

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة محمد البشير الإبراهيمي - برج بوعريريج
Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département Genie civil

MÉMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

en : Genie civil

Spécialité : Structures

par : - Benchikh Ismail

- Bentoumi Abdenmour

Thème:

Etude d'une halle métallique avec mezzanine

Soutenu publiquement, le 02/07/2023, devant le jury composé de :

M/Chikh Noureddine

M/ Lgzit Nasser

M/ mazouz Aida

MCA

MCB

MCB

Univ-BBA

Univ-BBA

Univ-BBA

Président

Examineur

Encadrant

Remerciements

Au terme de ce travail, nous remercions en premier lieu le Dieu le tout-puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous tenons aussi à remercier, notre encadreur « Dr. Mazoz aida » de nous avoir pris en charge, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.

À tout l'ensemble des enseignants et des responsables du département du génie civil qui ont contribué à notre formation.

Aux membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

Et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.

Dédicaces

...Je dédie ce modes tetavail à

*Mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur,
ce lui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, que
Dieu te garde dans son vaste paradis, à toi mon père*

*La lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur,
ma vie et mon bonheur, maman que j'adore.*

*À mes chers amis en témoignage de l'amitié que nous unit et de souvenirs de tous les
moments que nous avons passés ensemble.*

Ismail.

Dédicaces

A mon père.

A ceux qui m'ont tout donné sans rien en retour

A ceux qui m'ont encouragé et soutenu depuis toujours

Et ceux à qui je dois tant

*A ma chère mère pour leur amour et leur support continu pour Que ce travail soit le
témoignage sincère et affectueux de ma profonde*

Reconnaissance pour tout ce qu'ils ont fait pour moi.

A mes frères

A tous mes amis sans exception

A n toute la promotion 2023

Abdenour.

Resumé

dans ce projet de fin d'étude, nous avons étudié une halle métallique avec mézzanine située à mi-hauteur des poteaux et constituée de plancher mixte supporté par des poutres métalliques en utilisant des connecteurs pour assurer la connexion (acier-béton). l'analyse de la structure métallique a été faite par le logiciel robot structural analysis afin de calculer les sollicitations et de vérifier la résistance et la stabilité de tous les éléments structuraux.

Mots -Clés: halle métallique, mezzanine, plancher mixte, robot.

Abstract

in this end-of-study project, we studied a metal hall with a mezzanine located halfway up the posts and made up of a mixed floor supported by metal beams using connectors to ensure the connection (steel-concrete). the analysis of the metal structure was made by the structural robot software analysis in order to calculate the stresses and check the resistance and stability of all the structural elements.

Keywords: metal hall, mezzanine, mixed floor, robot.

ملخص

في مشروع نهاية الدراسة هذا ، درسنا قاعة معدنية بها طابق نصفي تقع في منتصف الطريق فوق الأعمدة وتتكون من أرضية مختلطة مدعومة بعوارض معدنية باستخدام موصلات لضمان الاتصال (الصلب-الخرسانة). تم إجراء تحليل الهيكل المعدني عن طريق تحليل برنامج الروبوت الهيكلي لحساب الضغوط والتحقق من مقاومة وثبات جميع العناصر الهيكلية.

.الكلمات الرئيسية: قاعة معدنية ، طابق نصفي ، أرضية مختلطة ، روبوت

SOMMAIRE

Introduction

Chapitre 1: Présentation du projet.....(1)

1.1- Présentation du projet(1)

1.2- Prédimensionnement des éléments porteurs(5)

1.3- Caractéristiques des matériaux.....(5)

1.4- Règlements utilisés.....(6)

Chapitre 2: Calcul des surcharges climatiques de neige et de vent

(selon les Règles RNV99 version 2013)

2.1- Action de la neige sur la toiture de la halle métallique.....(7)

2.1.1- Charge de neige S_k sur le sol.....(7)

2.1.2- Valeur du coefficient de forme de la toiture (μ).....(8)

2.2- Action du vent sur la halle métallique.....(8)

2.2.1- Détermination du coefficient dynamique C_d(10)

2.2.2- Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn}(10)

2.2.3- Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} et intérieure C_{pi}(12)

2.2.4- Calcul des pressions q_j dues au vent.....(19)

2.2.5- Calcul des forces de frottement.....(22)

2.2.6- Analyse des résultats(23)

2.2.7- Schémas récapitulatifs.....(25)

Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaire

3.1- Calcul des pannes.....(26)

3.1.1- Définition.....(26)

3.1.2- Détermination des charges et surcharges(26)

3.1.3- Combinaisons de charge les plus défavorables.....(27)

3.1.4- Vérification à la sécurité(29)

3.1.5- Dimensionnement des pannes (avec des liernes)(33)

3.2- Calcul des liernes.....(38)

3.2.1- Introduction(38)

3.2.2- Dimensionnement des liernes.....(38)

3.2.3- Calcul de la section des liernes.....(39)

3.3- Calcul de l'échantignolle(40)

3.3.1- Introduction(40)

3.3.2- Calcul des charges revenant à l'échantignolle(40)

3.3.3- Dimensionnement de l'échantignolle(41)

3.3.4- Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle(41)

3.4- Calcul des lisses de bardages.....(42)

3.4.1- Introduction(42)

3.4.2- Détermination des charges et surcharges(42)

3.5- Etude des escaliers(56)

3.5.1 :Introduction(56)

3.5.2 :Terminologies(56)

3.5.3:Dimensionnement des éléments porteurs(59)

3.5.4 :Dimensionnement de limon(62)

3.5.5 :Pré dimensionnement des limons(64)

| | |
|---|------|
| 3.5.6 :Etude de la poutre palière des limons..... | (66) |
| 3.6 :Calcul des potelets..... | (71) |
| 3.6.1-Introduction | (71) |
| 3.6.2-charges permanentes G :(verticale concentrée) | (71) |
| 3.6.3-Surcharge climatique V (vent)..... | (72) |
| 3.6.4-Dimensionnement du potelet | (72) |
| 3.6.5-Vérification de la section à la résistance..... | (72) |
| 3.6.6-Vérification de l'élément aux instabilités..... | (73) |

Chapitre 4 : Etude de Plancher Mixte

| | |
|--|------|
| Introduction..... | (77) |
| 4.1 :Etude du plancher mixte à dalle collaborante..... | (77) |
| 4.2 :Notations et dimensions linéaires..... | (78) |
| 4.3 :Etude des solives..... | (84) |
| 4.4 :Calcul de la connexion Acier-béton..... | (88) |

Chapitre 5: Etude des contreventement

| | |
|---|------|
| 5.1 :Introduction..... | (88) |
| 5.2 :Rôle des systèmes de contreventement..... | (88) |
| 5.3 :Calcul de la poutre au vent en pignon..... | (89) |
| 5.4 :Calcul de la diagonale..... | (90) |
| 5.5 :Vérification les diagonales à la traction..... | (91) |
| 5.6 :Prédimensionnement de la palée de stabilité en long pan..... | (92) |

Chapitre 6 :Etude sismique

| | |
|---|-------|
| 6.1 :Introduction..... | (93) |
| 6.2 :Notions de sismologie..... | (93) |
| 6.3 :Classification de notre ouvrage selon l'RPA99 version2003..... | (93) |
| 6.4 :Méthodes de calcul..... | (94) |
| 6.5 :Calcul de la force sismique totale..... | (96) |
| 6.6 :Comparaison entre l'effort sismique et la force du eau vent..... | (100) |
| Conclusion | |

Chapitre 7 : pré dimensionnement des éléments structuraux

| | |
|--|-------|
| 7.1 :Introduction..... | (104) |
| 7.2 :Prédimensionnement des poutres principales du plancher intermédiaire..... | (104) |
| 7.3 :Prédimensionnement des poutres secondaire..... | (106) |
| 7.4 :Prédimensionnement du portique..... | (108) |
| 7.5 :Calcul des sollicitations à l'aide de logiciel AUTODESK ROBOOT..... | (113) |
| 7.6 :Dimensionnement des traverses..... | (114) |
| 7.7:Dimensionnement des poteaux..... | (118) |

Chapitre 8:Vérification des éléments

| | |
|---|-------|
| 8.1 : Introduction..... | (120) |
| 8.2 : Méthode de travail..... | (120) |
| 8.3 :Etapas de modilisation..... | (121) |
| 8.9 :Vérification des poteaux RDC..... | (126) |
| 8.10 :Vérification des poutres mixte | (128) |
| 8.11 :Vérification des traverses..... | (128) |
| 8.12 :Vérification des poteaux IPE360..... | (132) |
| 8.13:Vérification de palier de stabilite..... | (134) |

Chapitre 9:Calcul desassemblages

| | |
|---|-------|
| 9.1 :Introduction..... | (136) |
| 9.2 :Assemblage poteau poutre mixte..... | (136) |
| 9.3 :Assemblage poteau traverse | (144) |
| 9.4 : Assemblage de traverse– traverse IPE360..... | (152) |
| 9.5 :Encastrement en pieds de poteau..... | (160) |
| 9.6 :Assemblage solive-poutre mixte..... | (171) |

Chapitre10:Dimensionnement des fondations

| | |
|--|-------|
| 10.1 :Introduction..... | (187) |
| 10.2 :Choix du mode de fondation..... | (187) |
| 10.3 :Etude des semelles isolees..... | (187) |
| 10.4 :Etuded’ancrage..... | (188) |
| 10.5 :Dimensionnement des fondations..... | (189) |
| 10.6 :Dimensionnement des fûts..... | (192) |
| 10.7 :Calcul des longrines..... | (193) |

| | |
|-------------------------|-------|
| CONCLUSION | (197) |
|-------------------------|-------|

| | |
|--|-------|
| REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES | (198) |
|--|-------|

Liste des figure :

Chapitre 1: Présentation du projet

Figure 1.1 : Perspective de la halle (dimensions en m)

Figure 1.2 : Élévation de la façade Pignon

Figure 1.3 : Élévation de la façade Long-pan

Figure 1.4: Plan d'implantation

Chapitre 2: Calcul des surcharges climatiques de neige et de vent (selon les Règles RNV99 version 2013)

Figure 2.1: Surcharge de Neige sur la toiture

Figure 2.2: Vent perpendiculaire au long-pan

Figure 2.3: Vent perpendiculaire au pigno

Figure 2.4. Légende pour les parois verticales

Figure 2.5. Répartition des C_{pe} pour les parois verticales (sens V1)

Figure 2.6. Zones de pression pour la toiture (sens V1)

Figure 2.7. Valeurs de C_{pe} pour chaque zone de la toiture (sens V1)

Figure 2.8 : Zones de pression et répartition des C_{pe} pour les parois verticales (sens V2)

Figure 2.9 : Zones de pression pour la toiture (sens V2)

Figure 2.10 : Zones de pression et répartition des C_{pe} pour la toiture (sens V2)

Figure 2.11. Répartition des pressions sur les parois verticales pour le Sens V1

Figure 2.12. Répartition des pressions sur la toiture pour le Sens V1

Figure 2.13. Répartition des pressions sur les parois verticales pour le Sens V2

Figure 2.14. Répartition des pressions sur la toiture pour le Sens V2

Figure 2.15. Surcharges de vent pour (sens V₁)

Figure 2.16. Surcharges de vent pour (sens V₂)

Chapitre3 : Calcul des éléments secondaire

Figure3.1 Schéma statique sous charge d'entretien

Figure3.2 Moment due à la charge d'entretien

Figure3.3 présentation les charges et les moments

Figure3.3.1 Présentation d'une lierne

Figure3.3.2 Présentation d'un lierne

Figure5.1: Echantignole

Figure5.2 : Dimensions de l'échantignolle

Figure3.6.1 les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

Figure 3.6.2 représentation des efforts

Figure3.9.1 : Surcharges d'exploitation

Figure 3.9.2: Vue en plan de la cage d'escalier

Figure 3.9.3: Disposition des cornières

Figure 3.9.4: charges repris par la cornière

Figure 3.9.5 : Evaluation des charges

Figure3.10.1 : Schéma statique du potele

Chapitre 4 : Etudes de Plancher Mixte

Figure 4.1 : Eléments constructifs du plancher mixte

Figure 4.2 : Les dimensions de la dalle collaborante

Figure 4.3 : La largeur participante de la dalle en béton (beff)

Figure 4.4 : Distribution plastique des contraintes normales

Figure 4.5 : La position d'un connecteur

Figure 4.6 : Caractéristiques des connecteurs

Figure 4.7: Distance entre les goujons

Chapitre 5: Etude des contreventement

Figure 5.1: Dispositions des contreventements.

