50 daN$$

➤ **Vérification de la soudure de la semelle a la traction**

$$F_{w,rd} = \frac{\alpha \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} \quad (IX. 18)$$

-La nuance d'acier utilisée est S235 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

-La longueur totale des cordons de soudure de la semelle  $\sum l = 466,8 mm$

$$F_{w,rd} = \frac{4 \times 466,8 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 47531,1 daN$$

$$N_{sd} = 1371,50 daN < F_{w,rd} = 47531,1 daN \quad \text{.....Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} \quad (\text{IX. 19})$$

La nuance d'acier utilisé est S 235 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme  $\sum l = 199,2 \text{ mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{4 \times 199,2 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 16561,1 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 864,85 \text{ daN} < F_{v,rd} = 16561,1 \text{ daN} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Résistance au cisaillement d'un boulon d'ancrage : (EC3 – (1 – 8) – 6.2.2(7))**

$$F_{vb,rd} = \frac{\alpha_{bc} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \quad (\text{IX. 20})$$

$$\alpha_{bc} = 0,44 - 0,0003 f_{yb} = 0,368$$

$$F_{vb,rd} = 2260,9 \text{ daN}$$

**-La résistance au cisaillement des boulons :**

$$\frac{V_{Ed}}{n F_{vb,rd}} + \frac{N_{t,Ed}}{1,4 N_{t,rd}} \leq 1 \quad (\text{IX. 21})$$

$$\frac{864,85}{2 \times 2260,9} + \frac{1371,50}{1,4 \times 8503,6} = 0,30 \leq 1 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**IX.2.3 Calcul des fondations sous les poteaux :**

Ce qui concerne notre structure on a un type de semelle isolée. Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E \quad (\text{art 10. 4. 1. RPA99/2003})$$

Dans la salle les combinaisons les plus défavorable sont ; avec :

$$N_a = 2043,51 \text{ daN} \quad M_a = 432,92 \text{ daN.m.} \quad (\text{RPA } G+Q+EY)$$

$$N_s = 1948,73 \text{ daN} \quad M_s = 2027,61 \text{ daN.m} \quad (\text{ELS})$$

$$N_u = 2660,78 \text{ daN} \quad M_u = 2790,07 \text{ daN.m} \quad (\text{ELU})$$

**IX.2.3.1 Dimensionnement de la semelle :**

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau.

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

h et b : dimension de la platine au-dessous de poteau.

(A, B) dimension (longueur et largeur) de la base inférieure :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{500}{350} = 1,42 \rightarrow A = 1,42B$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = \frac{N_{sd}}{S} \cdot \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \leq 1,33\sigma_{sol} \quad (IX. 22)$$

$$\rightarrow \frac{N_{sd}}{1,42B^2} \cdot \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\frac{1,42 \cdot 1,33\sigma_{sol}}{N_s} \cdot B^3 - B - (6 \cdot e_0) \geq 0$$

$$9,69 \cdot B^3 - B - (6,24) \geq 0 \text{ Avec : } e_0 = 1,04\text{m}$$

$$\rightarrow B=0,9\text{m}$$

Je prends : B=1,2m d'où  $\rightarrow A=1,75\text{m}$ , Donc :

$$\sigma_{cal} \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{N_{sd}}{S} + \frac{M_{sd}}{I} \times V \quad (IX. 23)$$

$$\sigma_{cal} = \frac{1948,73}{1,2 \times 1,75} + \frac{2027,61}{1,75 \cdot 1,2^3/12} \times 0,6 = 5755,60 \frac{daN}{m^2} < \sigma_{sol} = 13300 \frac{daN}{m^2}$$

• **Hauteur de la semelle**

Pour pouvoir d'une part utiliser la méthode des bielles et ne pas vérifier la section d'encastrement à l'effort tranchant, on prend :

$$d \geq \max \begin{cases} \frac{A-a}{4} = \frac{17}{4} = 31,25\text{cm} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{120}{4} = 21,25 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{BAEL 91 -Ch 15.III - Art 1.2})$$

On prend : d = 33cm, Alors : h= 43cm.

**-Géométrie :**

|    |             |                |            |
|----|-------------|----------------|------------|
| A  | = 1,75 (m)  | a              | = 0,80 (m) |
| B  | = 1,20 (m)  | b              | = 0,60 (m) |
| h1 | = 0,33 (m)  | e <sub>x</sub> | = 0,00 (m) |
| h2 | = 1,37 (m)  | e <sub>y</sub> | = 0,00 (m) |
| a' | = 50,0 (cm) |                |            |
| b' | = 35,0 (cm) |                |            |
| c1 | = 5,0 (cm)  |                |            |
| c2 | = 3,0 (cm)  |                |            |

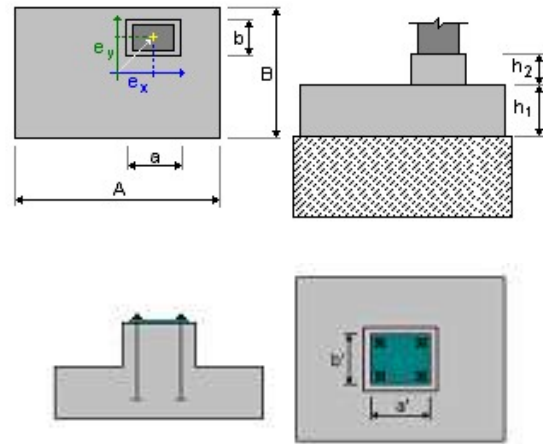


Figure IX. 5 : Géométrie de la semelle

|    |            |
|----|------------|
| H  | = 0,10 (m) |
| d1 | = 0,10 (m) |
| d2 | = 0,10 (m) |
| d3 | = 0,10 (m) |
| d4 | = 0,10 (m) |

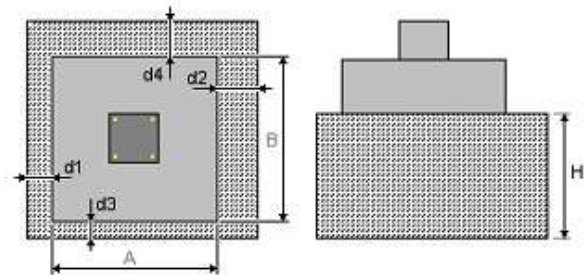


Figure IX. 6 : Béton de propreté

**IX.2.3.2 Vérification de la stabilité au renversement :**

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des force verticales gravitaires et des force sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

D'après le RPA 99 version 2003, on a :

$$e_0 \leq \frac{B}{4} \rightarrow \frac{M_a}{N_a} = \frac{432,92}{2043,51} = 0,21\text{m} \leq 0,33$$

$$e_0 \leq \frac{A}{4} \rightarrow \frac{M_a}{N_a} = \frac{432,92}{2043,51} = 0,21\text{m} \leq 0,43 \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**IX.2.3.3 Calcul du ferrailage :**

$e > \frac{B}{6}$  On calcule le moment en état limite ultime et service :

$$M_U = (4A + 0,35a - 9e) \times \left( \frac{\frac{A}{2} - 0,35a}{\frac{A}{2} - e} \right)^2 \times \frac{N_u}{27} \quad (\text{IX. 24})$$

$e_0 < \frac{B}{6}$  Armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \quad (\text{IX. 25})$$

➤ **Ferraillage Suivant A :**

• **À ELU :**

$$e_0 = 1,04 > \frac{1,75}{6} = 0,29 \rightarrow \text{Calcul de Mu}$$

$$M_U = (4A + 0,35a - 9e) \times \left(\frac{\frac{A}{2} - 0,35a}{\frac{A}{2} - e}\right)^2 \times \frac{N_u}{27} \quad (\text{IX. 24})$$

$$M_U = (7 + 0,175 - 8,55) \times \left(\frac{0,87 - 0,175}{0,87 - 0,95}\right)^2 \times \frac{2660,78}{27} = 10226,74 \text{ daN.m}$$

$$Z = 0,9.d$$

$$Z = 28,125 \text{ cm}$$

$$As = \frac{M_U}{Z.f_{st}} = \frac{102,26}{0,28.348.10^3} = 10,49 \text{ cm}^2 \quad (\text{IX. 26})$$

**À ELS :**

$$e_0 = 1,04 > \frac{1,75}{6} = 0,29 \rightarrow \text{Calcul de Mu}$$

$$M_U = (4A + 0,35a - 9e) \times \left(\frac{\frac{A}{2} - 0,35a}{\frac{A}{2} - e}\right)^2 \times \frac{N_s}{27} \quad (\text{IX. 24})$$

$$M_U = (7 + 0,175 - 8,64) \times \left(\frac{0,87 - 0,175}{0,87 - 0,95}\right)^2 \times \frac{1948,73}{27} = 6305,36 \text{ daN.m}$$

$$Z = 28,125 \text{ cm}$$

$$As = \frac{63,05}{0,28.201.10^3} = 11,2 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage Suivant B :**

• **À ELU :**

$$e_0 = 1,04 > \frac{1,2}{6} = 0,2 \rightarrow \text{Calcul de Mu}$$

$$M_U = (4B + 0,35b - 9e) \times \left( \frac{\frac{B}{2} - 0,35}{\frac{B}{2} - e} \right)^2 \times \frac{N_u}{27} \quad (\text{IX. 24})$$

$$M_U = (4,8 + 0,122 - 8,55) \times \left( \frac{0,6 - 0,122}{0,6 - 0,25} \right)^2 \times \frac{2660,78}{27} = 666,85 \text{ daN.m}$$

$$Z = 28,125 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{6,66}{0,28.348.10^3} = 0,6 \text{ cm}^2$$

• À ELS :

$$e_0 = 1,04 > \frac{1,2}{24} = 0,2 \rightarrow \text{Calcul de Mu}$$

$$M_U = (4B + 0,35b - 9e) \times \left( \frac{\frac{B}{2} - 0,35b}{\frac{B}{2} - e} \right)^2 \times \frac{N_s}{27} \quad (\text{IX. 24})$$

$$M_U = (4,8 + 0,122 - 8,64) \times \left( \frac{0,6 - 0,122}{0,6 - 0,25} \right)^2 \times \frac{1948,73}{27} = 500,51 \text{ daN.m}$$

$$Z = 28,125 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{5}{0,28.201.10^3} = 0,8 \text{ cm}^2$$

**a/ Vérification de condition de non fragilité**

$$\min_{Ab} = 0,23 \times B \times h \times \frac{f_t}{f_e} \quad (\text{IX. 27})$$

$$0,23 \times 120 \times 43 \times \frac{2,1}{400} = 6,23 \text{ cm}^2$$

$$\min_{Aa} = 0,23 \times A \times h \times \frac{f_t}{f_e} \quad (\text{IX. 28})$$

$$0,23 \times 175 \times 43 \times \frac{2,1}{400} = 9,08 \text{ cm}^2$$

**b/ Dispositions constructives:**

Les armatures seront munies des crochets si : ( $l_s > A/4$  sens A et  $l_s > B/4$  sens B)

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}} \quad (\text{IX. 29})$$

$l_s$  : Longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

➤ **Suivant A :**

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32\text{cm} < \frac{A}{4} = \frac{175}{4} = 43,75\text{cm}$$

➤ **Suivant B :**

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32\text{cm} > \frac{B}{4} = 30\text{cm}$$

D'après le **BAEL91** il faut prévoir des crochets d'ancrage.

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, avec des crochets.

**RPA 99/ version 2003 ( $\phi 12$ ) avec un espacement (min =15cm ; max =25cm).**

**-Calcul de nombre des barres :**

On a :

Enrobage =5cm

$$N_a = \frac{A - 2.C}{e} + 1 = 10 \text{ barre de T12} \quad (\text{Espacement} = 18\text{cm})$$

$$N_b = \frac{B - 2.C}{e} + 1 = 6 \text{ barre de T12} \quad (\text{Espacement} = 22\text{cm})$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant : (**Annexe 5**)

| Armatures | ELU   | ELS  | Amin(cm²) | Nbre de barres | As(cm²) | Ls(cm) | St(cm) |
|-----------|-------|------|-----------|----------------|---------|--------|--------|
| As(A)     | 10,49 | 11,2 | 9,08      | 10T12          | 11,31   | 40     | 18     |
| As(B)     | 0,6   | 0,8  | 6,23      | 6T12           | 6,79    | 30     | 22     |

Tableau IX. 1: le ferrailage choisis pour la semelle au-dessous de poteau.

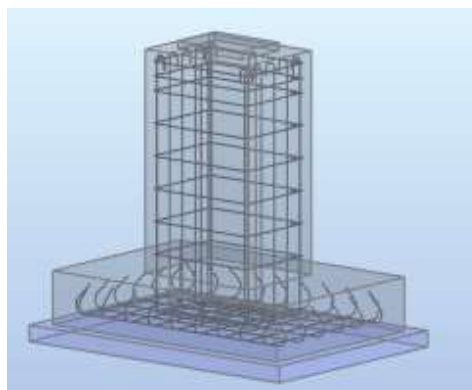


Figure IX. 7 : Ferrailage de la semelle



**IX.2.4 CALCUL DES LONGRINES :**

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

- **Dimensionnement des longrines :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3

30 cm x 30 cm : site de catégorie S4

Pour la salle abritant l'aire de jeux on optera pour des longrines de section :( 30x40) cm².

- **Calcul de ferrailage :**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : **(RPA99 V2003.Art.10.1.1.b)**

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN} \quad (\text{IX. 30})$$

avec :

N : égale a la valeur maximale des charges verticales de gravite apportées par les poids d'appui solidarises, donc en prend les efforts normaux du poteau le plus sollicite.

$N_U = 2660,78 \text{ daN (ELU)}$

$N_S = 1948,73 \text{ daN (ELS)}$

$\alpha$  : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site .

Pour notre cas : - zone sismique IIa et catégorie de site S3

$$\rightarrow \alpha = 12$$

- **à L'ELU :**

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{26,60}{12} = 2,2173 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\rightarrow A_u = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{2,21}{348 \times 10^3} = 0,06 \text{ cm}^2$$

- **à L'ELS :**

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{19,48}{12} = 1,6239 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\rightarrow A_u = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{1,62}{201 \times 10^3} = 0,08 \text{ cm}^2$$

**Remarque :**

Dans les deux cas a L'ELU comme a L'ELS,  $F < 20\text{KN}$  l'effort de traction contrairement a la condition ( $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$ ). Ce qui nous pousse à conclure que nos fondations resteront stables malgré l'absence de longrine. Mais, on calcule son ferrailage ce qui exige le RPA99/V2003

Le RPA99/V2003 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0,6 B\% \quad (\text{IX. 31})$$

$$A_{min} = 0,6 \% (30 \times 40) \text{cm}^2 = 7,2 \text{ cm}^2$$

Donc, On prend :

$$6\text{T14 avec } A_s = 9,24\text{cm}^2 \quad (\text{Annexe 5})$$

**a/ Vérification de condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t2}}{f_e} \quad (\text{IX. 32})$$

Avec :

$$A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2.$$

$$0,23 \times 0,30 \times 0,40 \times \frac{2,1}{400} = 1,4\text{cm}^2 \leq A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2 \quad \dots\text{Condition vérifiée}$$

**b/ Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_{min} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10}\right) = \min(11,42; 12; 30) = 11,42 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$ . (Cadre + étrier).

**c/ Calcul d'espacement des cadres**

Le RPA99/V2003 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$St \leq (20\text{cm}; 15\phi) \rightarrow St \leq (20\text{cm}; 12) \rightarrow \text{On Prend } St=10\text{cm}$$

**IX.2.5 Les fûts :**

- **Calcul du ferrailage :**

Selon RPA99/2003 (art 7.4.2.1) la section minimale d'armature longitudinale est :

-Zone IIa →:

$$A_{min} = 0,8\% B \quad (\text{IX. 33})$$

$$A_{min} = 0,8\%(80 \times 60) = 38,40 \text{ cm}^2.$$

On prend  $A_{st} = 36T12 = 40,68 \text{ cm}^2$ . (**Annexe 5**)

Avec des cadres  $\emptyset 10$

### IX.3 Le vestiaire :

#### IX.3.1 Pied de poteaux :

##### IX.3.1.1 Efforts sollicitant

Effort axial centré  $N_{sd} = 17689,11 \text{ daN}$

Moment fléchissant  $M_{sd} = 755,05 \text{ daN.m}$

Effort tranchant  $V_{sd} = 5565,49 \text{ daN}$

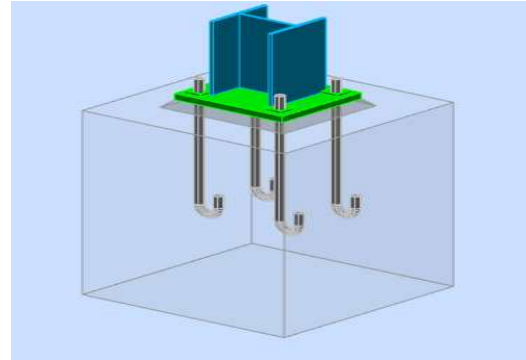


Figure IX. 8: 3D d'assemblage pied de poteaux

##### IX.3.1.2 Résistance du matériau de scellement :

$$f_j = \beta_j \times \alpha \times f_{cd}$$

$\beta_j$  : Coefficient relative à la liaison pris égal à 2/3

$$\alpha = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 1,5$$

Car les dimensions de la semelle est inconnue (EC2-(1-1)...Figure 6.29)

$f_{cd}$  : La résistance du béton à la compression égal a  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16.67 \text{ MPa}$

$$f_j = \frac{2}{3} \times 1.5 \times 16.67 = 16.67 \text{ MPa}$$

##### - Estimation de l'aire de la plaque d'assise :

Une estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \max \left( \frac{1}{h \times b} \times \left[ \frac{N_{j,sd}}{f_j} \right]^2, \frac{N_{j,sd}}{f_j} \right) \quad (\text{IX. 2})$$

$$A_{c0} = \left\{ \frac{1}{230 \times 240} \times \left[ \frac{176891,1}{16.67} \right]^2, \frac{176891,1}{16.67} \right\}$$

$$A_{c0} = 10611,34 \text{ mm}^2$$

##### - Choix du type de la plaque d'assise :

$A_{c0} \geq 0.95 h \times b \rightarrow$  Adopter une plaque d'assise à projection étendue

$A_{c0} < 0.95 h \times b \rightarrow$  Adopter une plaque d'assise à projection courte.

$A_{c0} < 0.95 \times 230 \times 240 = 52440 \text{ mm}^2 \rightarrow$  Adopter une plaque d'assise à projection courte

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise à projection courte sont choisies comme suite :

$h$  : la hauteur de la section HEA240  $\rightarrow h = 230 \text{ mm}$

$b$  : la base de la section HEA240  $\rightarrow b = 240 \text{ mm}$

$$b_p \geq b_c + (2t_f) \rightarrow b_p \geq 240 + (2 \times 12) = 264 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h_c + (2t_f) \rightarrow h_p \geq 230 + (2 \times 12) = 254 \text{ mm}$$

On prend :

$$\begin{cases} b_p = 350 \text{ mm} \\ h_p = 400 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{c0} = 400 \times 350 = 140000 \text{ mm}^2 \geq 10611,34 \text{ mm}^2$$

- **Détermination de la largeur d'appui additionnelle :**

En posant :  $t=25\text{mm}$  comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_{jd}\gamma_{mo}}} \quad (\text{IX. 3})$$

$$c = 25 \sqrt{\frac{235}{3 \times 16,67 \times 1,1}} = 51,67 \text{ mm}$$

$$c = 51,67 \text{ mm} \leq (h - 2t_f) / 2 = (230 - 2 \times 12) / 2 = 103 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des ails en compression pour les tronçons des deux semelles.

**Entraxes (p1, p2)**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow 79,2 \leq p_1 \leq 350 \text{ Alors on prend } p_1 = 300 \text{ mm.}$$

$$2,4 d_0 \leq p_2 \leq 14t \rightarrow 86,4 \leq p_2 \leq 350 \text{ Alors on prend } p_2 = 250 \text{ mm.}$$

**Pinces (e1, e2)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 8t \rightarrow 43,2 \leq e_1 \leq 200 \text{ Alors on prend } e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,2 d_0 \leq e_2 \leq 8t \rightarrow 43,2 \leq e_2 \leq 200 \text{ Alors on prend } e_2 = 50 \text{ mm.}$$

**IX.3.1.3 Dimensionnement des tiges d'ancrages :**

L'ancrage est réalisé par 8 tiges . On prend :  $\phi = 33\text{mm}$

$$r = 3\phi ; l_1 = 20\phi , l_2 = 2\phi$$

$$r = 99\text{mm} ; l_1 = 660\text{mm} ; l_2 = 66\text{mm}$$

$$N_{c,Rd} = l_{eff} \cdot b_{eff} \cdot f_{jd}$$

$$l_{eff} = b_p = 350\text{mm}$$

$$b_{eff} = \left( \frac{400 - 230}{2} \right) + t_f + c = 148,67\text{mm}$$

$$F_{c,Rd} = 350 \times 148,67 \times 16,67 = 86741,5\text{daN}$$

**IX.3.1.4 La résistance de calcul à la traction :**

- **Résistance des tiges d'ancrage**

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times d \times l_b \times f_{bd}}{\alpha} \quad (IX. 5)$$

$$f_{bd} = \frac{0,36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \frac{132-d}{100} \quad (IX. 6)$$

$$f_{bd} = \frac{0,36\sqrt{25}}{1,5} \frac{132 - 33}{100} = 1,19$$

- $d$  : Diamètre de la tige  $d = 33 \text{ mm}$
- $l_b$  : L'encrage dans le béton  $l_b = 726 \text{ mm}$
- $f_{ck}$  : résistance du béton  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- $\alpha$  : Facteur tenant en compte la forme de la tige : crochet  $\rightarrow \alpha = 0.7$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times 33 \times 726 \times 1,19}{0,7} = 12795,2 \text{ daN}$$

- $F_{t,Rd}$  : Résistance de la tige a la traction

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.9 \times \frac{694 \times 400}{1.5} = 16656 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd,anchor} = F_{t,bond,Rd} = 12795,2 \text{ daN}$$

### IX.3.1.5 Vérification de la présence d'un effet de levier :

- Calculs de la longueur efficace  $L_{eff}$  (EC3-1.8 –tableau 6.6)

$W=250\text{mm}$  ;  $e=50\text{mm}$ ,  $ex=50\text{mm}$  ;  $mx=35\text{mm}$

$$l_{eff,cp} = \min \begin{cases} 219,91\text{mm} \\ 359,95\text{mm} \\ 209,95\text{mm} \end{cases} \quad l_{eff,nc} = \min \begin{cases} 202,5\text{mm} \\ 226,25\text{mm} \\ 151,25\text{mm} \\ 175\text{mm} \end{cases}$$

$L_b$  : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage (EC3-1.8-tableau6.2)

$$L_b = 8 d + e_m + t_p + t_{wa} + 0.5 k$$

$t_{wa}$  : Epaisseur de la rondelle  $t_{wa} = 5 \text{ mm}$

$k$  : Epaisseur de l'écrou  $k = 0.8 d$

$e_m$  : Epaisseur de mortier de calage  $e_m = 30 \text{ mm}$

$$L_b = 8 \times 33 + 30 + 25 + 5 + 0.5 \times 0.8 \times 33 = 337,2 \text{ mm}$$

$L_b^*$  : Longueur limite d'allongement du boulon d'ancrage

$$L_b^* = \frac{8.8 mx^3 A_s}{l_{eff,1} t_p^3} = \frac{8.8 \times 35^3 \times 694}{175 \times 25^3} = 95,76\text{mm} < L_b$$

$$L_{eff,l} = \min(l_{eff,cp}; l_{eff,nc})$$

L'effet de levier ne peut pas être développé et les modes de ruine 1-2, 3 et 4 peuvent être considérés.

### **IX.3.1.6 Calcul de la résistance de l'assemblage a la traction : (Annexe 6)**

La résistance finale de l'assemblage d'un tronçon en T équivalent tendu pris égale à la valeur de résistance la plus petite des modes de ruine.

$$F_{t,Rd} = \min (F_{t,1-2,Rd} ; F_{t,3,Rd} ; F_{t,4,Rd}) \quad (IX. 8)$$

#### ➤ **Mode 1-2**

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 175 \text{ mm}$$

$$m_{pl,Rd} = \frac{25^2 \times 235}{4 \times 1.1} = 3338,06 \text{ daN}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 3338,06 \times 0,175 = 584,16 \text{ daN.m}$$

$$F_{t,1-2,Rd} = \frac{2 \times 584,16}{0,035} = 33380,5 \text{ daN}$$

#### ➤ **Mode 3**

$$F_{t,3,Rd} = 2 \times 12795,2 = 25590,4 \text{ daN}$$

#### ➤ **Mode 4**

$$F_{t,4,Rd} = \frac{175 \times 7,5 \times 235}{1.1} = 28039,7 \text{ daN}$$

#### ➤ **Valeur de la résistance finale**

$$F_{t,Rd} = F_{t,3,Rd} = 25590,4 \text{ daN}$$

### **IX.3.1.7 Contrôle de la résistance de l'assemblage :**

#### **IX.3.1.7.1 Calcul de la résistance à l'effort axial $N_{sd}$**

$$N_{sd}=17689,11\text{daN} < F_{c,Rd}=86741,5\text{daN} \quad \dots\text{Condition vérifiée}$$

#### **IX.3.1.7.2 Vérification au poinçonnement de la plaque**

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{F_{t,Sd} \leq B_{p,Rd}}{1.25} = \frac{0.6 \times 3.14 \times 49.6 \times 25 \times 360}{1.25} = 67281,4 \text{ daN} \quad (IX. 9)$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{4} = 4422,27 \text{ daN} < B_{p,Rd} = 67281,4 \text{ daN} \quad \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{4} = 4422,27 \text{ daN} < B_{p,Rd} = 67281,4 \text{ daN} \quad \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

#### **IX.3.1.7.3 Vérification a la flexion de pied de poteau encastré**

##### **-Calcul de l'excentricité**

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{755,09}{17689,11} = 4\text{cm}$$

**-Détermination de bras de levier Z (6.2.8.1- EC3- 1.8)**

a)  $Z=2Z_c=21,8\text{cm}$  ;  $Z_c=(230-12)/2=10,9\text{cm}$

b)  $Z=2Z_t=30\text{cm}$  ;  $Z_t=300/2=15\text{cm}$

c)  $Z=Z_c+Z_t=10,9+15=25,9\text{cm}$

On a  $N_{sd}<0$  et  $0 < e=4\text{cm} < Z_c=10,9\text{cm}$

→ L'effort de compression dominant

$$M_{rd} = \min \left[ \frac{-F_{c,rd} \times Z}{\frac{Z_c}{e} + 1}; \frac{-F_{c,rd} \times Z}{\frac{Z_c}{e} - 1} \right] \quad (\text{IX. 10})$$

$$M_{rd} = \min \left[ \frac{-86741,5 \times 0,218}{\frac{0,109}{0,04} + 1}; \frac{-86741,5 \times 0,218}{\frac{0,109}{0,04} - 1} \right]$$

$$M_{rd} = \min[5076,41\text{daN}; 10962,11\text{daN}]$$

$$M_{rd} = 5076,41\text{daN} > M_{sd} = 755,09\text{daN} \quad \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

**IX.3.1.7.4 Vérification au cisaillement :**

**-Résistance de calcul au glissement (EC3-(1-8)-6.2.2(6))**

$$F_{f,rd} = C_{f,d} \times N_{c,ed} \quad (\text{IX. 11})$$

$C_{f,d}$  : Coefficient de frottement pour mortier de ciment :  $C_{f,d} = 0,2$

$N_{c,ed}$  : Effort de compression

$$F_{f,rd} = 0,2 \times 17689,11 = 3537,82\text{daN}$$

**-Résistance au cisaillement d'un boulon d'ancrage : (EC3-(1-8)-6.2.2(7))**

$$F_{vb,rd} = \frac{\alpha_{bc} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \quad (\text{IX. 12})$$

$$\alpha_{bc} = 0,44 - 0,0003f_{yb} = 0,368$$

$$F_{vb,rd} = 8172,5\text{daN}$$

$$F_{v,rd} = F_{f,rd} + nF_{vb,rd}$$

$n$ : nombre de boulons=4

$$F_{v,rd} = 36227,82\text{daN} > F_{v,sd} = 5565,49\text{daN} \quad \dots\dots\text{condition vérifiée}$$