Figure 5.2 : Schéma statique des contreventements de la toiture

Figure 5.3: Schéma statique de Palée de stabilité en long pan

Figure 5.4 : Effort de traction dans la diagonale tendue

Figure 6.1: Distribution des forces sismique par portique mixte (sens transversal).

Figure 6.2: Distribution des forces sismique par files (sens longitudinale).

Chapitre 7 : vérifications des éléments structuraux

Figure 7.1: Disposition des solives et poutre principe

Figure 7.2: Surface reprise par le poteau le plus sollicité

Figure 7.3 : Vue du portique en 3D

Figure 7.4: La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en daN/ml (dépression).

Figure 7.5.a: Les efforts agissant sur le portique

Figure 7.5.b: Diagramme des moments

Figure 7.6 : charge de neige sur la traverse

Figure 7.7 : Surface reprise par le poteau du portique.

Chapitre 9: Calcul des assemblages

Figure 9.2 : Assemblage poteau poutre mixte

Figure 9.3: Vue 3D de l'assemblage poteau poutre derive

Figure 9.4: Vue 3D de l'assemblage traverse – traverse

Figure 9.5 : Vue 3D de l'assemblage au niveau de pied de poteau

Figure 9.6 : Vue en 3D de l'assemblage solive-poutre mixte

Chapitre 10: Dimensionnement des fondations

Figure 10.1: Diagramme des contraintes agissant sur les fondations

Figure 10.2: Vue en élévation du ferrailage

Figure 10.3: Ferrailage de la semelle.

Figure 10.4: Coupe transversale de la longrine.

Figure 10.5: Ferrailage de la longrine.

Liste des tableaux

Chapitre 2: Calcul des surcharges climatiques de neige et de vent (selon les Règles RNV99 version 2013)

Tableau 2-1 : Facteur de terrain

Tableau 2.2. Valeurs du coefficient d'exposition au vent C_e

Tableau 2.3. Valeurs de la pression dynamique

Tableau 2.4: Valeurs de surface et de C_{pe} pour chaque zone des parois verticales (sens V₁)

Tableau 2.5: Valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture (sens V1)

Tableau 2.6 : Valeurs de C_{pe} pour chaque zone de la toiture (sens V1)

Tableau 2.7: Valeurs des surfaces et C_{pe} des zones de vent pour les parois verticales (sens V2)

Tableau 2.8: Valeurs des surfaces des zones de vent pour la toiture (sens V2)

Tableau 2.9: Valeurs de C_{pe} pour chaque zone de la toiture (sens V2)

Tableau 2.10: Valeurs pression sur les parois verticales pour le Sens V1

Tableau 2.10: Valeurs de pression sur les parois verticales pour le Sens V1

Tableau 2.11: Valeurs pression sur les parois verticales pour le Sens V2

Tableau 2.12: Valeurs de pression sur les parois verticales pour le Sens V2

Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires

Tableau 3.1 : Caractéristique et dimension de L45 x 45 x 4.5

Tableau 3.2: Dimension et caractéristique de l'UPN160

Tableau 3.3: Dimension et caractéristique de l'IPN260

Tableau 3.4: Dimension et caractéristique de l'IPN 340

Chapitre 4 : Etudes de Plancher Mixte

Tableau 4.1 : Caractéristiques du bac d'acier cofraplus55

Chapitre 7 : pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau 7.1: Dimension et caractéristique de l'IPE300

Tableau 7.2: Combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis

Tableau 7.3: Combinaisons à l'ELU pour les moments

Chapitre 10: Dimensionnement des fondations

Tableau 10.1: Les différents sollicitations des semelles isolées

Notations :

Sollicitation/Contrainte/Déformation :

| | |
|-----------------|---|
| E | Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000$ MPa). |
| G | Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 84\,000$ MPa). |
| F_p | Effort de précontrainte dans les boulons. |
| M | Momentsollicitant,engénérale. |
| M_{cr} | Moment critique élastique de déversement. |
| M_{eff} | Moment efficace (section de classe4). |
| M_{el} | Moment élastique. |
| M_{pl} | Moment plastique. |
| M_R | Moment résistant. |
| M_U | Moment ultime. |
| N | Effort normal, en générale. |
| N_K | Effort critiqued'Euler. |
| N_{pl} | Effort normal plastification. |
| N_u | Effort normal ultime. |
| V | Effort tranchant sollicitant. |
| V_{pl} | Effort tranchant de plastification. |
| V_U | Effort tranchant ultime. |
| f_u | Contrainte de rupture d'une pièce. |
| f_{ub} | Contrainte de rupture d'un boulon. |
| f_y | Limited'élasticitéd'unepièce. |
| ε | Déformation linéaire unitaire. |
| ε_y | Déformation correspondante à la limite d'élasticité. |
| σ | Contrainte normale. |

Coefficients et grandeurs sans dimensions:

| | |
|----------------|---|
| K | Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre. |
| k_s | Coefficient de dimension des trous deperçage pour boulon. |
| k_y et k_z | Coefficient de flambement–flexion. |
| m | Nombre de plans de cisaillement ou de frottement. |
| n | Nombre de boulons. |
| β_M | Facteur de moment uniforme équivalent (flambement). |
| β_w | Facteur de corrélation(soudure). |
| ε | Coefficient de réduction élastique de l'acier. |
| η | Facteur de distribution de rigidité (flambement). |
| λ | Elancement. |
| λ_k | Elancement eu lérien. |
| - | |
| λ | Elancement réduit. |
| - | |
| λ_{LT} | Elancement de déversement |
| μ | Coefficientde frottement. |
| χ | Coefficient de réduction de flambement. |
| χ_{LT} | Coefficient de réduction de déversement. |

$u_x(\%)$ participation massique en % suivant l'axe

$x.u_y(\%)$ participation massique en % suivant l'axe

y. Caractéristiques géométriques:

| | |
|--------------------|---|
| A | Section brute d'une pièce. |
| A_{eff} | Section efficace d'une pièce (classe |
| 4). A_{net} | Sectionnette d'une pièce. |
| A_s | Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet. |
| I_t | Moment d'inertie de torsion. |
| I_w | Facteur de gauchissement d'une section. |
| I_y | Moment d'inertie de flexion maximale. |
| I_z | Moment d'inertie de flexion minimale. |
| W_{eff} | Module de résistance efficace. |
| W_{el} | Module de résistance élastique. |
| W_{pl} | Module de résistance plastique. |
| b | Largeur d'une semelle de poutre. |
| d | Diamètre nominale des tiges des boulons ou hauteur de la partie droite d'une âme de poutre. |
| d_0 | Diamètre de perçage des trous de boulonnage. |
| i | Rayon de giration d'une section. |
| l | Largeur d'une poutre. |
| l_D | Largeur de déversement d'une poutre. |
| l_k | Longueur de flambement. |
| t | Épaisseur d'une pièce ou d'une tôle. |
| t_f | Épaisseur d'une semelle de poutre. |
| t_w | Épaisseur d'une âme de poutre. |
| v_s | Distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section. |
| v_i | Distance de la fibre extrême inférieur à l'axe neutre d'une section. |
| α | Angle en général. |
| $\gamma_{Mb}=1.25$ | Résistance des boulons au cisaillement. |
| $\gamma_{Mb}=1.50$ | Résistance des boulons au à la traction. |
| F_v | Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement. |
| F_B | Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées. |
| F_T | Résistance des boulons en traction. |
| α | Facteur d'imperfection (flambement). |
| β_{MLT} | Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement |

Les termes lus dans la note de calcul de ROBOT:

| | |
|--------|----------------------------------|
| f_y | résistance du matériau. |
| gM_0 | coefficient de sécurité partiel. |
| gM_1 | coefficient de sécurité partiel. |

Paramètres de l'analyse de flambement:

| | |
|-------------------|---|
| l_{fy} | longueur de flambement de la barre. |
| λ_{day} | élancement de la barre. |
| λ_{da_y} | élancement relatif de la barre. |
| X_y | coefficient de flambement. |
| Beta M_y | coefficient dépendant du diagramme des moments. |
| M_{iy} | coefficient pour le calcul de k_{fy} . |

ky coefficient de réduction en flexion.

Paramètres de l'analyse de déversement :

ID_sup longueur de déversement de la semelle supérieure
ID_inf longueur de déversement de la semelle inférieure
C1 coefficient pour le calcul de M_{cr}.
C2 coefficient pour le calcul de M_{cr}.
M_{cr} moment critique pour le déversement.
Lambda_LT élancement fictif de la barre pour le déversement.
XLT coefficient de déversement.
Beta_MLT coefficient dépendant du diagramme des moments.
Mi LT coefficient pour le calcul de kLT.
kLT coefficient de réduction pour le déversement.

Efforts internes dans les points caractéristiques de la section

N.sd effort axial N.sd.
My.sd moment fléchissant My.sd.
Vz.sd effort de cisaillement Vz.sd.

Efforts limites

Nt.rd résistance ultime plastique entr action.
Mb.rd moment ultime pour le déversement.

Par rapport à l'axe y de la section

Mply.rd moment ultime plastique.
Mely.rd moment ultime élastique.
Mny.rd moment ultime compte tenu de l'interaction M-N.
Mvy.rd moment ultime compte tenu de l'interaction M-V.
Vply.rd résistance ultime en cisaillement.

Par rapport à l'axe z de la section

Mplz.rd moment ultime plastique.
Melz.rd moment ultime élastique.
Mnz.rd moment ultime compte tenu de l'interaction M-N.
Mvz.rd moment ultime compte tenu de l'interaction M-V.
Vplz.rd résistance ultime en cisaillement.

Flèches (REPERELOCAL):

uy fleche de la barre en y.
uymax fleche admissible de la barre en y.
u inst,y fleche due aux charges variable en y.
u inst,max,y fleche admissible due aux charges variable en y.
uz fleche de la barre en z.
uzmax flèche admissible de la barre en z.
uinst,z flèche due aux charges variable en z.
uinst,max,z flèche admissible de la barre en z.