**IX.3.1.7.5 Vérification de la pression diamétrale**

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}, \quad (\text{IX. 13})$$

$$\text{avec : } \alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min(0,46; 1,64; 1,11; 1) = 0,46$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.46 \times 360 \times 33 \times 25}{1.25} = 27324 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{4} = 1391,37 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 27324 \text{ daN} \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**IX.3.1.8 Soudure de la platine :**

**-Cordon de soudure :**

Epaisseur de la platine :  $e_p = 25 \text{ mm}$

➤ gorge assemblant l'âme-platine ( $a_w$ ) :

Epaisseur la plus mince entre l'âme et la platine :

$$t_{\min} = \min \{t_w ; e\} = \min \{7,5 ; 30\} = 7,5 \text{ mm}$$

$$2 \text{ mm} \leq a_w \leq 5.5 \text{ mm}$$

On adopte pour  $a_w = 5 \text{ mm}$

➤ gorge assemblant semelle-platine ( $a_f$ ) :

Epaisseur la plus mince entre l'âme et la platine :

$$t_{\min} = \min \{t_f ; e\} = \min \{12 ; 30\} = 12 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a_w \leq 8 \text{ mm}$$

On adopte pour  $a_f = 5 \text{ mm}$

**-Distribution des efforts sur les différents cordons :**

**a) cordon âme platine :**

Chaque cordon reprend  $V/2 = 5565,49/2 = 2782,74 \text{ daN}$

$$L_w = h - 2t_f - 2r = 230 - 2 \times 12 - 2 \times 21 = 164 \text{ mm}$$

**b) cordon semelle platine :**

$$L_f = 2b + 2(b - 2r - t_w) = 2 \times 240 + 2 \times (240 - 2 \times 21 - 7,5) = 861 \text{ mm}$$

➤ **Vérification de la soudure de la semelle a la traction :**

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd} \quad (\text{IX. 34})$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} \quad (\text{IX. 18})$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle  $\sum l = 861 \text{ mm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{5 \times 861 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 109587,4 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 17689,11 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 109587,4 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$



➤ **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq F_{v,rd} \quad (IX. 19)$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} \quad (IX. 20)$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

- La longueur totale des cordons de soudure de l'âme  $\sum l = 164 \text{ mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{5 \times 164 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 17043,3 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 2782,74 \text{ daN} < F_{v,rd} = 17043,3 \text{ daN}$  .....Condition vérifiée.

**IX.3.1.9 Rigidité en rotation : (EC3 – (1 – 8) – tableau 6. 12)**

$$S_{j,ini} = \frac{EZ^2}{\mu \left( \frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_c} \right)} \times \frac{e}{e + e_k} \quad (IX. 13)$$

$$M_{sd} = 755,09 \text{ daN}$$

$$\frac{2}{3} M_{rd} = 3384,27 \text{ daN}$$

$$M_{sd} < \frac{2}{3} M_{rd} \rightarrow \mu = 1$$

$$e_k = \frac{Z_c K_c - Z_c K_c}{K_c + K_c} = 0$$

$$K_c = \frac{E_c \sqrt{b_{eff} l_{eff}}}{1,275 E} = 24,52 \text{ mm} \quad (\text{EC3 – (1 – 8) – tableau 6. 11})$$

$E_c$  : Module d'élasticité du béton=31GPa

$E$  : Module d'élasticité de l'acier =210 000 MPa

$$C=1,25t_p=1,25 \times 30=31,25 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = 128,25 \text{ mm}$$

$$l_{eff} = 350 \text{ mm}$$

$$S_{j,ini} = \frac{210000 \times 218^2}{\left( \frac{1}{24,52} + \frac{1}{24,52} \right)} = 12235529 \text{ daN.m}$$

$S_{j,ini}$  : La rigidité en rotation initial

On a : (EC3-(1-8)-5.2.2.5(2))

$$S_{j,rig} = \frac{30EI_c}{L_c} \quad (IX. 14)$$

$I_c$  : Moment d'inertie du poteau,

$L_c$  : Hauteur d'étage du poteau,

$$S_{j,rig} = \frac{30 \times 210000 \times 77630000}{4000} = 12226725 \text{ daN.m}$$

$S_{j,rig}$  : Rigidité de l'assemblage rigide

$$S_{j,int} = 12235529 \text{ daN.m} > S_{j,rig} = 12226725 \text{ daN.m}$$

Donc l'assemblage est classifié comme rigide

### IX.3.2 Calcul des fondations sous les poteaux :

Dans le vestiaire les combinaisons les plus défavorable sont ; avec :

$$N_{sd} = 20264,81 \text{ daN} ; M_{sd} = 755,18 \text{ daN.m} \quad (\text{RPA } G+Q+EY)$$

$$N = 3013,03 \text{ daN} \quad M = 755,13 \text{ daN.m} \quad (\text{ELS})$$

$$N = 4147,28 \text{ daN} \quad M = 1041,97 \text{ daN.m} \quad (\text{ELU})$$

#### IX.3.2.1 Dimensionnement de la semelle :

La surface de la platine du poteau.

$$S = a \times b = \text{Avec } S = 400 \times 350 = 140000$$

(A, B) dimension (longueur et largeur) de la base inférieure :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{400}{350} = 1,14 \rightarrow A = 1,14B$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = \frac{N_{sd}}{S} \cdot \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \leq 1,33\sigma_{sol} \quad (IX. 22)$$

$$\rightarrow \frac{N_{sd}}{1,14B^2} \cdot \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\frac{1,14 \cdot 1,33\sigma_{sol}}{N_s} \cdot B^3 - B - (6 \cdot e_0) \geq 0$$

$$5,03 \cdot B^3 - B - (1,50) \geq 0 \text{ Avec : } e_0 = 0,25 \text{ m}$$

$$\rightarrow B = 0,77 \text{ m}$$

Je prends :  $B = 1,2 \text{ m}$  d'où  $\rightarrow A = 1,40 \text{ m}$ , Donc :

$$\sigma_{cal} \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{N_{sd}}{S} + \frac{M_{sd}}{I} \times V \quad (IX. 23)$$

$$\sigma_{cal} = \frac{3013,03}{1,2 \times 1,4} + \frac{755,13}{1,4 \times 1,2^3 / 12} \times 0,6 = 4040,88 \text{ daN/m}^2 < \sigma_{sol} = 13300 \text{ daN/m}^2$$

• **Hauteur de la semelle**

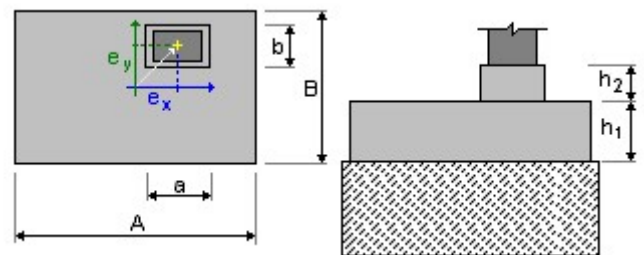
Pour pouvoir d'une part utiliser la méthode des bielles et ne pas vérifier la section d'encastrement à l'effort tranchant, on prend :

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A - a}{4} = \frac{140 - 40}{4} = 25 \text{ cm} \\ \frac{B - b}{4} = \frac{120 - 35}{4} = 21,25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend :  $d = 30\text{cm} \rightarrow$  Alors :  $h = 40 \text{ cm}$ .

**-Géométrie:**

|    |            |                |            |
|----|------------|----------------|------------|
| A  | = 1,40 (m) | a              | = 0,70 (m) |
| B  | = 1,20 (m) | b              | = 0,60 (m) |
| h1 | = 0,30 (m) | e <sub>x</sub> | = 0,00 (m) |
| h2 | = 1,40 (m) | e <sub>y</sub> | = 0,00 (m) |



|    |             |
|----|-------------|
| a' | = 40,0 (cm) |
| b' | = 30,0 (cm) |
| c1 | = 5,0 (cm)  |
| c2 | = 3,0 (cm)  |

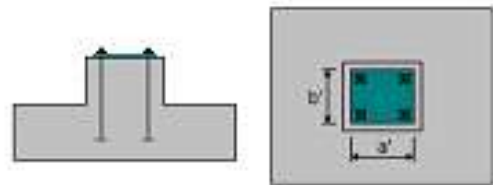


Figure IX. 9 : Géométrie de la semelle

|    |            |
|----|------------|
| H  | = 0,10 (m) |
| d1 | = 0,10 (m) |
| d2 | = 0,10 (m) |
| d3 | = 0,10 (m) |
| d4 | = 0,10 (m) |

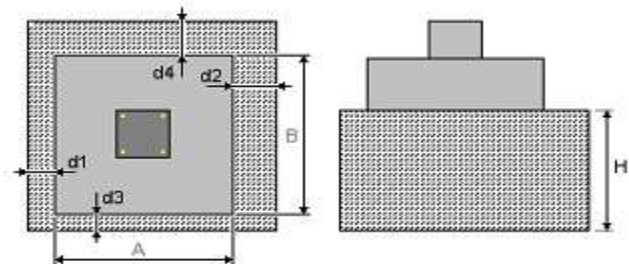


Figure IX. 10 : Béton de propreté

**IX.3.2.2 Vérification de la stabilité au renversement :**

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des force verticales gravitaires et des force sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

D'après le RPA 99 version 2003, on a :

$$e_0 \leq \frac{B}{4} \rightarrow \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{755,18}{20264,81} = 0,03\text{m} \leq 0,37$$

$$e_0 \leq \frac{A}{4} \rightarrow \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{755,18}{20264,81} = 0,03m \leq 0,35 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**IX.3.2.3 Calcul du ferrailage :**

➤ **Ferrailage Suivant X :**

• **À ELU :**

$$e_0 = 0,25 > \frac{1,4}{6} = 0,23 \rightarrow \text{Calcul de M1}$$

$$M_U = (4A + 0,35a - 9e) \times \left( \frac{\frac{A}{2} - 0,35a}{\frac{B}{2} - e} \right)^2 \times \frac{N_u}{27} \quad (\text{IX. 24})$$

$$M_U = (5,6 + 0,14 - 2,25) \times \left( \frac{0,7 - 0,14}{0,7 - 0,25} \right)^2 \times \frac{4147,28}{27} = 830,18 \text{ daN.m}$$

$$Z = 27 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot f_{st}} = \frac{8,3018}{0,27 \times 348 \times 10^3} = 0,8 \text{ cm}^2$$

• **À ELS :**

$$e_0 = 0,25 > \frac{1,4}{6} = 0,23 \rightarrow \text{Calcul de M1}$$

$$M_U = (4A + 0,35a - 9e) \times \left( \frac{\frac{A}{2} - 0,35a}{\frac{B}{2} - e} \right)^2 \times \frac{N_s}{27} \quad (\text{IX. 24})$$

$$M_U = (5,6 + 0,14 - 2,25) \times \left( \frac{0,7 - 0,14}{0,7 - 0,25} \right)^2 \times \frac{3013,03}{27} = 603,13 \text{ daN.m}$$

$$Z = 27 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot f_{st}} = \frac{6,0313}{0,27 \times 201 \times 10^3} = 1,1 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferrailage Suivant Y :**

• **À ELU :**

$$e_0 = 0,25 > \frac{1,2}{6} = 0,2 \rightarrow \text{Calcul de M1}$$

$$M_U = (4B + 0,35b - 9e) \times \left( \frac{\frac{B}{2} - 0,35b}{\frac{B}{2} - e} \right)^2 \times \frac{N_u}{27} \quad (\text{IX. 24})$$

$$M_U = (4,8 + 0,122 - 2,25) \times \left( \frac{0,6 - 0,122}{0,6 - 0,25} \right)^2 \times \frac{4147,28}{27} = 765,51 \text{ daN.m}$$

$$Z = 27 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot f_{st}} = \frac{7,6551}{0,27 \times 348 \times 10^3} = 0,8 \text{ cm}^2$$

**À ELS :**

$$e_0 = 0,25 > \frac{1,2}{6} = 0,2 \rightarrow \text{Calcul de M1}$$

$$M_U = (4B + 0,35b - 9e) \times \left( \frac{\frac{B}{2} - 0,35b}{\frac{B}{2} - e} \right)^2 \times \frac{N_s}{27} \quad (\text{IX. 24})$$

$$M_U = (4,8 + 0,122 - 2,25) \times \left( \frac{0,6 - 0,122}{0,6 - 0,25} \right)^2 \times \frac{3013,03}{27} = 556,15 \text{ daN.m}$$

$$Z = 27 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot f_{st}} = \frac{5,56}{0,4 \times 201 \times 10^3} = 1,02 \text{ cm}^2$$

**a / Vérification de condition de non fragilité**

$$\min_{Ab} = 0,23 \times B \times h \times \frac{f_t}{f_e} \quad (\text{IX. 27})$$

$$0,23 \times 120 \times 40 \times \frac{2,1}{400} = 5,79 \text{ cm}^2$$

$$\min_{Aa} = 0,23 \times A \times h \times \frac{f_t}{f_e} \quad (\text{IX. 28})$$

$$0,23 \times 140 \times 40 \times \frac{2,1}{400} = 6,76 \text{ cm}^2$$

**b/ Dispositions constructives:**

Les armatures seront munies des crochets si : ( $l_s > A/4$  sens A et  $l_s > B/4$  sens B)

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}} \quad (\text{IX. 29})$$

$l_s$  : Longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

➤ **Suivant A :**

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32\text{cm} > \frac{A}{4} = \frac{140}{4} = 35\text{cm}$$

➤ **Suivant B :**

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32\text{cm} > \frac{B}{4} = 30\text{cm}$$

D'après le **BAEL91** il faut prévoir des crochets d'ancrage.

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, avec des crochets.

**RPA 99/ version 2003 ( $\phi 12$ ) avec un espacement (min =15cm ; max =25cm).**

- **Calcul de nombre des barres :**

On a :

Enrobage =5cm

$$N_a = \frac{A - 2.C}{e} + 1 = 8 \text{ barre de T12} \quad (\text{Espacement} = 20\text{cm})$$

$$N_b = \frac{B - 2.C}{e} + 1 = 6 \text{ barre de T12} \quad (\text{Espacement} = 22\text{cm})$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

| Armatures | ELU | ELS  | Amin(cm²) | Nbre de barres | As(cm²) | Ls(cm) | St(cm) |
|-----------|-----|------|-----------|----------------|---------|--------|--------|
| As(A)     | 0,8 | 1,1  | 6,76      | 8T12           | 9,05    | 35     | 20     |
| As(B)     | 0,8 | 1,02 | 5,79      | 6T12           | 6,79    | 30     | 22     |

Tableau IX. 2: le ferrailage choisis pour la semelle au-dessous de poteau.

### **IX.3.3 CALCUL DES LONGRINES :**

- **Dimensionnement des longrines :**

Pour le vestiaire, on optera pour des longrines de section : ( 30x40) cm².

- **Calcul de ferrailage :**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN} \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b})$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les poids d'appui solidarisées, donc on prend les efforts normaux du poteau le plus sollicité.

$$N_U = 4147,28 \text{ daN (ELU)}$$

$$N_S = 3013,03 \text{ daN (ELS)}$$

$\alpha$  : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site .

Pour notre cas : - zone sismique IIa et catégorie de site S3

$$\rightarrow \alpha = 12$$

• **à L'ELU :**

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{41,47}{12} = 3,45 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\rightarrow A_u = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{2,21}{348 \times 10^3} = 0,06 \text{ cm}^2$$

• **à L'ELS :**

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{30,13}{12} = 2,51 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\rightarrow A_u = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{1,62}{201 \times 10^3} = 0,08 \text{ cm}^2$$

Le RPA99/V2003 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0,6 B\% \quad (IX. 31)$$

$$A_{min} = 0,6 \% (30 \times 40) \text{ cm}^2 = 7,2 \text{ cm}^2$$

Donc, On prend :

$$6T14 \text{ avec } A_s = 9,24 \text{ cm}^2$$

**a/Vérification de condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}, \quad (IX. 32)$$

Avec :

$$A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 .$$

$$0,23 \times 0,3 \times 0,40 \times \frac{2,1}{400} = 1,4 \text{ cm}^2 \leq A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

**b/Calcul des armatures transversales**

$$\phi_{min} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10}\right) = \min(11,4; 12; 30) = 11,4 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$ . (Cadre + étrier).

#### **c/Calcul d'espacement des cadres**

Le RPA99/V2003 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$St \leq (20\text{cm}; 15\phi) \rightarrow St \leq (20\text{cm}; 12) \rightarrow \text{On Prend } St=10\text{cm}^2$$

### **IX.3.4 Les fûts :**

- **Calcul du ferrailage :**

Selon RPA99/2003 (art 7.4.2.1) la section minimale d'armature longitudinale est :

$$A_{min} = 0,8\% B \quad (\text{IX. 33})$$

$$A_{min} = 0,8\%(70 \times 60) = 33,6 \text{ cm}^2.$$

On prend  $A_{st} = 30T12 = 33,9 \text{ cm}^2$ . avec des cadres  $\phi 10$ .



## **CONCLUSION GENERALE**

Le projet de fin d'études est une phase importante dans le cycle de formation de master, c'est la meilleure occasion pour les étudiants de mettre en évidence leurs connaissances théoriques acquises durant plusieurs années et de développer l'esprit de la recherche.

Le parcours que nous avons fait nous a permis de comprendre le comportement des différents éléments constituant une construction avec :

-L'application des nouvelles règles de calcul à savoir l'Eurocode3, CM97, RNV99, RPA99/Version2003 et les différents D.T.R.

- L'utilisation des logiciels de calcul et de dessin tels que Robot Autodesk et Auto CAD.

Au cours de notre étude, nous sommes parvenus à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et d'obtenir des meilleurs résultats.

- Dans les structures métalliques, les actions du vent sont souvent les plus défavorables.

- Dans les zones de forte sismicité, il est préférable de réaliser des structures métalliques au lieu des structures en béton armé.

- Dans le cas où la capacité portante du sol est faible, la structure en béton armé peut être remplacée par une structure métallique qui ne nécessite pas un radier ou des pieux.

- La stabilité de la structure est assurée par des palées stabilités ainsi qu'une stabilité de l'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme.

-Pour réduire le déplacement horizontale dans le sens du long pan, soit on augmente le nombre du système de contreventement (palée de stabilité, poutre au vent), ou on augmente la section des éléments constituant de ces éléments.

- Pour les toitures, la condition de la flèche autour de l'axe de faible inertie n'est généralement pas vérifiée donc, la solution consiste soit par l'utilisation des liernes ou la diminution des entraxes des pannes.

\*Notons enfin que ce projet qui présente pour nous une première expérience pratique, s'est fixé comme objectif, la prévention de tout risque afin de garantir la sécurité des vies et des biens, qui constitue la principale règle dans le domaine du génie civil. D'où la nécessité d'un entretien permanent et d'une protection appropriée pour les éléments métalliques contre la corrosion et le feu est fortement recommandée.

# ANNEXES

## Annexe 1 : Fiche technique des bardages et couvertures

**ce Vital Spa**

Lot D, N°6 ZHUN Garidi II –  
Kouba – Alger  
Tél : + (213) 21 56 38 10 à 80  
Fax : + (213) 21 56 38 20



BATICOMPOS Spa  
Société de Composants Industrialisés  
DIRECTION GENERALE  
BP 75 Béni – Mançour W/BEJAIA  
Tél : + (213) 034 34 01 73/74/76/77 /  
Fax : + (213) 034 34 01 69

### FICHE TECHNIQUE

#### PANNEAU SANDWICH BARDAGE (LL35, LL40, LL60, LL80, LL100, LL150, LL200)

### Description

#### 1. Principe

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, est un produit composite, fabriqué industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Ces composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale

#### 2. Matériaux

##### 2.1 Tôle d'acier

Parements interne et externe en tôle d'acier d'épaisseur nominale minimum 0,4 mm, galvanisé en chaud en continu selon les normes NF EN 10326 ; NF EN 10142 et NF EN 10143 :

Nuance d'acier : DX51D ou S280GD

Epaisseur de la couche de Zn : 150 g/m<sup>2</sup> pour les deux faces

Nature et épaisseur du revêtement organique :

- Recto : 25 m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).
- Verso : 7 m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).

Les parois ont pour épaisseur

Bardage LL : - 0,55 mm à l'intérieur,  
- 0,55 mm à l'extérieur.

##### 2.2 Mousse isolante

L'isolant est constitué de mousse rigide de polyuréthane expansée, obtenue par injection en continu d'un mélange de polyol, isocyanate, catalyseur et agent d'expansion de type Pentane, dont les caractéristiques sont indiquées ci-après :

## ANNEXE

**Tableau 1 – Caractéristiques de la formulation**

| Caractéristiques                                                   | Spécifications                             |
|--------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Masse volumique selon NF EN1602                                    | 40 kg/m <sup>3</sup> ± 2 kg/m <sup>3</sup> |
| Traction perpendiculaire (adhérence sur parement) selon NF EN 1607 | 80 kPa                                     |
| Compression sous 10 % d'écrasement selon NF EN 826                 | 100 kPa                                    |
| Flexion quatre points selon Pr EN 14509                            | 100 kPa                                    |
| Stabilité dimensionnelle (48 h à 70 °C)                            | 2 %                                        |
| Stabilité dimensionnelle (48 h à -20 °C)                           | 1 %                                        |

### 3. Caractéristiques dimensionnelles

**Tableau 2 : Dimensions et tolérances**

| Dimensions (mm)                                           |                                        | Tolérances (mm)                                                                           |
|-----------------------------------------------------------|----------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------|
| Largeur hors tout                                         | 1000 à 2000                            | 7,5                                                                                       |
| Largeur utile du panneau                                  | Bardage : 1000                         | ± 2                                                                                       |
| Longueur du panneau                                       | < 1000                                 | 5                                                                                         |
|                                                           | 1000 à 2000                            | 7,5                                                                                       |
|                                                           | 2001 à 4000                            | 10                                                                                        |
|                                                           | 4000                                   | 15                                                                                        |
| Epaisseurs nominales                                      | 35 – 40-60-80-100-150-200              | ± 2                                                                                       |
| Défaut d'équerrage                                        |                                        | 6                                                                                         |
| Défaut de planéité (en fonction de la longueur mesurée L) | L = 200 mm<br>L = 400 mm<br>L > 700 mm | — Défaut de planéité 0,6 mm<br>— Défaut de planéité 1,0 mm<br>— Défaut de planéité 1,5 mm |

### 4. Poids spécifique (kg/m<sup>2</sup>) :

| Type de panneau  | LL35 | LL40 | LL60  | LL80  | LL100 | LL150 | LL200 |
|------------------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Poids spécifique | 10.9 | 11.2 | 11.84 | 12.75 | 13.64 | 15.4  | 17.3  |

### 5. Autres informations techniques

#### 5.1 Isolation thermique :

Pour le noyau de mousse qui est recouvert des 2 cotés de peaux étanches à la diffusion, le coefficient de conduction thermique ( $\lambda$ ) = 0.026 w/m.k

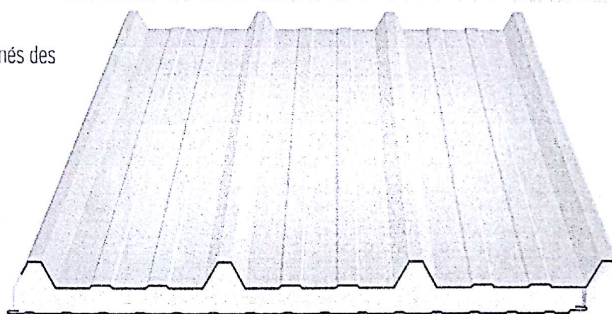
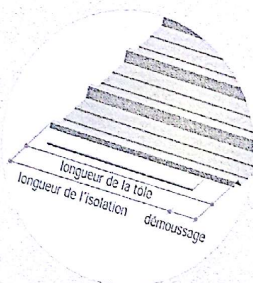
| Panneau                                                     | LL35 | LL60 | LL80 | LL100 | LL 40 | LL150 | LL200 |
|-------------------------------------------------------------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|
| Coefficient de transmission thermique (w/m <sup>2</sup> .K) | 0.53 | 0.32 | 0.24 | 0.19  | 0.5   | 0.18  | 0.135 |

#### 5.2 Isolation phonique: LL 35 = 26 dB

## panneau sandwich toiture

### Application

panneau isolant pour toits inclinés des bâtiments industriels



JI ISOROOF 1000



Veuillez indiquer la longueur de la tôle et de l'âme isolante  
longueur de l'âme isolante min.: 2m50 - longueur max. de la tôle: 16m  
démoussage: 50mm min. (standard) - 350mm max.

### Exécution standard

#### A → TÔLE EXTÉRIEURE

tôle d'acier: sendzimir galvanisée 275g/m<sup>2</sup> | profil: 45.333.1000 | épaisseur: 0,60mm  
finition: polyester 25μ (14 coloris standard\*) ou option: plastisol 200μ (12 coloris standard\*)

#### C → ÂME ISOLANTE

mousse rigide de polyuréthane (PUR) | densité: 45kg/m<sup>3</sup> | classement au feu: B3 (sans CFC)  
coefficient de conductivité: 0,0235W/m.K | épaisseur standard: 40mm  
épaisseurs optionnelles: 60, 80 et 100mm → commandes inférieures à 100m<sup>2</sup>: FRAIS DE MISE EN PRODUCTION

#### B → TÔLE INTÉRIEURE

tôle d'acier: sendzimir galvanisée 275g/m<sup>2</sup> | profil: nervuré | finition: polyester intérieur 15μ blanc

#### D → BANDE D'ÉTANCHÉITÉ mousse de polyuréthane

### COMMANDES SUR MESURE

polyester silicone 25μ ..... 14 coloris standard\* .....  
..... épaisseurs: 40mm | 60mm | 80mm | 100mm .....  
plastisol 200μ ..... 12 coloris standard\* ..... SUPPLÉMENT .....  
achat minimal par couleur / épaisseur / longueur: 3 panneaux .....



# ANNEXE

**ACIERS GROSJEAN**

| PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES TECHNIQUES |       |           |           |                         |                        |       |     |                     |
|----------------------------------|-------|-----------|-----------|-------------------------|------------------------|-------|-----|---------------------|
| ÉPAISSEUR<br>NOMINALE            | POIDS | VALEUR-U* | VALEUR-R* | MOMENT DE<br>CHAMP MAX. | MOMENT<br>D'APPUI MAX. | I     | W   | REACTION<br>D'APPUI |
| mm                               | kg/m² | N/mm²     | kg/cm²    | kg/cm                   | kg/cm                  | cm⁴   | cm³ | kg                  |
| 40                               | 11,71 | 0,52      | 1,92      | 276                     | 271                    | 78,1  | 28  | 1320                |
| 60                               | 12,51 | 0,38      | 2,77      | 371                     | 371                    | 150,0 | 38  | 1485                |
| 80                               | 13,30 | 0,29      | 3,62      | 471                     | 471                    | 247,7 | 49  | 1650                |
| 100                              | 14,10 | 0,23      | 4,48      | 568                     | 571                    | 365,7 | 58  | 1815                |