Déplacements (REPEREGLOBAL):

vx déplacement de la barre en X.
vxmax déplacement admissible de la barre en X.
vy déplacement de la barre en Y.
vymax déplacement admissible de la barre en Y.

| | |
|-----------------------|--|
| t | Épaisseur d'une pièce ou d'une tôle. |
| t _f | Épaisseur d'une semelle de poutre. |
| t _w | Épaisseur d'une âme de poutre. |
| v _s | Distance de la fibre extrême supérieure à l'axe neutre d'une section. |
| v _i | Distance de la fibre extrême inférieure à l'axe neutre d'une section. |
| α | Angle en général. |
| γ _{Mb} =1.25 | Résistance des boulons au cisaillement. |
| γ _{Mb} =1.50 | Résistance des boulons au à la traction. |
| F _v | Résistance des boulons au cisaillement par plan cisaillement. [^] |
| F _B | Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées. |
| F _T | Résistance des boulons en traction. |
| α | Facteur d'imperfection (flambement). |
| β _{MLT} | Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement |

Les termes lues dans la note de calcul de ROBOT:

| | |
|-----------------|----------------------------------|
| f _y | résistance du matériau. |
| g _{M0} | coefficient de sécurité partiel. |
| g _{M1} | coefficient de sécurité partiel. |

Paramètres de l'analyse de flambement:

| | |
|--------------------|---|
| L _{fy} | longueur de flambement de la barre. |
| λ | élancement de la barre. |
| λ _y | élancement relatif de la barre. |
| X _y | coefficient de flambement. |
| Beta _{My} | coefficient dépendant du diagramme des moments. |
| M _{iy} | coefficient pour le calcul de k _{fy} . |
| k _y | coefficient de réduction en flexion. |

Paramètres de l'analyse de déversement

| | |
|---------------------|--|
| ID _{sup} | longueur de déversement de la semelle supérieure |
| ID _{inf} | longueur de déversement de la semelle inférieure |
| C1 | coefficient pour le calcul de M _{cr} . |
| C2 | coefficient pour le calcul de M _{cr} . |
| M _{cr} | moment critique pour le déversement. |
| λ _{LT} | élancement fictif de la barre pour le déversement. |
| X _{LT} | coefficient de déversement. |
| Beta _{MLT} | coefficient dépendant du diagramme des moments. |
| M _{iLT} | coefficient pour le calcul de k _{LT} . |
| k _{LT} | coefficient de réduction pour le déversement. |

Effort internes dans les points caractéristiques de la section

| | |
|-------------------|--|
| N _{sd} | effort axial N _{sd} . |
| M _{y,sd} | moment fléchissant M _{y,sd} . |
| V _{z,sd} | effort de cisaillement V _{z,sd} . |

Efforts limites

| | |
|-------------------|--|
| N _{t,rd} | résistance ultime plastique en traction. |
| M _{b,rd} | moment ultime pour le déversement. |

Par rapport à l'axe y de la section

| | |
|---------------------|---|
| M _{ply,rd} | moment ultime plastique. |
| M _{ely,rd} | moment ultime élastique. |
| M _{ny,rd} | moment ultime compte tenu de l'interaction M-N. |

| | |
|---------|---|
| Mvy.rd | moment ultime comptetenu de l'interactionM-V. |
| Mplz.rd | moment ultime plastique. |
| Melz.rd | moment ultime élastique. |
| Mnz.rd | moment ultime comptetenu de l'interactionM-N. |
| Mvz.rd | moment ultime comptetenu de l'interactionM-V. |
| Vplz.rd | résistance ultimeen cisaillement. |

Flèches(REPERELOCAL):

| | |
|--------------|--|
| uy | fleche de la barre en y. |
| uymax | fleche admissible de la barre en y. |
| u inst,y | flèche du eaux charges variables en y. |
| u inst,max,y | flèche admissible dueaux charges variables en z. |
| uz | flèche de la barre en z. |
| uzmax | flèche admissible de la barre en z. |
| uinst,z | flèche dueaux charges variables en z. |
| uinst,max,z | flèche admissible dela barre en z. |

Déplacements(REPEREGLOBAL):

| | |
|-------|--|
| vx | déplacement de la barre en X. |
| vxmax | déplacement admissible de la barre en X. |
| vy | déplacement de labarre en Y. |
| vymax | déplacement admissible de la barreen Y. |

INTRODUCTION

L'acier est utilisé de plus en plus pour ces capacités économiques, mécanique et sa légèreté. En construction métallique, l'étude des phénomènes d'instabilité est particulièrement importante car ils sont très fréquents étant donné le fait d'utiliser des éléments minces et de grand élancement.

Afin d'exploiter nos connaissances acquise durant notre formation on s'est intéresser à l'étude d'un hangar en charpente métallique avec mezzanine implanté à Bordj Bou Arreridj ., et ce en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que le moyen de calcul informatique (logiciel Robot). Le but de ce projet est d'être conformé à une situation professionnelle concrète et réelle.

Tout d'abord, on a fait une présentation pour la structure et pour les différents matériaux et règlement utilisés. Puis, on a effectué une étude climatique selon RNV 99 version 2013,. Ensuite le prédimensionnement des élément secondaire et structuraux tel que : panne, lisse , escalier , solive , poutre principale , poteau , portique , ...etc

Après le calcul analytique, on a procédé à la modélisation de la structure à l'aide de logiciel (ROBOT Structural Analyse).

Chapitre 1: Présentation du projet

1.1- Présentation du projet :

Le projet consiste à étudier une halle en charpente métallique implantée à Bordj Bou Arreridj, destinée à l'exposition des machines électroménagers avec une toiture en pente à 2 versants. Vu son exploitation, on classe cette structure parmi les constructions qui regroupent l'ensemble des bâtiments industriels et des ouvrages de stockage (*cf. Principes de calcul RNV 99/2013*).

1.1.1- Caractéristiques géographiques du lieu d'implantation :

Cet ouvrage sera bâti à Zone industrielle 01 Bordj Bou Arreridj qui est une ville située à une altitude de **928** m par rapport au niveau moyen de la mer.

On a adopté quelques classifications nécessaires dans le déroulement des calculs :

- D'après la classification des zones de vent, Bordj Bou Arreridj fait partie de la zone II

(*cf. annexe 1, RNV 99/2013 page 109*)

- Pour les zones de neige, elle appartient à la zone B

(*cf. zones de neige par commune, RNV 99/2013*)

- La construction est assise sur un site normal de terrain plat et sur une zone industrielle de catégorie III d'après la définition des catégories de terrain (*cf. RNV 99/2013, tableau 2.4*).

- La halle sera implantée sur un sol meuble avec une contrainte admissible: $\sigma_{sol} = 2,0$ bar. Le site est classé dans la zone sismique II.

1.1.2- Caractéristiques géométriques et techniques :

La longueur du long-pan L_l est de : $L_l = 5 \times 6 = 30$ m

La longueur du pignon L_p est de : $L_p = 20$ m

Pour les hauteurs on a :

- La hauteur des parois verticales H_{pv} est de : $H_{pv} = 9$ m
- La hauteur de la toiture D est de : $D = 1$ m

\Rightarrow La hauteur totale H de la halle est alors $H = H_{pv} + D = 9 + 1 \Rightarrow H = 10$ m

L'ossature de la halle est constituée de 6 portiques avec traverses à âmes pleines espacés de 6m,

vérifiant la relation $\frac{H_{PV}}{2} < E < H_{PV}$

E désigne l'entraxe des portiques ; $4.5 < E < 9 \Rightarrow E = 6 \text{ m}$

Chaque portique est composé de 2 poteaux distants de 20m encastrés à leur pied, reliés entre eux par 2 traverses. La pente des versants est de 10% c'est-à-dire que chaque versant fait un angle $\alpha = 5,71^\circ$ par rapport à l'horizontal.

Pour se protéger contre les précipitations, on utilisera les grands éléments de couverture, plus précisément des panneaux sandwichs TL75. Elles sont supportées par des pannes espacées de 2m, ce qui revient à 6 pannes par versant fixées perpendiculairement aux traverses par l'intermédiaire des échantignoles pour éviter tout risque de glissement des pannes.

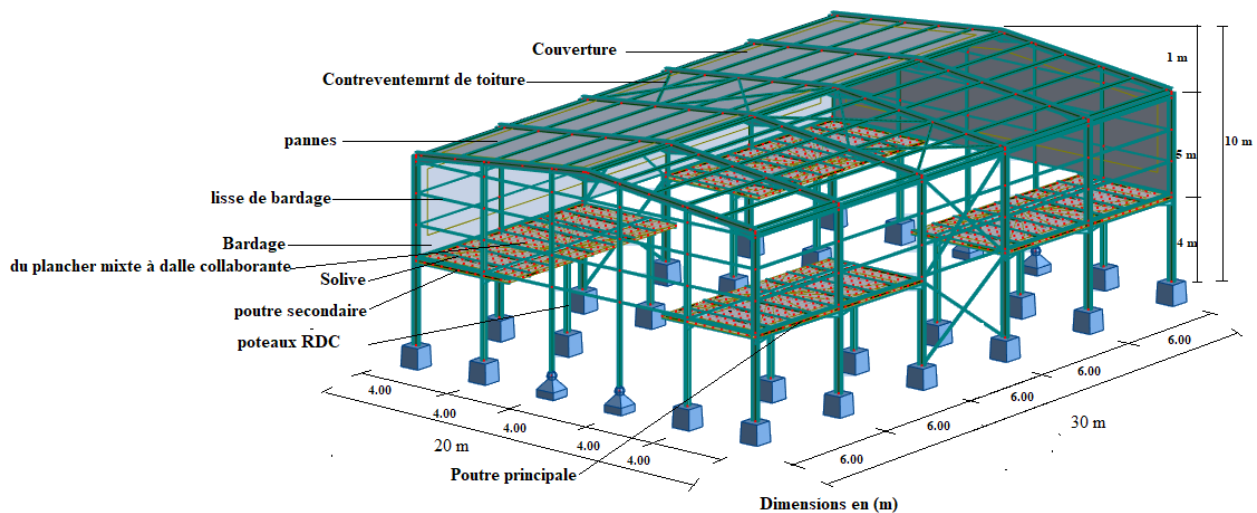


Figure 1.1 : Perspective de la halle (dimensions en m)

Le bardage, ayant pour rôle le remplissage des façades, bardage de 5m de haut (bardage LL35), fixé aux lisses de bardage qui s'attachent à leur tour aux potelets de pignon et aux poteaux pour reprendre les sollicitations dues au vent et assurer la stabilité de la structure. Sur chaque pignon, on dressera 4 potelets espacés de 4m articulés en tête et en pieds. Sous le bardage sera édifié un mur en brique de 4m de haut à double parois pour laisser une place aux barres de contreventement et pour améliorer l'isolation thermique de la halle.

Les façades comprennent également des portes et des fenêtres :

- Chaque long-pan comporte 08 fenêtres vitrées de 1.80mx0.75m parmi lesquelles 4 fenêtres sont ouvertes.
- De même, chaque pignon comporte un portail de 4mx4m et 4 fenêtres sont ouvertes. de 1.8mx0.60m

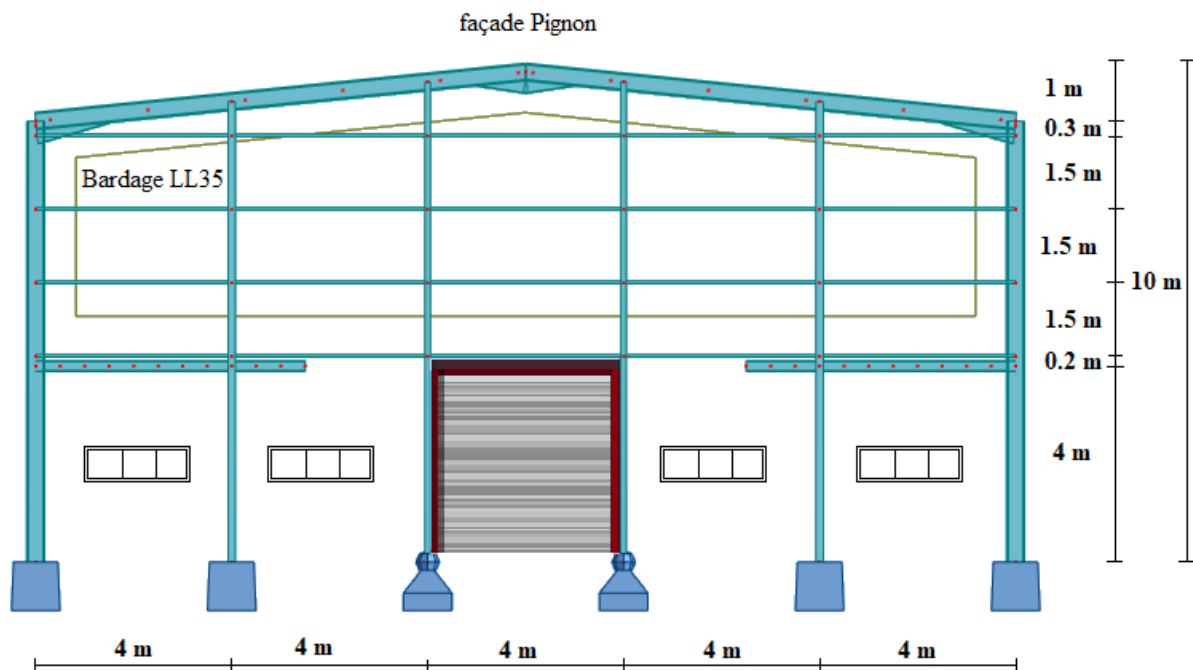


Figure 1.2 : Élévation de la façade Pignon

La rigidité de la structure ainsi que sa stabilité sont assurées par les portiques dans le sens transversal et par des dispositifs de contreventement dans le sens longitudinal. Tout cela pour pouvoir transmettre aux fondations la totalité de la poussée du vent qui agit sur la halle et pour conserver sa géométrie.