\* selon UTA - annexe 1

| TABLEAU DES PORTÉES D'UTILISATION |                        |                     |       |       |       |                      |       |       |       |
|-----------------------------------|------------------------|---------------------|-------|-------|-------|----------------------|-------|-------|-------|
| CHARGE<br><i>kg/m²</i>            | ÉPAISSEUR<br><i>mm</i> | PORTÉE MAXIMALE (I) |       |       |       | PORTÉE MAXIMALE (II) |       |       |       |
|                                   |                        | <i>mm</i>           |       |       |       | <i>mm</i>            |       |       |       |
|                                   |                        | L/150               | L/200 | L/250 | L/300 | L/150                | L/200 | L/250 | L/300 |
| 80                                | 40                     | 3,54                | 3,21  | 2,99  | 2,81  | 3,94                 | 3,94  | 3,94  | 3,77  |
|                                   | 60                     | 4,40                | 4,00  | 3,71  | 3,49  | 4,57                 | 4,57  | 4,57  | 4,57  |
|                                   | 80                     | 5,15                | 4,73  | 4,38  | 4,13  | 5,15                 | 5,15  | 5,15  | 5,15  |
|                                   | 100                    | 5,55                | 5,13  | 4,78  | 4,53  | 5,55                 | 5,55  | 5,55  | 5,55  |
| 100                               | 40                     | 3,29                | 2,99  | 2,77  | 2,60  | 3,53                 | 3,53  | 3,53  | 3,50  |
|                                   | 60                     | 4,08                | 3,71  | 3,44  | 3,24  | 4,09                 | 4,09  | 4,09  | 4,09  |
|                                   | 80                     | 4,61                | 4,38  | 4,07  | 3,83  | 4,61                 | 4,61  | 4,61  | 4,61  |
|                                   | 100                    | 5,01                | 4,78  | 4,47  | 4,13  | 5,01                 | 5,01  | 5,01  | 5,01  |
| 120                               | 40                     | 3,09                | 2,81  | 2,60  | 2,45  | 3,22                 | 3,22  | 3,22  | 3,22  |
|                                   | 60                     | 3,73                | 3,49  | 3,24  | 3,05  | 3,73                 | 3,73  | 3,73  | 3,73  |
|                                   | 80                     | 4,20                | 4,13  | 3,83  | 3,60  | 4,20                 | 4,20  | 4,20  | 4,20  |
|                                   | 100                    | 4,60                | 4,53  | 4,23  | 4,00  | 4,60                 | 4,60  | 4,60  | 4,60  |
| 140                               | 40                     | 2,93                | 2,67  | 2,48  | 2,33  | 2,98                 | 2,98  | 2,98  | 2,98  |
|                                   | 60                     | 3,45                | 3,32  | 3,08  | 2,90  | 3,45                 | 3,45  | 3,45  | 3,45  |
|                                   | 80                     | 3,89                | 3,89  | 3,64  | 3,42  | 3,89                 | 3,89  | 3,89  | 3,89  |
|                                   | 100                    | 4,29                | 4,29  | 4,04  | 3,82  | 4,29                 | 4,29  | 4,29  | 4,29  |

## Montage

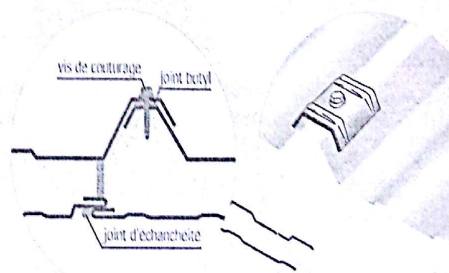
Les panneaux se posent sur une structure en acier ou en bois. La fixation se fait au moyen de vis et cavaliers appropriés. Tous les accessoires sont fournis dans la couleur des panneaux.

On vous conseille de poser une bande butyl entre la panne et le panneau.

Les panneaux sont livrés avec un recouvrement longitudinal droit et un recouvrement transversal non moussé de 50mm. Il est possible de

commander les panneaux avec un recouvrement non moussé plus important.

Dans ce cas, il faut préciser la longueur de la tôle et de l'isolant. Plus d'info voyez p98.



5

**ceVital Spa**

Ilôt D, N°6 ZHUN Gardi II –  
Kouba – Alger  
Tél : + (213) 21 56 38 10 à 80  
Fax : + (213) 21 56 38 20

**BATICOMPOS**

BATICOMPOS Spa  
Société de Composants Industrialisés  
DIRECTION GENERALE  
BP 75 Béni – Mançour W/BEJAIA  
Tél : + (213) 034 34 01 73/74/76/77/  
Fax : + (213) 034 34 01 69

## FICHE TECHNIQUE

### PANNEAU SANDWICH TOITURE (TL75)

#### Description

##### 1. Principe

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, est un produit composite, fabriqué industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Ces composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale.

##### 2. Matériaux

###### 2.1 Tôle d'acier

Parements interne et externe en tôle d'acier d'épaisseur nominale minimum 0,4 mm, galvanisé à chaud en continu selon les normes NF EN 10326 ; NF EN 10142 et NF EN 10143 :

Nuance d'acier : DX51D ou S280GD

Epaisseur de la couche de Zn : 150 g/m<sup>2</sup> pour les deux faces

Nature et épaisseur du revêtement organique :

-Recto : 25 m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).

-Verso : 7 m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).

Les parois ont pour épaisseur

Toiture TL 75 : - 0,55 mm à l'intérieur,

- 0,75 mm à l'extérieur

- 0,4 mm à l'intérieur

- 0,6 mm à l'extérieur

###### 2.2 Mousse isolante

L'isolant est constitué de mousse rigide de polyuréthane expansée, obtenue par injection en continu d'un mélange de polyol, isocyanate, catalyseur et agent d'expansion de type Pentane, dont les caractéristiques sont indiquées ci-après :

# ANNEXE

**Tableau 1 – Caractéristiques de la formulation**

| Caractéristiques                                                   | Spécifications                             |
|--------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Masse volumique selon NF EN1602                                    | 40 kg/m <sup>3</sup> ± 2 kg/m <sup>3</sup> |
| Traction perpendiculaire (adhérence sur parement) selon NF EN 1607 | 80 kPa                                     |
| Compression sous 10 % d'écrasement selon NF EN 826                 | 100 kPa                                    |
| Flexion quatre points selon Pr EN 14509                            | 100 kPa                                    |
| Stabilité dimensionnelle (48 h à 70 °C)                            | 2 %                                        |
| Stabilité dimensionnelle (48 h à -20 °C)                           | 1 %                                        |

## 3. Caractéristiques dimensionnelles

**Tableau 2 : Dimensions et tolérances**

| Dimensions (mm)                                           |                                        | Tolérances (mm)                                                                           |
|-----------------------------------------------------------|----------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------|
| Largeur hors tout                                         | 1000 à 2000                            | 7,5                                                                                       |
| Largeur utile du panneau                                  | Toiture : 1035                         | ± 2                                                                                       |
| Longueur du panneau                                       | < 1000                                 | 5                                                                                         |
|                                                           | 1000 à 2000                            | 7,5                                                                                       |
|                                                           | 2001 à 4000                            | 10                                                                                        |
|                                                           | 4000                                   | 15                                                                                        |
| Epaisseurs nominales                                      | 53                                     | ± 2                                                                                       |
| Défaut d'équerrage                                        |                                        | 6,21                                                                                      |
| Défaut de planéité (en fonction de la longueur mesurée L) | L = 200 mm<br>L = 400 mm<br>L > 700 mm | — Défaut de planéité 0,6 mm<br>— Défaut de planéité 1,0 mm<br>— Défaut de planéité 1,5 mm |

Poids spécifique (kg/m<sup>2</sup>) : 14.2

## 4. Autres informations techniques

### 4.1 Isolation thermique :

Pour le noyau de mousse qui est recouvert des 2 cotés de peaux étanches à la diffusion,  
le coefficient de conduction thermique ( $\lambda$ ) = 0.026 w/m.k

|                                                             |      |
|-------------------------------------------------------------|------|
| Panneau                                                     | TL75 |
| Coefficient de transmission thermique (w/m <sup>2</sup> .K) | 0.40 |

### 4.2 Isolation phonique : TL75 : 26dB



# ANNEXE

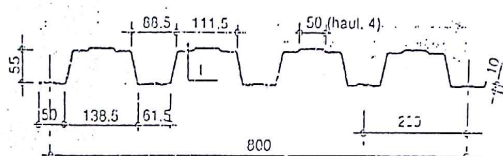
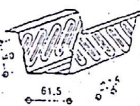
## HI BOND 55.800

Certificat CSTB

Identification

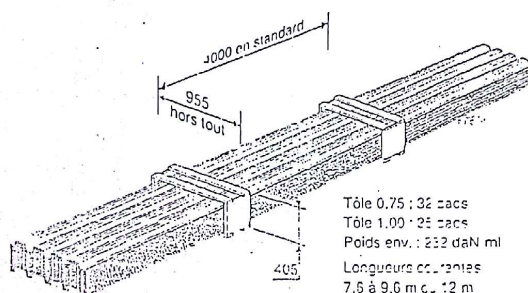
Réf. 55.800/4

| Epaisseur<br>t en mm | Masse<br>en kg/m² |
|----------------------|-------------------|
| 0,75                 | 8,72              |
| 0,88                 | 10,23             |
| 1,00                 | 11,63             |
| 1,20                 | 13,95             |



Manutention - Emballage

| Epaisseur<br>t en mm | Masse<br>en kg/m |
|----------------------|------------------|
| 0,75                 | 6,97             |
| 0,88                 | 8,18             |
| 1,00                 | 9,30             |
| 1,20                 | 11,16            |



Valeurs de calcul

| Epaisseur<br>t en mm | Epaisseur<br>acier en mm | Aire d'acier<br>en cm²/m | Position fibre neutre<br>v <sub>i</sub> en cm | v <sub>s</sub> en cm | Mt d'inertie<br>i en cm⁴ | Modules de résistance<br>i/v <sub>i</sub> | i/v <sub>s</sub> |
|----------------------|--------------------------|--------------------------|-----------------------------------------------|----------------------|--------------------------|-------------------------------------------|------------------|
| 0,75                 | 0,71                     | 10,49                    | 3,32                                          | 2,58                 | 57,93                    | 17,45                                     | 22,45            |
| 0,88                 | 0,84                     | 12,41                    | 3,32                                          | 2,58                 | 68,53                    | 20,64                                     | 26,56            |
| 1,00                 | 0,96                     | 14,18                    | 3,32                                          | 2,58                 | 78,32                    | 23,59                                     | 30,36            |
| 1,20                 | 1,16                     | 17,13                    | 3,32                                          | 2,58                 | 94,64                    | 28,51                                     | 36,68            |

Portées admissibles au coulage en mètres

Distances maximales franchissables par la tôle HI BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étalement, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation admissible du coffrage de 1/240 ème de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file d'étais éventuelle.

| portée de coulage | Epaisseur Plancher h (cm) | t = 0,75 mm |      |       |      | t = 0,88 mm |      |       |      | t = 1,00 mm |      |       |      | t = 1,20 mm |      |       |      |
|-------------------|---------------------------|-------------|------|-------|------|-------------|------|-------|------|-------------|------|-------|------|-------------|------|-------|------|
|                   |                           | sans étai   |      | étais |      | sans étai   |      | étais |      | sans étai   |      | étais |      | sans étai   |      | étais |      |
| I (acier) I       | 10                        | 2,80        | 3,44 | 3,43  | 3,32 | 2,94        | 3,67 | 3,64  | 3,60 | 3,07        | 3,86 | 3,79  | 3,84 | 3,25        | 4,23 | 4,02  | 4,20 |
| portée =          | 11                        | 2,68        | 3,33 | 3,32  | 3,06 | 2,83        | 3,56 | 3,49  | 3,44 | 2,95        | 3,75 | 3,64  | 3,67 | 3,12        | 4,02 | 3,86  | 4,02 |
| clair + 5cm       | 12                        | 2,59        | 3,24 | 3,20  | 2,83 | 2,73        | 3,46 | 3,38  | 3,30 | 2,84        | 3,64 | 3,52  | 3,52 | 3,02        | 3,92 | 3,73  | 3,85 |
|                   | 13                        | 2,51        | 3,15 | 3,10  | 2,62 | 2,64        | 3,36 | 3,27  | 3,07 | 2,76        | 3,54 | 3,41  | 3,39 | 2,92        | 3,62 | 3,62  | 3,71 |
| □ (béton) □       | 14                        | 2,43        | 3,06 | 3,01  | 2,45 | 2,56        | 3,28 | 3,17  | 2,86 | 2,68        | 3,46 | 3,31  | 3,24 | 2,84        | 3,72 | 3,51  | 3,58 |
| portée =          | 15                        | 2,36        | 2,99 | 2,93  | 2,30 | 2,49        | 3,20 | 3,09  | 2,69 | 2,60        | 3,37 | 3,22  | 3,04 | 2,76        | 3,64 | 3,42  | 3,46 |
| clair + 5cm       | 16                        | 2,30        | 2,92 | 2,85  | 2,17 | 2,43        | 3,13 | 3,02  | 2,53 | 2,54        | 3,30 | 3,15  | 2,86 | 2,69        | 3,56 | 3,34  | 3,36 |
|                   | 17                        | 2,25        | 2,85 | 2,79  | 2,05 | 2,37        | 3,06 | 2,94  | 2,39 | 2,48        | 3,23 | 3,08  | 2,71 | 2,63        | 3,49 | 3,26  | 3,22 |
| ▤ (bois) ▤        | 18                        | 2,21        | 2,79 | 2,74  | 1,97 | 2,32        | 3,00 | 2,89  | 2,27 | 2,42        | 3,16 | 3,00  | 2,57 | 2,58        | 3,42 | 3,20  | 3,06 |
| portée =          | 19                        | 2,15        | 2,74 | 2,67  | 1,94 | 2,28        | 2,94 | 2,83  | 2,16 | 2,37        | 3,10 | 2,94  | 2,44 | 2,52        | 3,35 | 3,13  | 2,91 |
| entraxe           | 20                        | 2,12        | 2,68 | 2,63  | 1,87 | 2,23        | 2,89 | 2,77  | 2,06 | 2,35        | 3,04 | 2,89  | 2,33 | 2,47        | 3,29 | 3,07  | 2,77 |