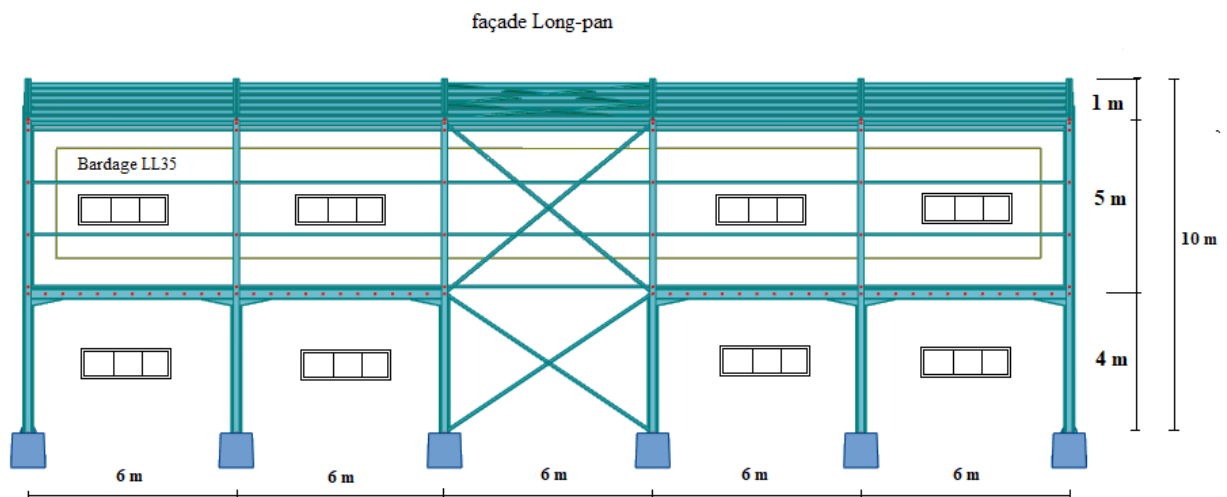


Figure 1.3 : Élévation de la façade Long-pan

Pour transmettre au sol d'assise toutes les charges et surcharges venant de la structure, on utilisera des semelles isolées liées entre elles par des longrines pour éviter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux de ces semelles. Sur les massifs de béton sont fixés les pieds de poteaux et les pieds de potelets par l'intermédiaire d'une platine en tôle, soudée à leur base, destinée à transférer les efforts de réaction du montant (poteau, potelet) dans le béton.

de fondation. Cette platine est percée de plusieurs trous (2 ou 4 ou 6,... selon le cas) pour le passage des tiges d'ancrage nécessaires pour maintenir le montant en position d'équilibre verticale afin de résister au soulèvement ainsi que pour créer un encastrement du montant dans la fondation.

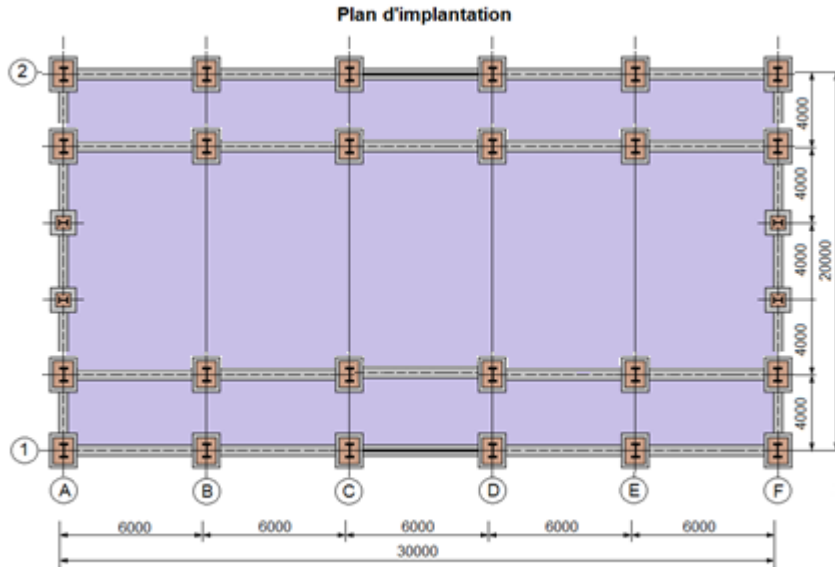


Figure 1.4: Plan d'implantation

1.1.3 : Plancher :

Le plancher composant les structures horizontales sont des planchers mixtes acier béton à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la figure suivante :

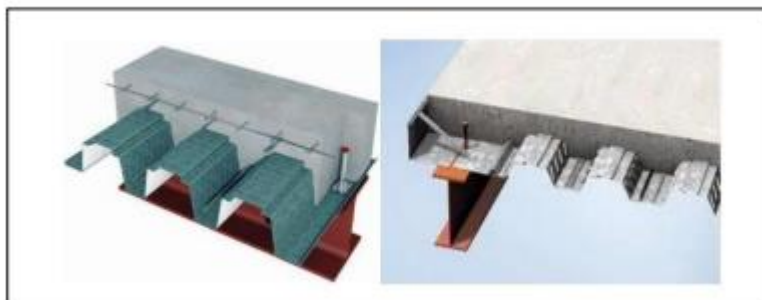


Figure 1-5 : les composants d'une dalle mixte (Plancher Collaborant)

Le bac d'acier est un profile en tôle nervurée laminée à froid (HI-BOND 55-750). Cet élément sert non seulement armature mais aussi de coffrage pour la dalle en béton armé.

A cet effet, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.

- Les planchers reposant sur un ensemble de poutres (principales-secondaires ainsi Chapitre I Présentation de projet 5 les solives) de type IPE ou HEA.

La liaison entre la dalle mixte collaborant et les poutres porteuses est assurée par des connecteurs. (Goujons)

1.2- Prédimensionnement des éléments porteurs

Le choix des éléments porteurs, est basé sur les règles empiriques de prédimensionnement suivantes :

- ❖ Traverses : la portée $L = 20 \text{ m} \Rightarrow h \cong \frac{L}{60} = 333.3 \text{ mm} \Rightarrow$ choix IPE330,
- ❖ Poteaux : profilé IPE330 (de même section que la traverse),
- ❖ Pannes : la portée $l = 6 \text{ m} \Rightarrow h \cong \frac{l}{40} = 150 \text{ mm} \Rightarrow$ choix IPE140 à 160,
- ❖ Lisses : pour une portée $l = 6 \text{ m} \Rightarrow h \cong \frac{l}{40} = 150 \text{ mm} \Rightarrow$ choix UPE140 à 160,
pour une portée $l = 4 \text{ m} \Rightarrow h \cong \frac{l}{40} = 100 \text{ mm} \Rightarrow$ choix UAP100.
- ❖ Potelets : \Rightarrow choix HEA160.

1.3- Caractéristiques des matériaux

La conception et le calcul d'une halle en construction métallique sont basés sur son utilisation prévue, et essentiellement sur leurs caractéristiques de résistance pour assurer une sécurité suffisante et pour garantir une bonne aptitude au service. Ils sont alors fortement influencés par les propriétés des matériaux de construction qui composent l'ouvrage.

1.3.1- Acier de construction

a) L'acier possède de très bonne capacité de résistance mécanique lorsqu'il est soumis à un effort de traction. Effectivement, les valeurs limites de son élasticité et de sa résistance à la traction sont très élevées.

Tous les éléments en construction métallique utilisés dans ce projet sont :

- de nuance **S235**, ce qui signifie que $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$, où f_y désigne la résistance à la traction obtenue par essai de traction de l'acier.
- de module d'élasticité longitudinale **E = 21000 daN/mm²**

En compression, son comportement est presque identique à son comportement sous un effort de traction (leur diagramme contrainte-déformation est symétrique par rapport à l'origine) mis à part les phénomènes d'instabilités éventuels.

b) Pour les pièces fortement sollicitées, les assemblages sont réalisés au moyen de boulons à haute résistance HR de classe 8×8 et 10×9 (c'est-à-dire avec des rondelles pour développer une forte résistance au glissement relatif des pièces à assembler par frottement mutuel des pièces) ; ainsi que des boulons ordinaires de classe 4×6 et 4×8 pour les autres pièces.

1.3.2- Béton armé et brique :

a) Pour les fondations et le plancher, on utilisera du béton armé qui est un matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers appelés « les armatures », disposées de telle façon à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal par lui-même, c'est-à-dire les efforts de traction, ou bien à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut, à lui seul, accomplir ce rôle. Le béton destiné au béton armé se différencie du béton ordinaire par son dosage et par la grosseur des granulats employés.

Comme on avait dit précédemment, les poteaux reposent sur un massif en béton armé, cela nous incite à utiliser un béton contrôlé dosé à 350 kg/m^3 de ciment. Le dosage qui est le poids, exprimé en kilogramme, de ciment utilisé pour 1 m^3 de béton mis en œuvre (pour le béton armé, le dosage est généralement compris entre 300 et 400 kg)

La résistance caractéristique à 28 jours d'âge f_{c28} du béton utilisé est de :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} = 2,5 \text{ daN/mm}^2$$

La contrainte admissible de compression $\bar{\sigma}_b$ du béton est : $\bar{\sigma}_b = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

γ_b : coefficient de sécurité, dans les situations normales, elle a pour valeur $\gamma_b = 1,5$

$$\text{D'où } \bar{\sigma}_b = 0,85 \frac{2,5}{1,5} = 14,17 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 14,17 \text{ MPa} = 1,417 \text{ daN/mm}^2$$

b) Pour le mur édifié sous le bardage, on utilisera des briques creuses de terre cuite dont les trous sont placés horizontalement parallèle au plan de pose (trous dirigés suivant l'axe longitudinal de la pièce). Ces briques sont bourdées au mortier de ciment et dont les joints verticaux sont décalés d'assise en assise ce qui permet d'obtenir une cohésion du mur et une meilleure répartition et transmission des charges.

1.4- Règlements utilisés

Les règlements utilisés dans l'étude de cette structure sont:

- Règles neige et vent (**RNVA2013**) **D.T.R-C2.47.**
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation **D.T.R-B.C-22.**
- Règles parasismique algériennes (**RPA99 version 2003**) **D.T.R-B.C-2.48.**
- Règles de conception et de calcul des structures en acier (**CCM97**)- **D.T.R-B.C-2.44.**
- Règles de calcul des fondations superficielles **D.T.R-B.C-2.33.**

Chapitre 2: Calcul des surcharges climatiques de neige et de vent (selon les Règles RNV99 version 2013)

2.1- Action de la neige sur la toiture de la halle métallique

La toiture d'une construction est soumise à l'accumulation de la neige. Selon les Règles Algériennes **RNV99** qui sont applicables sur l'ensemble des constructions situées à une altitude inférieure à **200m**, la valeur représentative de la charge statique de neige dépend de la localisation du lieu d'implantation de l'ouvrage sur la carte des zones de neige, de l'altitude de ce site par rapport au niveau moyen de la mer et aussi de la forme de la toiture de l'ouvrage.

La charge caractéristique de neige (S) s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k [\text{kN/m}^2] \dots\dots\dots (2.1)$$

avec

S : charge caractéristique de neige par unité de surface (en KN/m^2)

S_k : charge de neige sur le sol en $[\text{kN/m}^2]$

μ : coefficient d'ajustement des charges ou coefficient de forme

Remarque :

Il n'est pas nécessaire de calculer les charges de neige suspendues en débord des toitures, car cette charge doit être prise en compte seulement pour les constructions situées à plus de **1000m** d'altitude, ce qui n'est pas le cas dans notre étude.

2.1.1- Charge de neige S_k sur le sol

La valeur de S_k varie suivant la localisation géographique et suivant l'altitude du lieu considéré.

a) Influence de la localisation géographique

La halle métallique est construite à Bordj Bou Arréridj, qui fait partie de la **zone B** selon les zones de neige définies par la RNV 99/2013, d'où on a la formule suivante :

Pour la **zone B** :

$$S_k = \frac{0,04 \cdot H + 10}{100} \dots\dots\dots (2.2)$$

H : altitude par rapport au niveau de la mer du site considéré (en m).

b) Influence de l'altitude

Le site se trouve à une altitude de 928 m au dessus de la mer.

$$H = 928 \text{ m} \Rightarrow S_k = \frac{0,04 \cdot 928 + 10}{100} \Rightarrow S_k = 0,4712 \text{ KN/m}^2 = 47,12 \text{ daN/m}^2$$

2.1.2- Valeur du coefficient de forme de la toiture (μ)

Elle est en fonction de la forme de la toiture. On a une toiture en pente de 10% (c'est-à-dire: $\alpha = 5,71^\circ$) à deux versants, sans obstacle de retenue ; (μ) s'obtient du Tableau des coefficients de forme pour une toiture à 2 versants avec une valeur unique de α

$$0^\circ < \alpha = 5,71^\circ < 30^\circ ; \text{ on a : } \mu = 0,8$$

d'où la charge caractéristique de neige S est comme suit:

$$S = 0,8 \times 47,12 \Rightarrow S = 37,7 \text{ daN/m}^2.$$

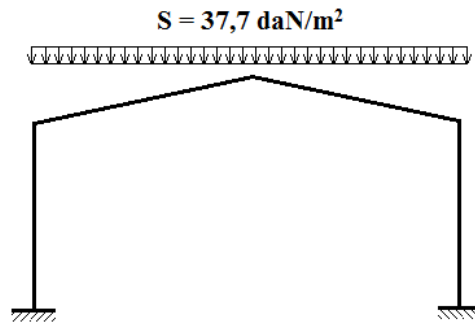


Figure 2.1: Surcharge de Neige sur la toiture

2.2- Action du vent sur la halle métallique

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être effectuée pour déterminer l'action du vent dans toutes les directions possibles dont le calcul est mené conformément au règlement Algérien de Neige et Vent RNV99/2013. La pression du vent dépend d'un certain nombre de facteurs, en particulier:

- la région,
- le site d'implantation,
- la hauteur de la construction,
- la forme géométrique de la construction,
- la rigidité de la construction et
- les ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la construction.

Il s'agit, donc, de calculer la pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j . Les règles RNV99 sont applicables car notre structure a une hauteur totale $H=10\text{m} < 200\text{m}$.

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la structure. Pour notre cas, on a une halle métallique de forme rectangulaire donc on considèrera les deux directions du vent qui sont :

- La direction du vent perpendiculaire au long-pan (**sens V_1**)
- La direction du vent perpendiculaire au pignon (**sens V_2**)

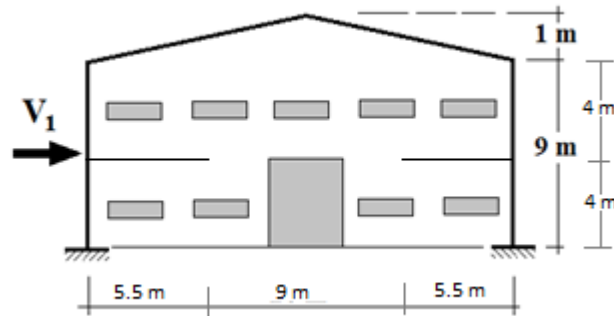


Figure 2.2: Vent perpendiculaire au long-pan

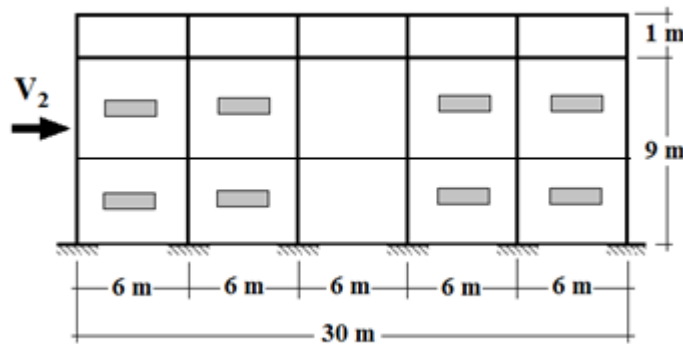


Figure 2.3: Vent perpendiculaire au pignon

La pression (q_j) due au vent sur la surface de l'élément j est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d * W(z_j) \text{ en [N/m}^2\text{]} \dots\dots\dots (2.3)$$

C_d : coefficient dynamique de la construction

$W(z_j)$: pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur z_j de l'élément, elle est donnée par :

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) * [C_{pe} - C_{pi}] \text{ en [N/m}^2\text{]} \dots\dots\dots(2.4)$$

où q_{dyn} : pression dynamique du vent calculée à la hauteur z_j

C_{pe} : coefficient de pression extérieure

C_{pi} : coefficient de pression intérieure.

2.2.1- Détermination du coefficient dynamique C_d

Le coefficient dynamique C_d dépend du type de matériau de la construction ainsi que sa hauteur totale. Pour un bâtiment métallique de hauteur inférieure à 15m. On prend :

$$C_d = 1 \quad (\text{chap.3§3.2 - RNV/2013})$$

2.2.2- Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn}

La pression dynamique q_{dyn} à la hauteur de référence z_e est donnée par (§2.3.1- RNV/2013) :

$$q_{dyn}(z_e) = q_{réf} * C_e(z_e) \text{ en } [N/m^2] \quad \dots\dots\dots(2.5)$$

où $q_{réf}$: pression dynamique de référence (en N/m^2),

$C_e(z_e)$: coefficient d'exposition au vent,

La valeur de la pression dynamique de référence $q_{réf}$ est en fonction de la zone de vent du lieu d'implantation. Bordj Bou Arreridj fait partie de la **zone II**

$$\Rightarrow q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2 \quad (\text{Tableau 2.2, RNV99/2013})$$

2.2.2.1- Hauteur de référence z_e

- Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, la hauteur de référence z_e est déterminée selon la figure 2.1 de RNV99/ 2013. Dans notre cas, la hauteur des parois verticales (h) est inférieure à la longueur ou la largeur (b) de la halle métallique étudiée, c'est à dire ($h < b$), alors, la structure doit être considérée comme un tout et il n'est plus nécessaire de la subdiviser en éléments de surface j horizontaux $\Rightarrow z_e = h = 9m$;
- Pour les murs sous le vent et parallèles au vent, z_e est prise égale à la hauteur (h) de la halle métallique.
- Pour la toiture, z_e est prise égale à la hauteur maximale de la halle métallique, $z_e = h = 10m$.

2.2.2.2- Coefficient d'exposition au vent C_e

Le coefficient d'exposition C_e tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

$C_e(z)$ est donné par l'expression ci-contre :

$$C_e(z) = C_t^2(z) * C_r^2(z) * [1 + 7I_v(z)] \quad \dots\dots\dots(2.6)$$

où:

C_t est le coefficient de topographie,

C_r est le coefficient de rugosité,

I_v est l'intensité de la turbulence,

z (en m) est la hauteur considérée.

a) Coefficient de topographie C_t

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

Notre halle métallique est sise sur un site plat:

$$(\emptyset < 0,05) \Rightarrow C_t(z) = 1 \text{ [Fomule 2.4-RNV99/2013]}$$

b) Facteur de terrain K_T

La halle métallique est située dans une zone industrielle de **catégorie III** d'où les valeurs suivantes :

Tableau 2-1 : Facteur de terrain

| Catégorie de terrain | K_T | z_0 (m) | z_{min} (m) | ε |
|----------------------|-------|-----------|---------------|---------------|
| III | 0,215 | 0,3 | 5 | 0,61 |

z_0 : paramètre de rugosité,

z_{min} : hauteur minimale,

ε : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d .

c) Coefficient de rugosité C_r :

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 népérienne(chap.2 §2.4.4-RNV/2013):

● **Pour les parois verticales :**

$$z = 9 \text{ m} \Rightarrow z_{min} = 5 \text{ m} \leq z = 9 \text{ m} \leq 200 \text{ m}$$

$$\text{Donc } C_r(z) = K_T * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \dots\dots\dots(2.7)$$

$$\Rightarrow C_r(9\text{m}) = 0,215 * \ln\left(\frac{9}{0,3}\right) = 0,73$$

● **Pour la toiture :**

$$z = 10 \text{ m} \Rightarrow z_{min} = 5 \text{ m} \leq z = 10 \text{ m} \leq 200 \text{ m} \text{ Donc } C_r(z) = K_T * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

$$\Rightarrow C_r(10m) = 0,215 * \ln\left(\frac{10}{0,3}\right) = 0,75$$

d) Intensité de turbulence I_v :

Elle est donnée par la formule suivante (§2.4.6 -RNV99/2013):

Pour $Z > Z_{\min} = 5m \rightarrow I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \ln(\frac{z}{z_0})} \dots\dots\dots (2.8)$

- **Pour les parois verticales** ($z = 9 m$)

$$I_v(9m) = \frac{1}{1 * \ln(\frac{9}{0,3})} = \mathbf{0,294}$$

- **Pour la toiture** ($z = 10 m$)

$$I_v(10m) = \frac{1}{1 * \ln(\frac{10}{0,3})} = \mathbf{0,285}$$

❖ **Valeurs du coefficient d'exposition au vent C_e**

Tableau 2.2. Valeurs du coefficient d'exposition au vent C_e

| Coefficients | C_t | C_r | I_v | $C_e(z)$ |
|-------------------|-------|-------|-------|----------|
| Parois verticales | 1 | 0,73 | 0,294 | 1,63 |
| Toiture | 1 | 0,75 | 0,285 | 1,68 |

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) (1 + 7I_v)$$

❖ **Valeurs de la pression dynamique du vent q_{dyn}**

Finalement, les valeurs de la pression dynamique q_{dyn} sont résumées dans le Tableau suivant:

Tableau 2.3. Valeurs de la pression dynamique

| | $Z_e(m)$ | C_t | C_r | I_v | C_e | $q_{réf} (N/m^2)$ | $q_{dyn} (N/m^2)$ |
|-------------------|----------|-------|-------|-------|-------|-------------------|-------------------|
| Parois verticales | 9 | 1 | 0,73 | 0,294 | 1,63 | 435 | 709,05 |
| Toiture | 10 | 1 | 0,75 | 0,285 | 1,68 | 435 | 730,80 |

2.2.3-Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} et intérieure C_{pi}

2.2.3.1-Coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Comme notre construction est à base rectangulaire, le coefficient de pression extérieure C_{pe} dépend alors de la valeur de la surface chargée S (en m^2) de la paroi considérée, tel que :

$$C_{pe} = C_{pe1} \quad \text{si} \quad S \leq 1m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(S) \quad \text{si } 1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe10} \quad \text{si } S \geq 10\text{m}^2 \dots\dots\dots(2.9)$$

❖ **Vent perpendiculaire au long-pan (sensV1) :**

a)- Parois verticales:

$b = 30\text{m}$; $d = 20\text{m}$; $h = 9\text{m}$; $e = \min(b, 2xh) = \min(30, 2x9) = 18\text{m}$

où **b** désigne la dimension du coté perpendiculaire au vent (en m)

d : dimension du coté parallèle au vent (en m)

e : excentricité (en m).