pour les valeurs en italique, l'éclatement du plancher est supérieur à 36

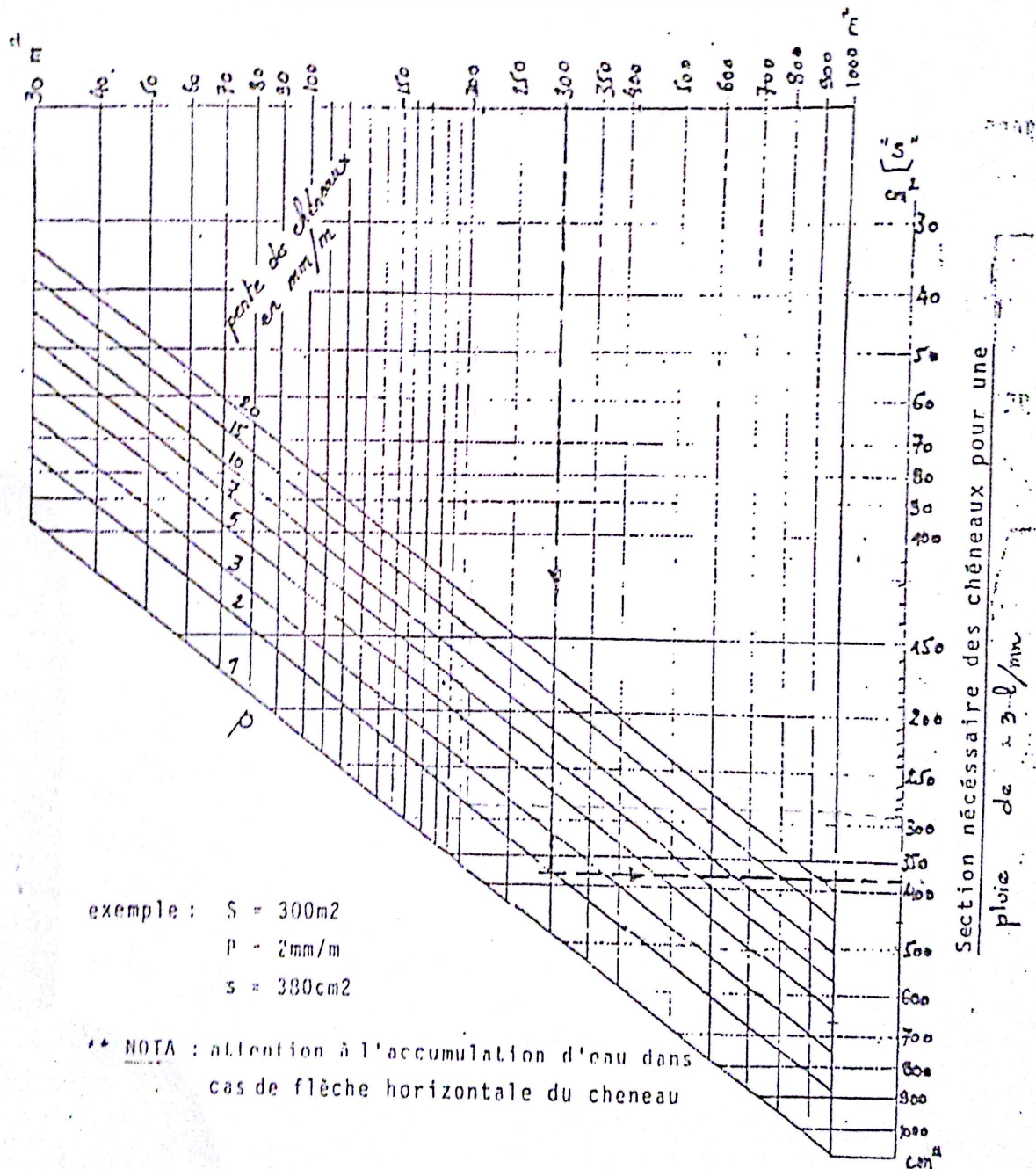
Ces valeurs maximales conviennent lorsque les directions de coulage éventuelles sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisir des portées moindres. Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.

# ANNEXE

## Annexe 2 : Calcul de la section et du diamètre du chéneau

### III 11 1 - CALCUL DE LA SECTION DES CHÉNEAUX

"S" Surfaces en plan des combles desservis en m<sup>2</sup>





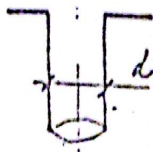
## III 11 2 - CALCUL DU DIAMÈTRE DES DESCENTES D'EAU

(écartement maxi des descentes = 30m)

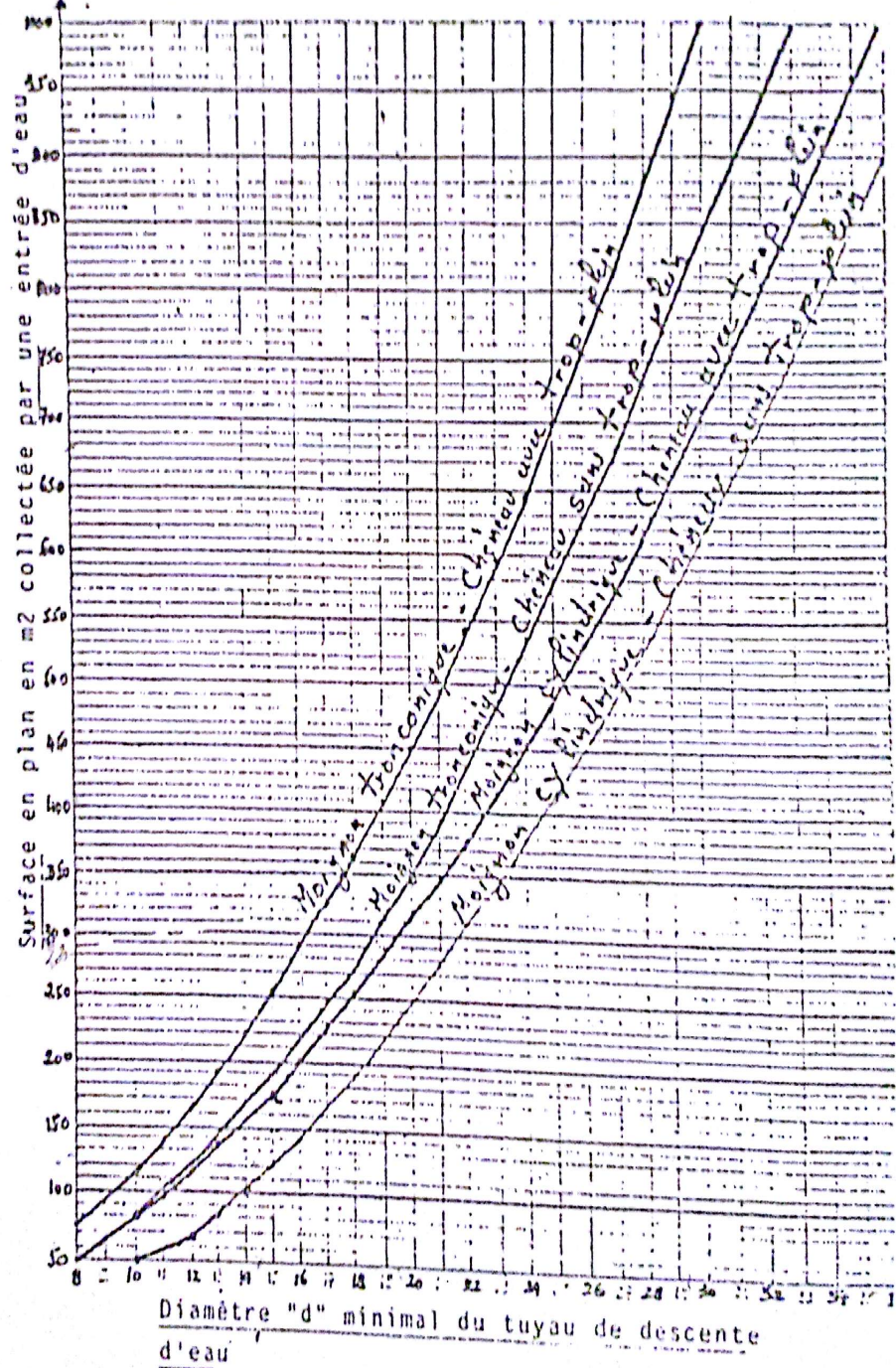
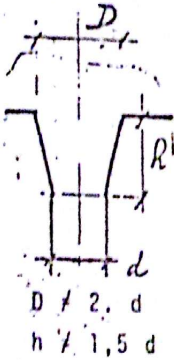
(d mini = 8cm )

S maxi = 1000m<sup>2</sup>

boignon cylindrique



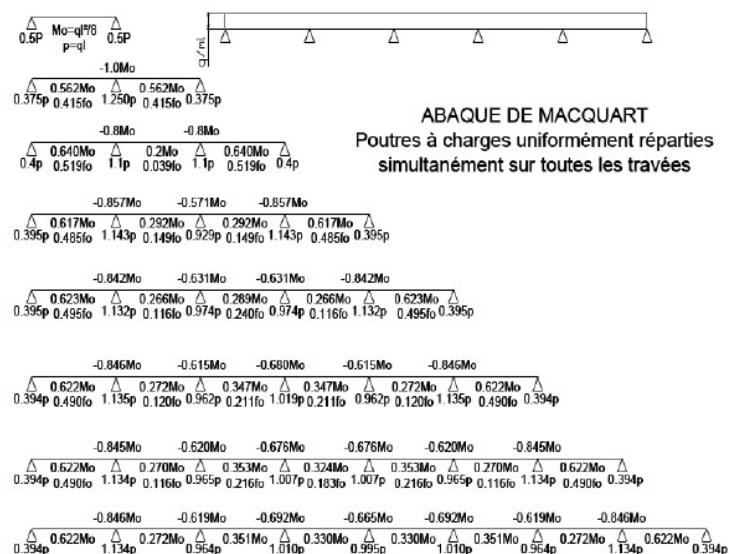
boignon tronconique



## ANNEXE

### Annexe 3 : Abaque de MACQUART.

#### ABAQUE DE MACQUART



dans cette abaque on calcule le moment maximum  $M_0$ , les réactions et la flèche maximum de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessus pour trouver les différents moments, flèches et réactions des poutres hyperstatiques

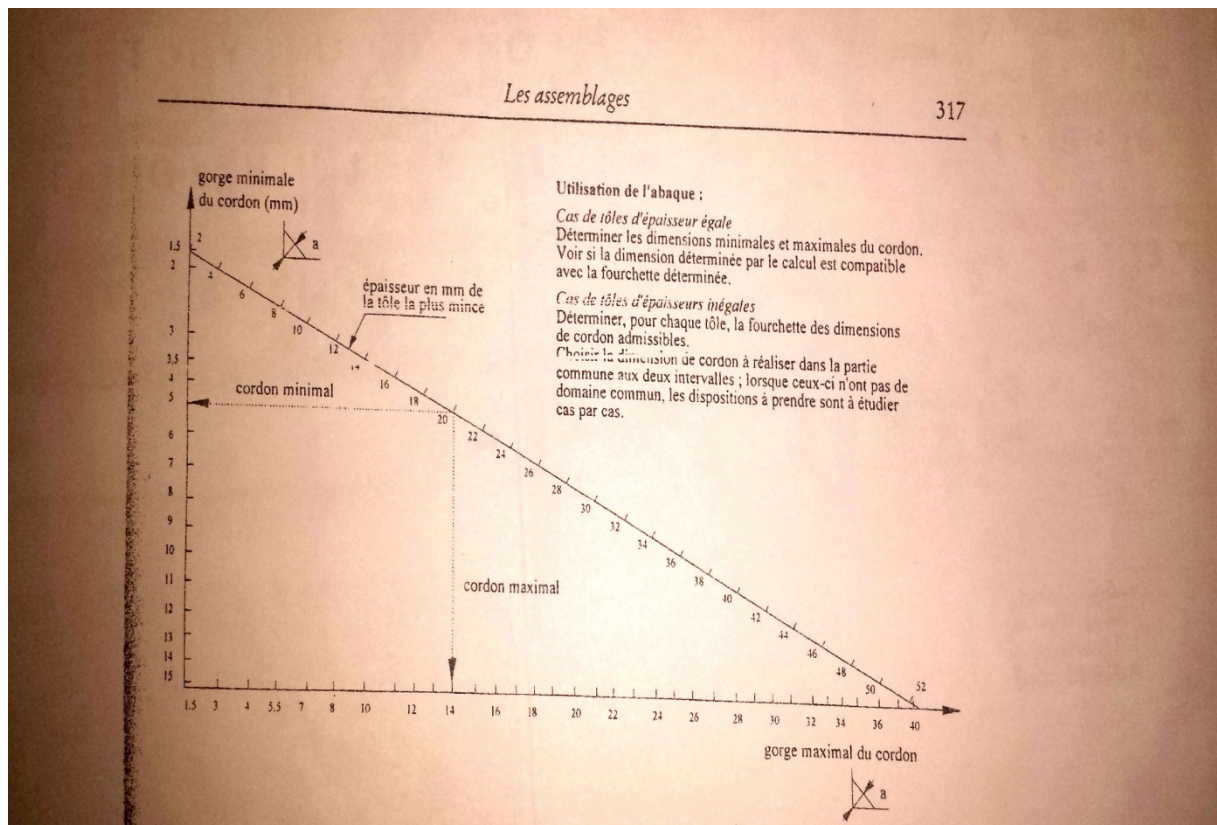
| Nombre de goujons par nervure | Epaisseur $t$ de la plaque (mm) | Goujons d'un diamètre n'excédant pas 20 mm et soudés à travers la plaque nervurée en acier | Plaques nervurées avec trous et goujons d'un diamètre de 19 mm ou 22 mm |
|-------------------------------|---------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------|
| $n_f = 1$                     | $\leq 1,0$                      | 0,85                                                                                       | 0,75                                                                    |
|                               | $> 1,0$                         | 1,0                                                                                        | 0,75                                                                    |
| $n_f = 2$                     | $\leq 1,0$                      | 0,70                                                                                       | 0,60                                                                    |
|                               | $> 1,0$                         | 0,8                                                                                        | 0,60                                                                    |

Limites supérieures  $K_{t,max}$  par le facteur de réduction  $K_t$



## ANNEXE

### Annexe 4 : Abaque de pré-dimensionnement de la gorge a

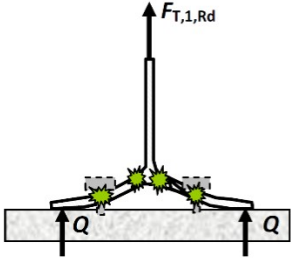
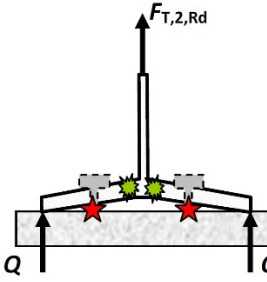
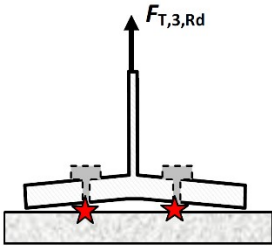
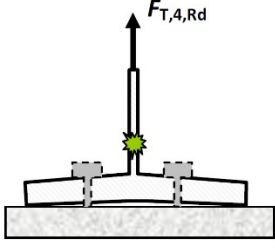
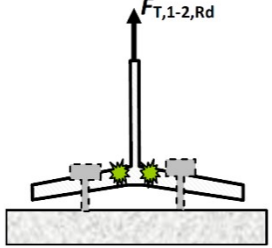