On a : **d = 20m > e = 18m**

On divise donc, les parois verticales selon la légende du §5.1.2- chap.5-RNV99/2013) comme suit:

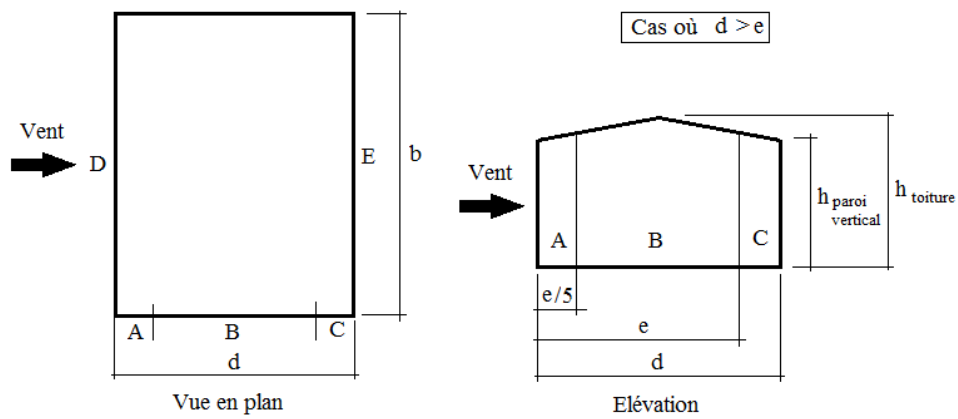


Figure 2.4. Légende pour les parois verticales

Par conséquent, les coefficients de pression extérieure C_{pe} pour chaque zone sont donnés au tableau suivant :

Tableau 2.4: Valeurs de surface et de C_{pe} pour chaque zone des parois verticales (sens V_1)

| Zone | A | B | C | D | E |
|---------------------------|------|-------|------|------|------|
| Surface (m ²) | 32,4 | 129,6 | 18 | 270 | 270 |
| C_{pe} | -1 | -0,8 | -0,5 | +0,8 | -0,3 |

La figure suivante illustre la répartition des C_{pe} pour les parois verticales :

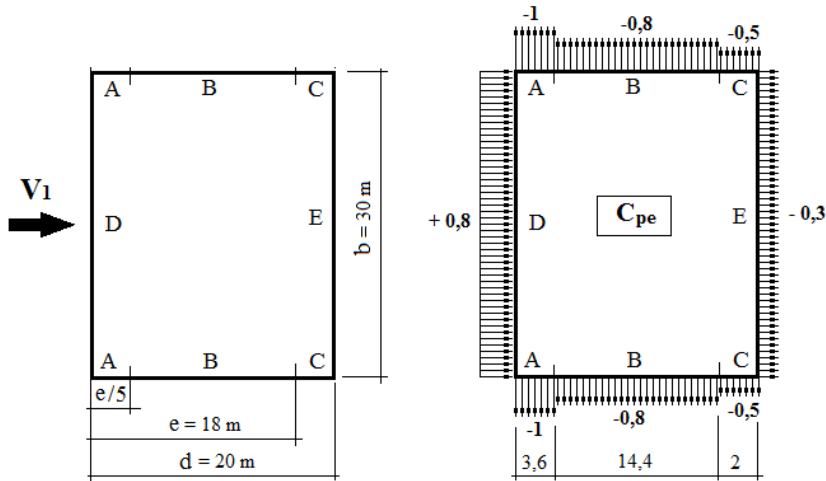


Figure 2.5. Répartition des C_{pe} pour les parois verticales (sens V_1)

b)- Toiture:

La direction du vent V_1 est perpendiculaire aux génératrices de la toiture d'où l'angle $\theta = 0^\circ$

On a : $\theta = 0^\circ$; $\alpha = 5,71^\circ$; $b = 30\text{m}$; $d = 20$; $h = 10\text{m}$

$e = \min(b ; 2h) = \min(30 ; 2 \times 10) = 20\text{m}$

Dans ce cas, on a cinq zones F, G, H, J et I qui sont présentées à la figure suivante :

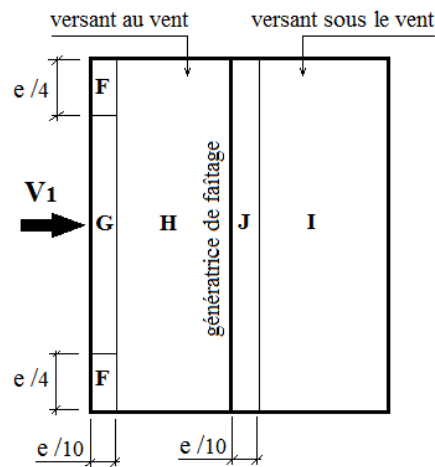


Figure 2.6. Zones de pression pour la toiture (sens V_1)

Les surfaces des zones F, G, H, J et I sont données par le tableau suivant :

Tableau 2.5: Valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture (**sens V1**)

| Zone | F | | G | | H | | J | | I | |
|-----------------------------|------|-----|------|--------------------|------------------------------|----|------|----|------------------------------|----|
| Dimension Géométrique (m) | e/10 | e/4 | e/10 | $b - \frac{2e}{4}$ | $\frac{d}{2} - \frac{e}{10}$ | b | e/10 | b | $\frac{d}{2} - \frac{e}{10}$ | b |
| (m) | 2 | 5 | 2 | 20 | 8 | 30 | 2 | 30 | 8 | 30 |
| Surface (m ²) | 10 | | 40 | | 240 | | 60 | | 240 | |

La surface de chaque zone est $\geq 10\text{m}^2$, donc : $C_{pe} = C_{pe10}$ (Voir §5.1.1.2 - RNV99/2013).

- Pour des valeurs de α situées entre 5° et 15° les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de $C_{pe}(5^\circ)$ et $C_{pe}(15^\circ)$ en appliquant la relation suivante:

$$C_{pe}(\alpha) = C_{pe}(5^\circ) + \left[\frac{\alpha - 5^\circ}{15^\circ - 5^\circ} (C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ)) \right] \dots\dots\dots (2.10)$$

- Par simplification, on adopte les valeurs de C_{pe} pour l'angle (5°) qui est plus proche à la pente de notre toiture ($\alpha = 5,71^\circ$).

Tableau 2.6 : Valeurs de C_{pe} pour chaque zone de la toiture (sens V1)

| Zone | F | G | H | I | J |
|----------|------|------|------|------|------|
| C_{pe} | -1,7 | -1,2 | -0,6 | -0,6 | -0,6 |

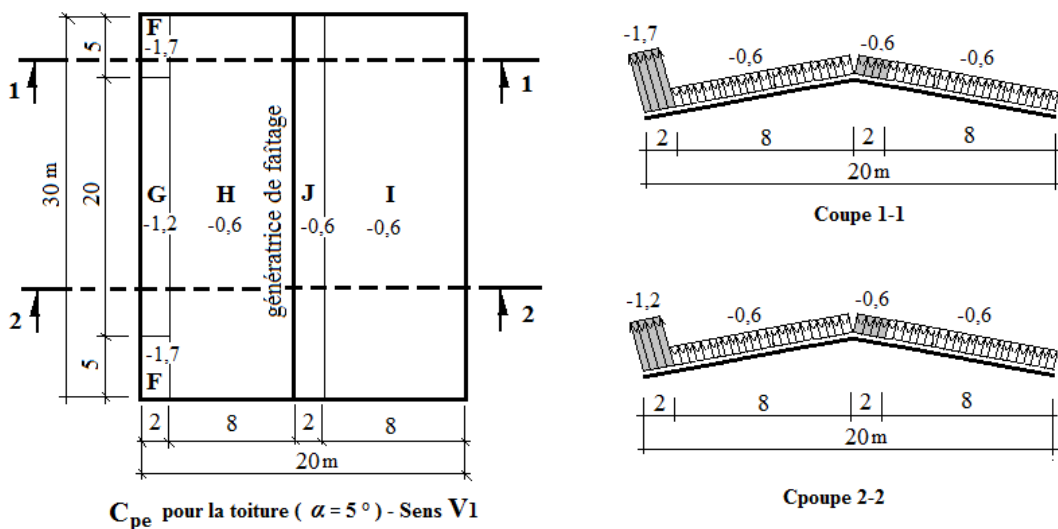


Figure 2.7. Valeurs de C_{pe} pour chaque zone de la toiture (sens V1)

❖ **Vent perpendiculaire au pignon (Sens V₂) :**

a)- Parois verticales:

Pour la direction V₂ du vent, on a :

$$b = 20\text{ m} ; d = 30\text{ m} ; h = 10\text{ m} ; e = \min(b, 2h) = \min(20, 2 \times 10) = 20\text{ m}.$$

On voit bien que $d > e$, donc les parois verticales parallèles au vent V₂ seront subdivisées en trois zones A, B et C comme l'indique la figure 2.4 précédente.

Les surfaces des zones A, B, C, D, et E et les valeurs de C_{pe} correspondant à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Tableau 2.7: Valeurs des surfaces et C_{pe} des zones de vent pour les parois verticales (sens V₂)

| Zone | A | | B | | C | | D | | E | |
|-------------------------------------|-----|----|-------|----|------|----|------|----|------|----|
| Dimension Géométrique (m) | e/5 | h | e-e/5 | H | d-e | h | B | h | b | H |
| | 4 | 10 | 16 | 10 | 10 | 10 | 20 | 10 | 20 | 10 |
| Surface (m ²) | 40 | | 160 | | 100 | | 200 | | 200 | |
| C _{pe} = C _{pe10} | -1 | | -0,8 | | -0,5 | | +0,8 | | -0,3 | |

la figure 2.8 : illustre la répartition des C_{pe} pour les parois verticales :

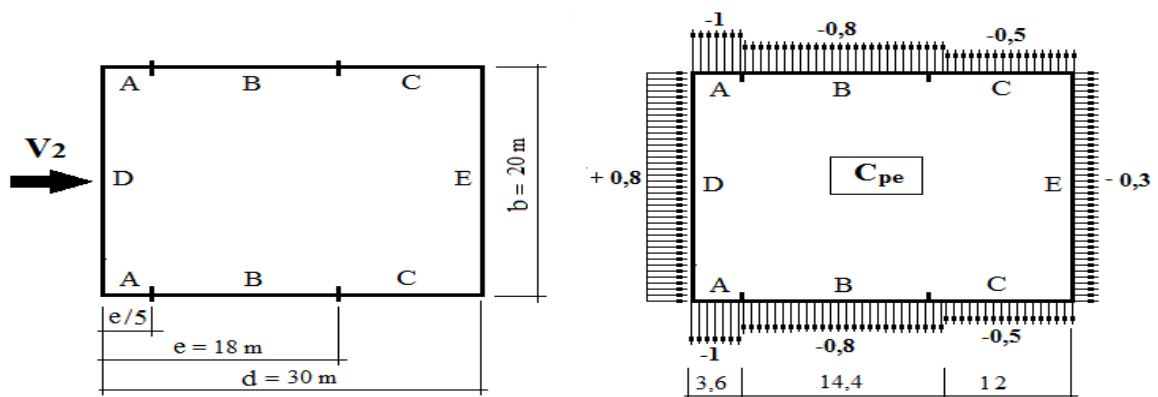


Figure 2.8 : Zones de pression et répartition des C_{pe} pour les parois verticales (sens V₂)

b)- Toiture:

La direction du vent est parallèle aux génératrices de la toiture donc $\theta = 90^\circ$

On a : $\alpha = 5,71^\circ$; $b = 20\text{m}$; $d = 30\text{m}$; $h = 10\text{m}$

$e = \min (b ; 2h) = \min (20 ; 2 \times 10) = 20\text{m}$

Selon le paragraphe (§5.1.8.1-RNV99/2013), on a quatre zones F, G, H et I qui sont présentées à la figure 2.9 suivante :

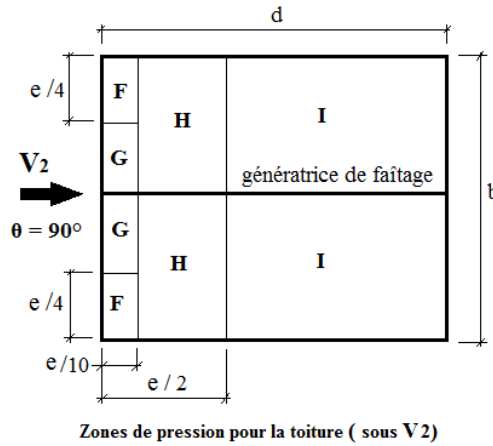


Figure 2.9 : Zones de pression pour la toiture (sens V2)

Les surfaces des zones F, G, H et I sont données par le tableau suivant :

Tableau 2.8: Valeurs des surfaces des zones de vent pour la toiture (sens V2)

| Zone | F | | G | | H | | I | |
|---------------------------|------|-----|------|-----------|------------|-----|--------|-----|
| Dimension | e/10 | e/4 | e/10 | b/2 - e/4 | e/2 - e/10 | b/2 | d- e/2 | b/2 |
| Géométrique (m) | 2 | 5 | 2 | 5 | 8 | 10 | 20 | 10 |
| Surface (m ²) | 10 | | 10 | | 80 | | 200 | |

N.B.: Pour toutes les zones, la surface de chacune est $\geq 10\text{m}^2$, donc : $C_{pe} = C_{pe10}$

- Pour des valeurs de α situées entre 5° et 15° les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de $C_{pe}(5^\circ)$ et $C_{pe}(15^\circ)$.
- Par simplification, on adopte les valeurs de C_{pe} pour l'angle (5°) qui est plus proche à la pente de notre toiture ($\alpha = 5,71^\circ$).