### Annexe 5 : Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre $\Phi$ (mm)

| $\Phi$<br>mm | Poids<br>au m<br>[kg] | SECTIONS EN CENTIMETRES CARRES |       |       |       |       |       |       |       |        |        |        |
|--------------|-----------------------|--------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|
|              |                       | Nombre<br>perimètre<br>cm      | 1     | 2     | 3     | 4     | 5     | 6     | 7     | 8      | 9      | 10     |
| 5            | 0.154                 | 1.6                            | 0.20  | 0.39  | 0.59  | 0.79  | 0.98  | 1.18  | 1.37  | 1.57   | 1.77   | 1.96   |
| 6            | 0.222                 | 1.9                            | 0.28  | 0.57  | 0.85  | 1.13  | 1.41  | 1.70  | 1.98  | 2.26   | 2.54   | 2.83   |
| 8            | 0.392                 | 2.5                            | 0.50  | 1.01  | 1.51  | 2.01  | 2.51  | 3.02  | 3.52  | 4.02   | 4.52   | 5.03   |
| 10           | 0.613                 | 3.1                            | 0.79  | 1.57  | 2.36  | 3.14  | 3.93  | 4.71  | 5.50  | 6.26   | 7.07   | 7.85   |
| 12           | 0.882                 | 3.8                            | 1.13  | 2.26  | 3.39  | 4.52  | 5.65  | 6.79  | 7.92  | 9.03   | 10.18  | 11.31  |
| 14           | 1.201                 | 4.4                            | 1.54  | 3.08  | 4.62  | 6.16  | 7.70  | 9.24  | 10.78 | 12.32  | 13.85  | 15.39  |
| 16           | 1.568                 | 5.0                            | 2.01  | 4.02  | 6.03  | 8.04  | 10.05 | 12.06 | 14.07 | 16.08  | 18.10  | 20.11  |
| 20           | 2.450                 | 6.3                            | 3.14  | 6.28  | 9.42  | 12.57 | 15.70 | 18.85 | 21.99 | 25.13  | 28.27  | 31.42  |
| 25           | 3.826                 | 7.8                            | 4.91  | 9.82  | 14.73 | 19.63 | 24.54 | 29.45 | 34.36 | 39.27  | 44.18  | 49.09  |
| 32           | 6.273                 | 10.0                           | 8.04  | 16.08 | 24.13 | 32.17 | 40.21 | 48.25 | 56.30 | 64.34  | 72.39  | 80.42  |
| 40           | 9.802                 | 12.6                           | 12.57 | 25.13 | 37.70 | 50.27 | 62.83 | 75.36 | 87.96 | 100.53 | 113.10 | 125.66 |

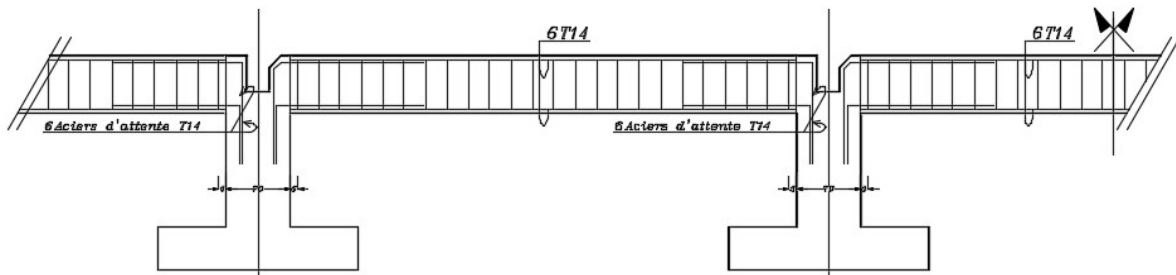
# ANNEXE

## Annexe 6: Les modes de ruines.

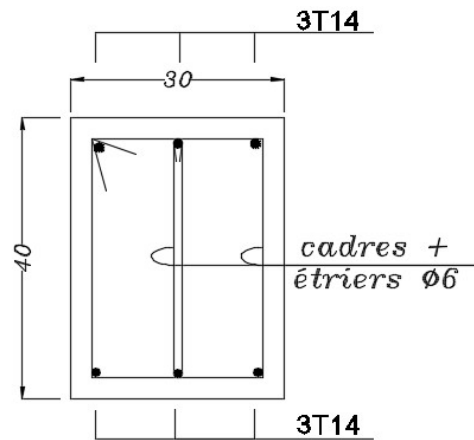
| Mode                                                                                                                                                                                                                                           | Description                                                                                                                                                                                                                                                        | schéma                                                                               | Résistance                                                                      |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------|
| Mode 1                                                                                                                                                                                                                                         | Mécanisme plastique complet                                                                                                                                                                                                                                        |    | $F_{t,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m}$                                          |
| Mode 2                                                                                                                                                                                                                                         | Mécanisme plastique partiel avec ruine du boulon d'ancrage                                                                                                                                                                                                         |    | $F_{t,2,Rd} = \frac{4 M_{pl,2,Rd}}{m + n} + \frac{2 n F_{t,Rd,ancho}}{m + n}$   |
| Mode 3                                                                                                                                                                                                                                         | Ruine du boulon d'ancrage                                                                                                                                                                                                                                          |  | $F_{t,3,Rd} = 2 F_{t,Rd,ancho}$                                                 |
| Mode 4                                                                                                                                                                                                                                         | Plastification de l'âme tendue                                                                                                                                                                                                                                     |  | $F_{t,4,Rd} = \frac{b_{eff,t} t_w f_y}{\gamma_{m0}}$<br>$b_{eff,t} = l_{eff,1}$ |
| Mode 1-2                                                                                                                                                                                                                                       | Ruine par plastification en flexion de la semelle conjointement avec la séparation de la plaque d'assise de la fondation du fait de l'allongement du boulon d'ancrage (effort de levier annulé). Ce mode de ruine remplace les premier et deuxième modes de ruine. |  | $F_{t,1-2,Rd} = \frac{2 M_{pl,1,Rd}}{m}$                                        |
| $M_{pl,1,Rd} = m_{pl,Rd} l_{eff,1} ; \quad m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 f_{yp}}{4 \gamma_{m0}} ; \quad l_{eff,1} = \min (l_{eff,cp} ; l_{eff,nc})$ $M_{pl,2,Rd} = m_{pl,Rd} l_{eff,2} ; \quad l_{eff,2} = l_{eff,nc} ; \quad n = \min (e ; 1.25 m)$ |                                                                                                                                                                                                                                                                    |                                                                                      |                                                                                 |

## ANNEXE

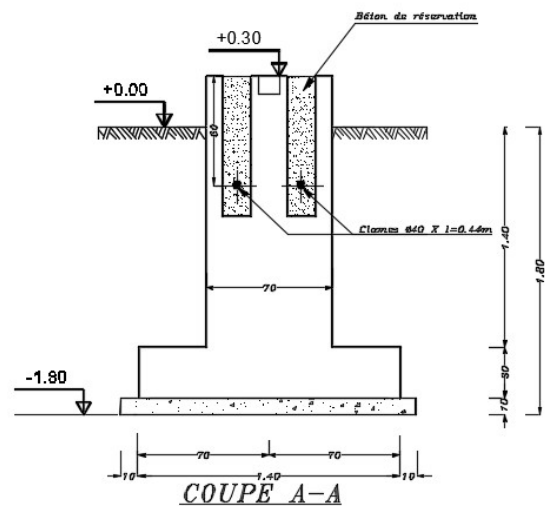
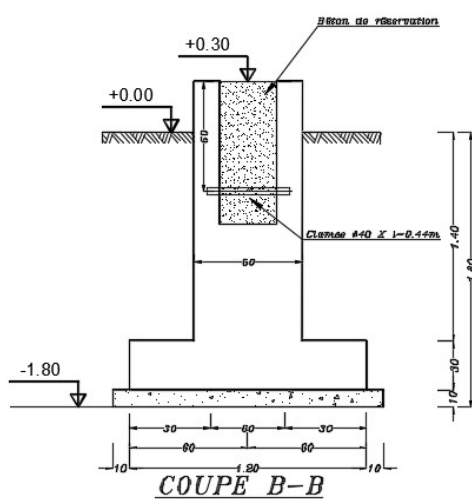
### Annexe 7 : Dessin de ferrailage.



FERRAILLAGE TYPE LONGRINE

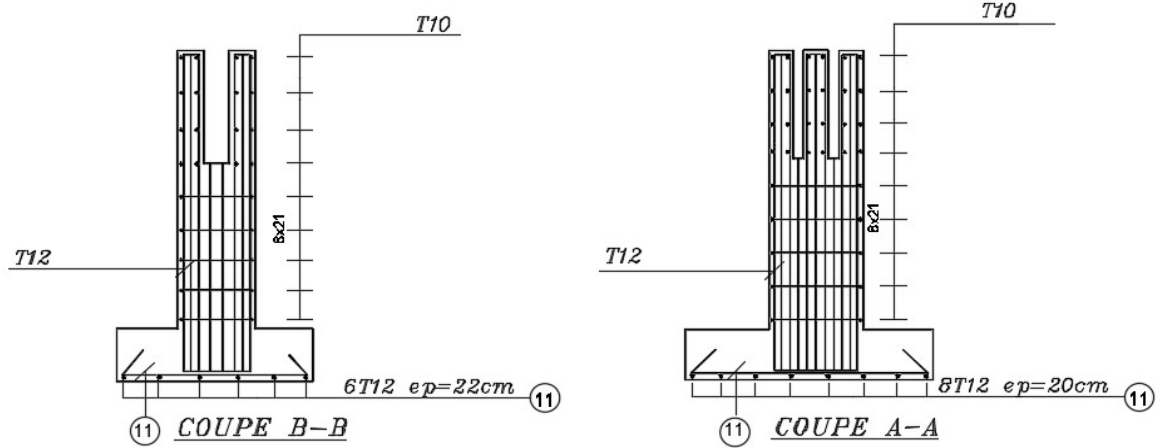


Ferrailage des longrines

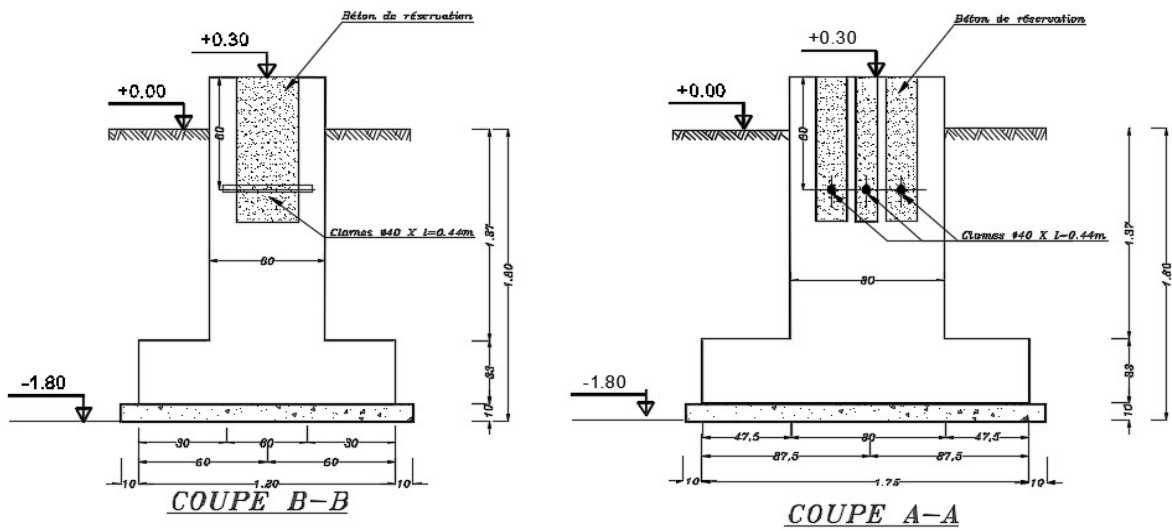


Géométrie de la semelle du vestiaire

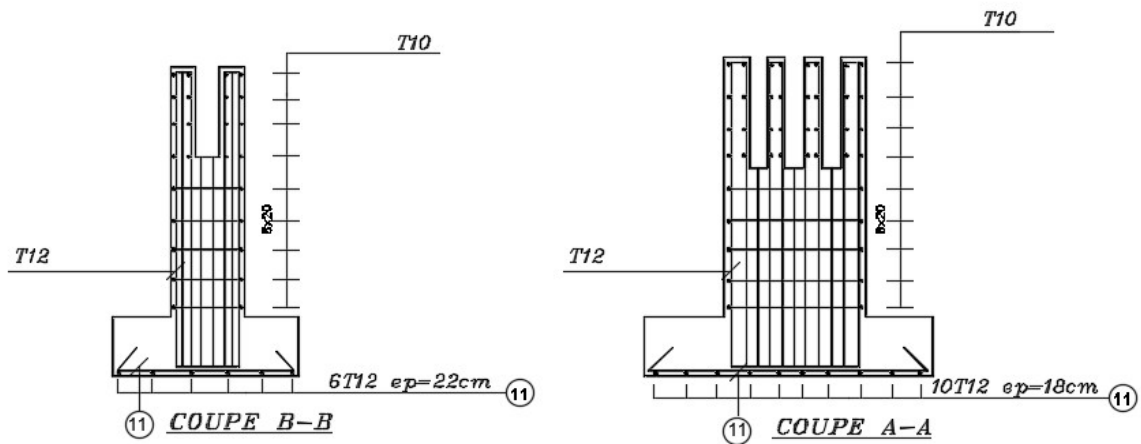
## ANNEXE



Ferraillage de la semelle du vestiaire



Géométrie de la semelle de la salle



Ferraillage de la semelle de salle



### Annexe 8: Rapport géotechnique.

#### **VI. CONCLUSION ET RECOMMANDATION :**

Vu la visite de site et les données récoltées de la 1<sup>ère</sup> phase avec l'interprétation des résultats de tout les essais de 2<sup>ème</sup> phase, nous avons constaté un terrain homogène, constitué d'une argile limoneuse verdâtre à jaunâtre reposant sur une argile marneuse et parfois avec présence des galets en profondeur.

La couche de remblai et parfois de la vase est d'une épaisseur variable allant jusqu'à 2,80m de profondeur.

La vase ne peut être que le résultat d'une eau stagnante durant plusieurs années.

La végétation naturel est halophiles, presque absente car le site est sur pâturée.

Une présence d'une nappe d'eau a été observée à partir de 1,50m de profondeur. La profondeur est en fonction de la période de l'année.