Le tableau suivant donne les valeurs de C_{pe} de chaque zone :

$$C_{pi} \left(\mu_p; \frac{h}{d} \right) = C_{pi}(\mu_p; 0,25) + \left[\frac{\frac{h}{d} - 0,25}{1 - 0,25} (C_{pi}(\mu_p; 1) - C_{pi}(\mu_p; 0,25)) \right]$$

$$C_{pi}(0,895; 0,45) = -0,3 + \left[\frac{0,45 - 0,25}{1 - 0,25} (-0,43 + 0,3) \right] = -0,33$$

$$C_{pi} = -0,33$$

❖ **Vent perpendiculaire au pignon (sens V2) :**

- La somme des surfaces de toutes les ouvertures = 18 fenêtres et 2 portes = 51,44 m²
- La somme des ouvertures où $C_{pe} \leq 0$ = 14 fenêtres et 1 porte = 31,12 m²

$$\Rightarrow \mu_p = \frac{31,12}{51,44} = 0,605$$

D'autre part, on a : $0,25 < h/d = 9/30 = 0,30 < 1$

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} doit être calculé par une interpolation linéaire :

$$C_{pi} \left(\mu_p; \frac{h}{d} \right) = C_{pi}(\mu_p; 0,25) + \left[\frac{\frac{h}{d} - 0,25}{1 - 0,25} (C_{pi}(\mu_p; 1) - C_{pi}(\mu_p; 0,25)) \right]$$

$$C_{pi}(0,605; 0,30) = 0,02 + \left[\frac{0,30 - 0,25}{1 - 0,25} (-0,05 - 0,02) \right] = +0,015$$

$$C_{pi} = +0,015$$

2.2.4- Calcul des pressions q_j dues au vent :

La pression (q_j) due au vent sur la surface de l'élément j est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d * W(z_j) \text{ en [N/m}^2\text{]}$$

$W(z_j)$: pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur z_j de l'élément:

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

$$\text{donc : } q = C_d * q_{dyn}(z_j) * [C_{pe} - C_{pi}]$$

où

C_d : coefficient dynamique de la construction

q_{dyn} : pression dynamique du vent calculée à la hauteur z_j

C_{pe} : coefficient de pression extérieure

C_{pi} : coefficient de pression intérieure.

❖ **Vent perpendiculaire au long-pan (Sens V1) :**

a) **Parois verticales :**

Le tableau 2.9 donne les valeurs de pression W sur les parois verticales pour le sens V1:

Tableau 2.10: Valeurs pression sur les parois verticales pour le Sens V1

| Zone | C_d | q_{dyn} (N/m ²) | C_{pe} | C_{pi} | W (N/m ²) |
|------|-------|--------------------------------|----------|----------|--------------------------|
| A | 1 | 709,05 | -1 | -0,33 | - 475,06 |
| B | | | -0,8 | | - 333,25 |
| C | | | -0,5 | | - 120,54 |
| D | | | +0,8 | | + 801,23 |
| E | | | -0,8 | | - 333,25 |

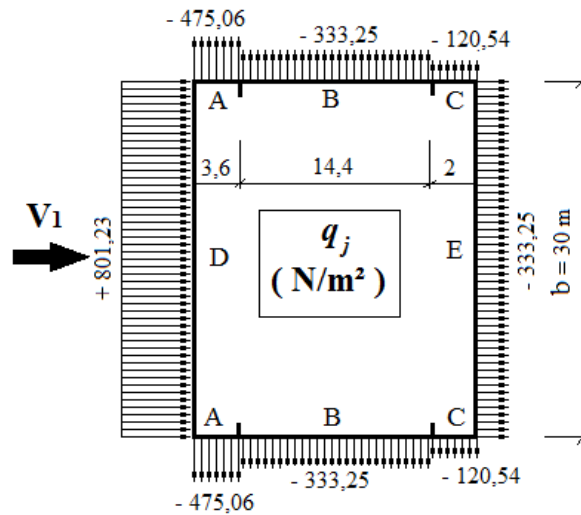


Figure 2.11. Répartition des pressions sur les parois verticales pour le Sens V1

b) **Toitures :**

Le tableau 2.10 donne les valeurs de pression W sur la toiture pour le sens V1

Tableau 2.10: Valeurs de pression sur les parois verticales pour le Sens V1

| Zone | C_d | q_{dyn} (N/m ²) | C_{pe} | C_{pi} | W (N/m ²) |
|------|-------|--------------------------------|----------|----------|--------------------------|
| F | 1 | 730,8 | - 1,7 | -0,33 | - 1001,20 |
| G | | | - 1,2 | | - 635,80 |
| H | | | - 0,6 | | - 197,32 |
| I | | | - 0,6 | | - 197,32 |
| J | | | - 0,6 | | - 197,32 |

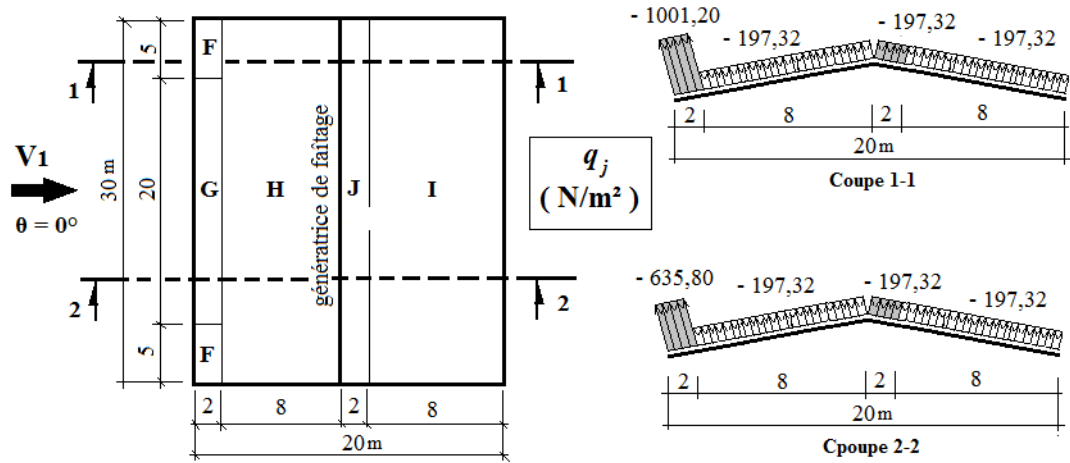


Figure 2.12. Répartition des pressions sur la toiture pour le Sens V1

❖ **Vent perpendiculaire au pignon (sens V₂) :**

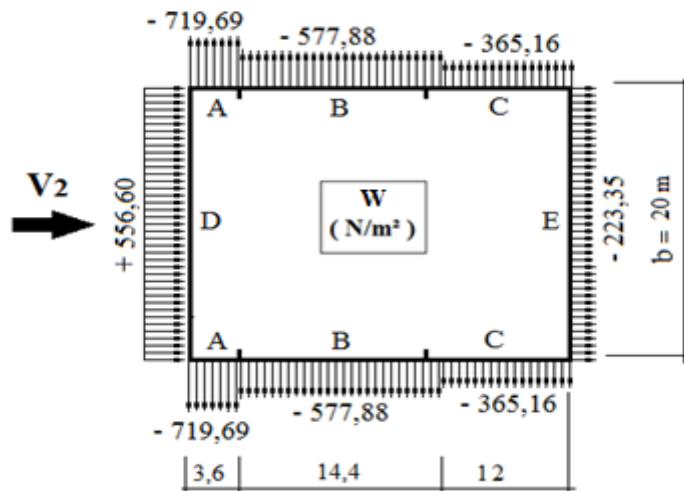
a)-Parois verticales :

Le tableau 2.11 donne les valeurs de pression **W** sur les parois verticales pour le sens V2:

Tableau 2.11: Valeurs pression sur les parois verticales pour le Sens V2

| Zone | C _d | q _{dyn} (N/m ²) | C _{pe} | C _{pi} | W (N/m ²) |
|------|----------------|--------------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------------|
| A | 1 | 709,05 | -1 | + 0,015 | - 719,69 |
| B | | | -0,8 | | - 577,88 |
| C | | | -0,5 | | - 365,16 |
| D | | | +0,8 | | + 556,60 |
| E | | | -0,3 | | - 223,35 |

Figure 2.13. Répartition des pressions sur les parois verticales pour le Sens V2



b)- Toiture :

Le tableau 2.12 donne les valeurs de pression W sur la toiture pour le sens V_2

Tableau 2.12: Valeurs de pression sur les parois verticales pour le Sens V_2

| Zone | C_d | q_{dyn} (N/m^2) | C_{pe} | C_{pi} | W (N/m^2) |
|------|-------|-----------------------|----------|----------|-----------------|
| F | 1 | 730,8 | - 1,6 | + 0,015 | - 1180,24 |
| G | | | - 1,3 | | - 961,00 |
| H | | | - 0,7 | | - 522,52 |
| I | | | - 0,6 | | - 449,44 |

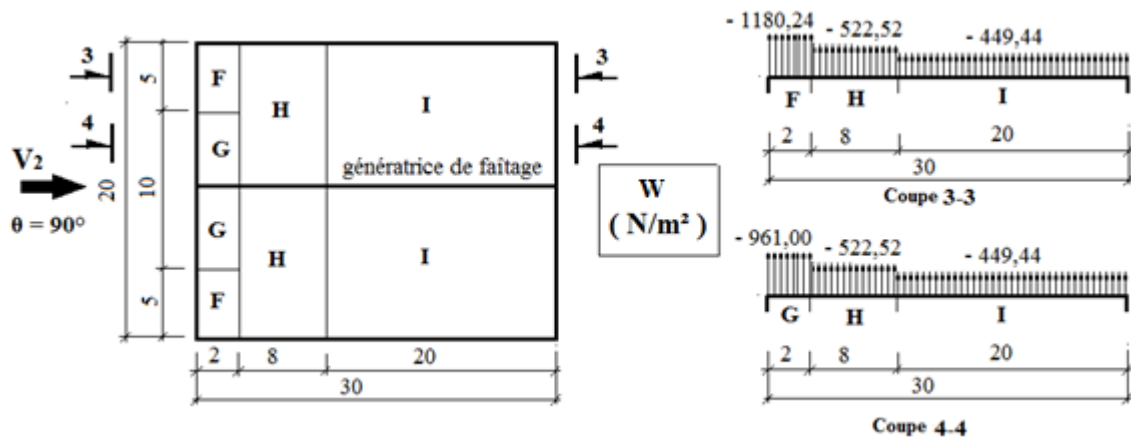


Figure 2.14. Répartition des pressions sur la toiture pour le Sens V_2

2.2.5- Calcul des forces de frottement

Selon RNV99/ 2013 (Chap.2-§ 2.6.3), les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

❖ **Vent perpendiculaire au Long-pan (sens V_1) :**

- Calcul de toutes les surfaces parallèles au vent :

Les surfaces des deux pignons : $= 2 \left[(9 \times 20) + \left(\frac{1 \times 20}{2} \right) \right] = 380m^2$

La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$= 2 \times \left(\frac{10}{\cos 5,71^\circ} \right) \times 30 = 603m^2$$

\Rightarrow Total des surfaces parallèle au vent $= 380m^2 + 603m^2 = 983m^2$

• Calcul des surfaces perpendiculaire au vent (et sous le vent) :

Les surfaces des deux long-pans : $= 2 \times (9 \times 30) = 540m^2$

• Vérification de la condition du § 2.6.3-RNV99/2013 :

Total des surfaces parallèles au vent $\leq 4 \times$ Total des surfaces perpendiculaire au vent:

$$983m^2 < 4 \times 540m^2 = 2160m^2, C'est vérifiée.$$

\Rightarrow On peut, donc, négliger l'effet de frottement pour le cas du vent perpendiculaire au long-pan.