C'est un terrain favorable à la stagnation d'eau formant des flaques d'eau de surface importante.

L'inondation est sujette au niveau de la sebkha.

D'après le RPA 99 version 2003, notre région d'étude est située dans une zone de moyenne sismicité. La classification du site est de : **IIa**.

Le sol est homogène du point de vu résistance, elle est faible à moyenne.

Le sol étudié est généralement fin, à granulométrie étalée. l'indice de plasticité fluctuant entre 20,37 à 46,41 % indique un sol argileux à très argileux, peu plastique à très plastique, peu dense à dense et généralement saturé.

Les essais mécaniques indiquent un sol moyennement compressible à parfois extrêmement compressible selon les résultats des indices de compression. Les coefficients de gonflement varient de 2,1 à 5,1% avec un gonflement libre fluctuant entre 0,017 à 0,82 bar, soit un potentiel de gonflement moyen à élevé.

L'analyse chimique sur les échantillons du sol prélevés des sondages et selon le taux des matières organiques, il a révélé que les échantillons sont faiblement organiques.

Au droit des sondages S22, S31, S19 nous avons un sol non organique.

La teneur en carbonates ( $\text{Ca CO}_3$ ) est entre 29,52% à 50,84 % confirme la présence des argiles marneuse. (Selon la norme NF P 18-011 du mois de juin 1992).

L'analyse chimique d'eau prélevée nous montre une agressivité forte avec forte présence des ions chlorures. (Selon la norme NF P 18-011 du mois de juin 1992).

Nous suggérons l'emploi des fondations superficielles, ancrées dans le bon sol à partir d'une profondeur moyenne et minimale de 1,80m, tout en assurant un encastrement suffisant pour la sécurité et la stabilité des ouvrages.

Les types des fondations dépendront essentiellement de la descente des charges des ouvrages projetés.

Le taux de travail est limité à 1,0 bar.

## V. Stabilité des Ouvrages :

De part sa géologie et sa sensibilité à l'eau, à savoir la présence des argiles, il y a lieu de protéger les fondations contre toute arrivée d'eau accidentelles ou naturelles pouvant conduire à un changement du comportement du sol en place.

Nous préconisons l'emploi des fondations superficielles ancrées dans le bon sol à partir d'une profondeur minimale et moyenne de 1,80 m en tenant compte des spécificités des ouvrages à implanter (poids, élévations, hauteurs, caractéristiques géotechniques du sol d'assise) et tout en assurant un encastrement suffisant pour la sécurité et la stabilité des ouvrages.

Nous étudions la stabilité uniquement par rapport à la rupture au poinçonnement et l'amplitude des tassements.

### 1)-Détermination de la contrainte dynamique d'après le PDL :

En utilisant la formule des Hollandais, on a :

$$q_d = \frac{R_d}{K}$$

Où:

$R_d$ ... La résistance dynamique moyenne des formations rencontrées.

$K$ ... coefficient correcteur qui dépend de la nature du sol, des conditions de l'essai et de la nappe phréatique.

Dans notre cas :

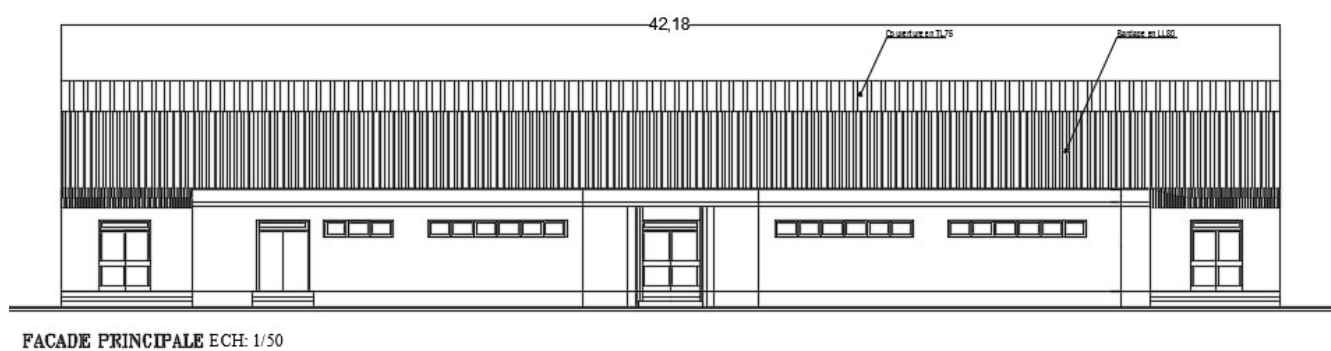
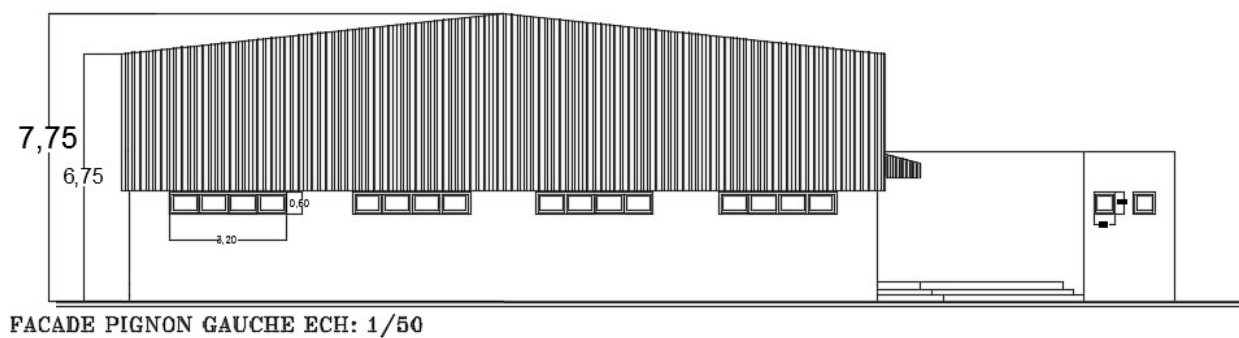
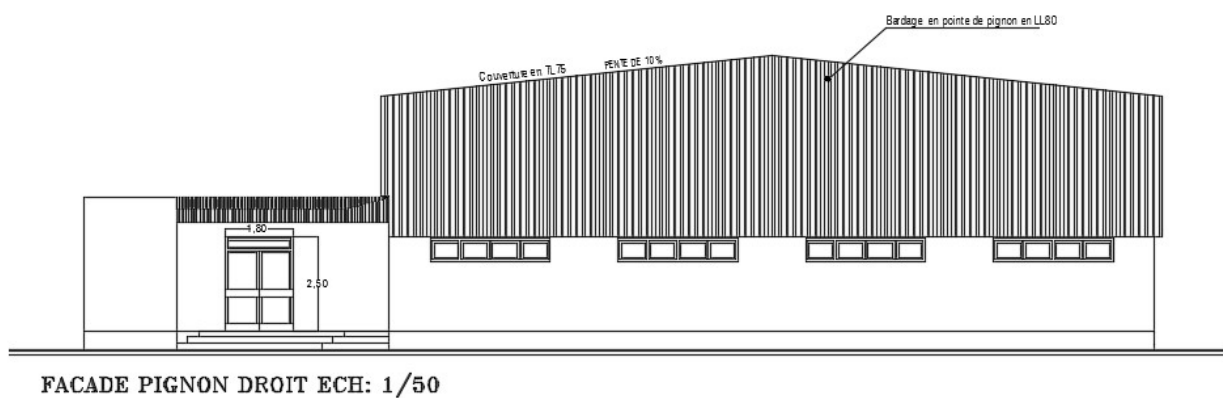
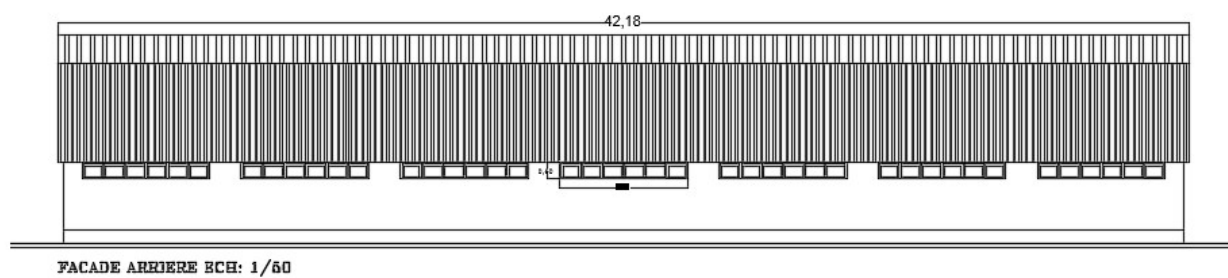
$R_d = 20$  bars

$K = 20$

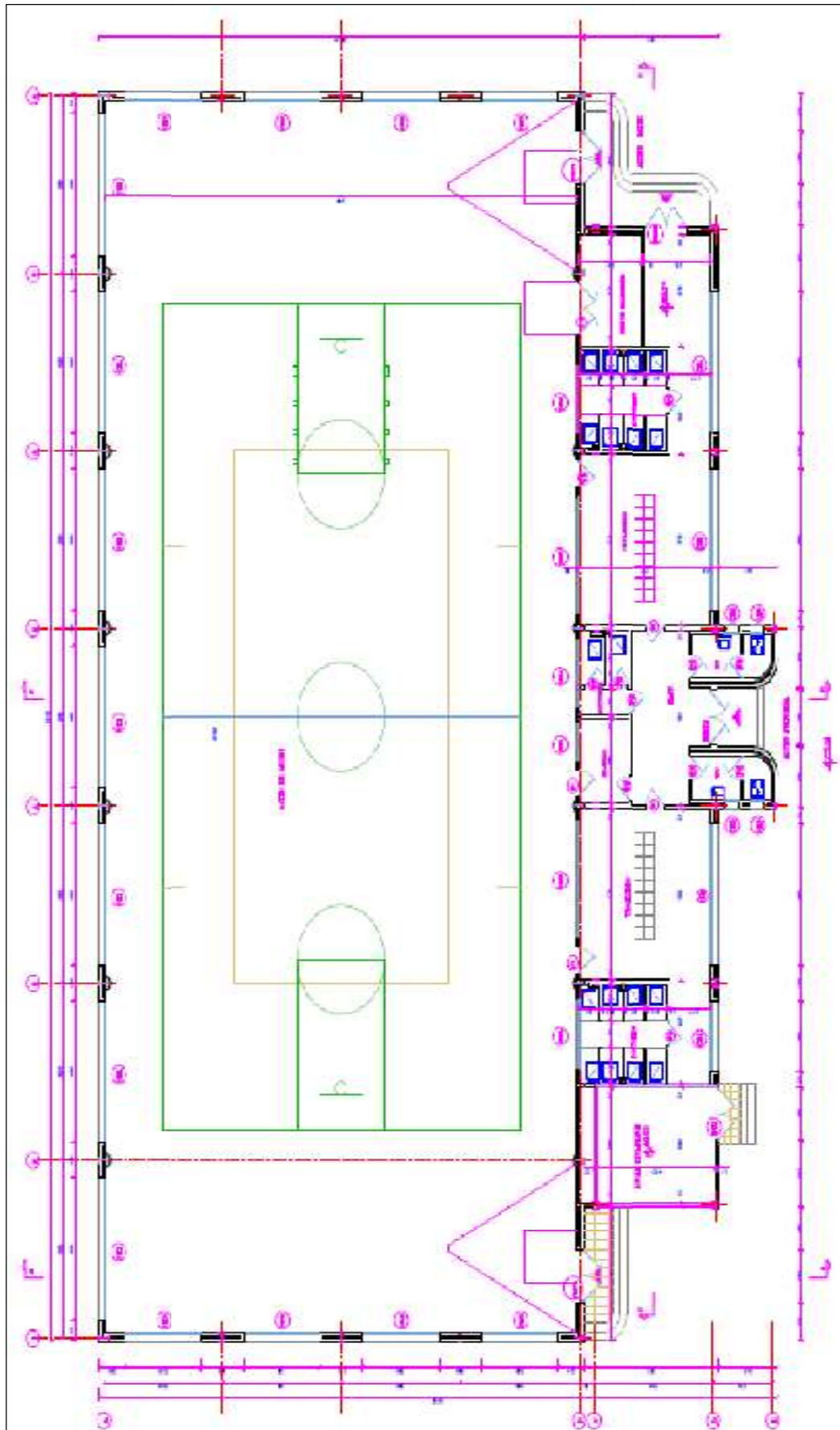
$$q_d = \frac{20}{20} = 1,0 \text{ bar.} \quad q_d = 1,0 \text{ bar.}$$

# ANNEXE

## Annexe 9 : Plan architectural







## BIBLIOGRAPHIE

---

- [1] :D.T.R C 2-4.7 ; Règlement Neige et Vent« RNV-V2013 ».
- [2] :D.T.R B C – 2.44 ; Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier (CCM97).
- [3] :D.T.R B C 2 48 ; Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
- [4] :D.T.R B C – 2.2 ; Charge Permanentes et Charges d'exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
- [5] : EUROCODE 3 ; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique.
- [6] : EUROCODE 4 : Calcul des structures mixtes,1994.
- [7] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en Béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie)- Projets de fin d'étude (université de Bejaïa).
- [8] : Calcul des éléments résistants d'une construction métallique. « Lahlou DAHMANI », (2009).
- [9] : Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3. *Jean Morel*. Eyrolles Paris, 2008
- [10] : Documents « access steel eurocodes made easy ». <https://www.cticm.com/projets/projet-access-steel/>.
- [11] Projet fin d'études : FAKIR.I.E, GOURMALA.I.2016: étude d'un bâtiment en charpente métallique (R.D.C +4) a remchi (bloc angle en u) ; Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie)
- [12] Projet fin d'études: BENYELLES .Med. H, BENYELLES .CH.M.2013 : Etude et dimensionnement d'une piscine olympique à sig ; Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie).
- [13] Projet fin d'études :Med.OURAGHI, M.DEKHISSI. 2013 : Etude et dimensionnement d'un marché couvert à maghnia ; Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie).
- [14] Projet fin d'études: OUATAH Djaouad, OUSID Lounas.2016ETUDE D'UN HANGAR INDUSTRIEL AVEC UN PONT ROULANT ; Université A. MIRA-Bejaia