❖ **Vent perpendiculaire au Pignon (sens V_2) :**

• Calcul de toutes les surfaces parallèles au vent :

Les surfaces des deux long-pans : $2 \times 9 \times 30 = 540m^2$

La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$= 2 \times \left(\frac{10}{\cos 5,71^\circ} \right) \times 30 = 603m^2$$

\Rightarrow Total des surfaces parallèles au vent $= 540m^2 + 603m^2 = 1143m^2$

• Calcul des surfaces perpendiculaire au vent (et sous le vent) :

Les surfaces des deux pignons : $= 2 \left[(9 \times 20) + \left(\frac{1 \times 20}{2} \right) \right] = 380m^2$

• Vérification de la condition du § 2.6.3-RNV99/2013 :

Total des surfaces parallèles au vent $\leq 4 \times$ Total des surfaces perpendiculaire au vent:

$$1143m^2 < 4 \times 380m^2 = 1520m^2, C'est vérifiée.$$

\Rightarrow On peut, donc, négliger l'effet de frottement pour le cas du vent perpendiculaire au pignon.

- Analyse des résultats :

Après avoir calculé les surcharges climatiques de vent en respectant *la RNV 99/2013*, nous allons récapituler ici les surcharges de vent qu'on prendra en compte dans le prochain calcul.

❖ **Vent perpendiculaire au Long-pan (sens V_1) :**

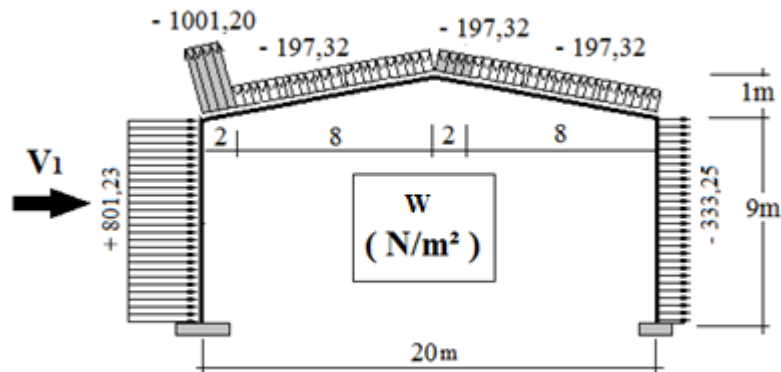


Figure 2.15. Surcharges de vent pour (sens V_1)

❖ **Vent perpendiculaire au Pignon (sens V_2) :**

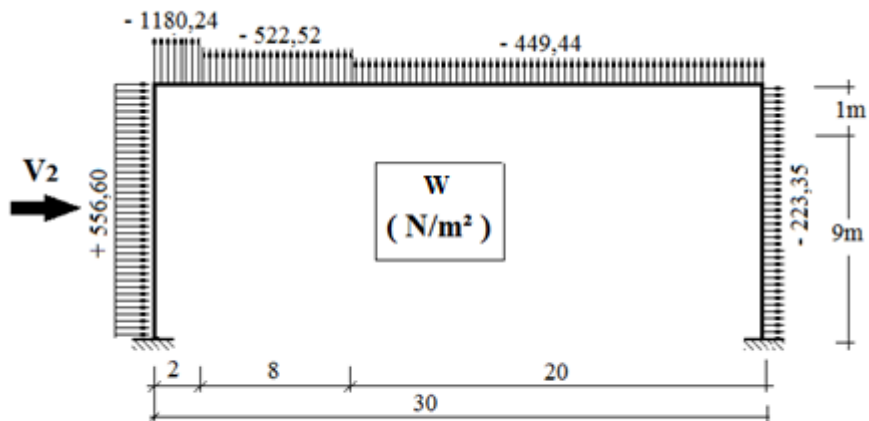


Figure 2.16. Surcharges de vent pour (sens V_2)

Chapitre3 : Calcul des éléments secondaire

3.1-Calcul des pannes

3.1.1- Définition

Les pannes de couverture sont des poutrelles

laminées généralement en «I, ou en U». Elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, aux actions climatiques et à la surcharge d'entretien. Elles sont disposées parallèlement au faitage.

3.1.2- Détermination des charges et surcharges :

a- Les charges permanentes : (selon le DTR .b1.c.2.2)

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs TL75).....14.2 daN/m²
- Poids propre d'accessoires d'attache.4 daN/m²
- Poids propre des pannes est estimés à.....12 daN/m²

$$G = [(P_{\text{accessoire}} + P_{\text{couverture}}) \times e] + PP_{\text{panne}}$$

e : espacement entre les pannes est : e = 2.01m

$$G = [(14.2 + 4) \times 2.01] + 12 = 42.15 \text{ daN/m}^2$$

b- Surcharge d'entretien P_{eq} :

Dans le cas des toitures inaccessible on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

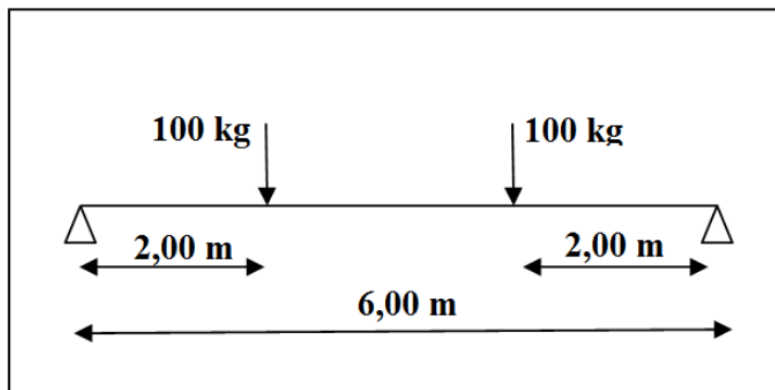


Figure3.1 Schéma statique sous charge d'entretien

$$M_{\text{max}} = 100 \times 2 = 200 \text{ daN.m}$$

La charge uniformément répartie (P_{eq}) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max dues à P_{eq} aux charges ponctuelles P .

$$M_{max} = \frac{PL}{3} = \frac{PeqL^2}{8}$$

$$Peq = \frac{8}{3} \times \frac{P}{L} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{3} \leftrightarrow Peq = 44.44 \text{ daN/ml}$$

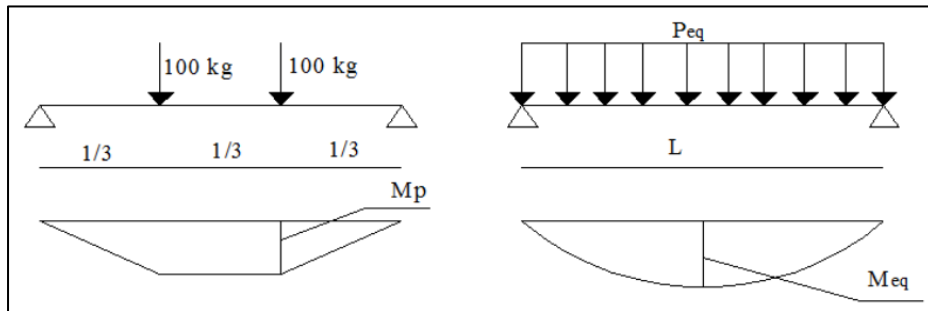


Figure 3.2 Moment due à la charge d'entretien

c- Surcharge climatique du vent V (perpendiculaire au versant) :

les pannes intermédiaire se trouvent dans les zones H et I

$$V = -851,38 \text{ N/m}^2 = -85,138 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Donc } V = -85,138 \times 2,01 = -171,1 \text{ daN/ml}$$

d- Surcharge climatique de la neige :

$$N = 377 \text{ N/m}^2 = 37,7 \text{ daN/m}^2$$

$$N = 37,7 \times 2,01 = 75,7 \text{ daN/ml}$$

3.1.3- Combinaisons de charge les plus défavorables

- **Les charges et surcharges appliquée :**

$$G = 42,15 \text{ daN/ml}$$

$$Peq = 44,44 \text{ daN/ml}$$

$$V = -171,1 \text{ daN/ml}$$

$$N = 75,7 \text{ daN/ml}$$

3.1.3.1-Pré dimensionnement :

- ❖ **ELS**

Action vers le bas ↓ :

$$Qsd_1 = G + Peq = 42,15 + 44,44 = 86,59 \text{ daN/ml}$$

$$Qsd_2 = G + N = 42,15 + 75,7 = 117,85 \text{ daN/ml}$$

Action vers le haut ↑ :

$$Q_{sd3} = G \cos \alpha - V = 42,15 \cos \cos(5,71) - 171,1 = -129,15 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd} \text{ Max}(Q_{sd1}, Q_{sd2}, Q_{sd3})$$

$$Q_{sd} = 129,15 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \cos \cos(\alpha) = 129,15 \cos \cos(5,71) = 128,5 \text{ daN/ml}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

L = 6 m : longueur du Panne

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \times (l)^4}{E \times I_y}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384 \times 3} \times \frac{Q_{zsd} \times (l)^4}{E} = \frac{5}{384 \times 3} \times \frac{128,5 \times (600)^4 \times 10^{-2}}{2,1 \times 10^6} = 344,19 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit **IPE140**

Ces caractéristiques sont :

$$I_y = 541,2 \text{ cm}^4 W_{ply} = 88,3 \text{ cm}^3$$

$$I_z = 44,9 \text{ cm}^4 W_{plz} = 19,2 \text{ cm}^3$$

$$A = 16,4 \text{ cm}^2 W_{ely} = 77,3 \text{ cm}^3$$

$$H = 14 \text{ cm} W_{elz} = 12,3 \text{ cm}^3$$

$$G = 12,9 \text{ kg/m}$$

Donc le poids propre réel G :

$$G = [(P_{\text{accessoire}} + P_{\text{couverture}}) \times e] + PP_{\text{panne}}$$

e : espacement entre les pannes est : e = 2.01m

$$G = [(11 + 4) \times 2.01] + 12,9 = 43,05 \text{ daN/m}^2$$

Action vers le bas ↓ :

$$Q_{sd1} = 1,35G + 1,5P_{eq} = 1,35 \times 43,05 + 1,5 \times 44,44 = 124,77 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd2} = 1,35G + 1,5N = 1,35 \times 43,05 + 1,5 \times 75,7 = 171,66 \text{ daN/ml}$$

Action vers le haut ↑ :

$$Q_{sd1} = G \cos \alpha - 1,5V = 43,05 \cos \cos(5,71) - 1,5 \times 171,1 = -213,81 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd2} = 1,35 G \sin \alpha = 1,35 \times 43,05 \sin \sin(5,71) = 5,78 \text{ daN/ml}$$

Les combinaisons les plus défavorables à retenir par les calculs :

Resistance en section :

$$Q_{sd} = 213,81 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd_z} = Q_{sd} \cos \alpha = 5,71 = 212,75 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{sdz} \times L^2}{8} = \frac{212,75 \times 6^2}{8} = 957,37 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd_y} = Q_{sd} \sin \alpha = 213,81 \times \sin 5,71 = 21,27 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{sdy} \times L^2}{8} = \frac{21,27 \times 6^2}{8} = 95,71 \text{ daN/ml}$$

Déversement de l'élément : la semelle inférieure comprimée non retenue latéralement

$$Q_{zsd} : 213,6 \text{ daN/ml} \leftrightarrow M_{y.sd} = \frac{Q_{zsd} \times L^2}{8} = \frac{213,81 \times 6^2}{8} = 962,14 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} : 5,78 \text{ daN/ml} \leftrightarrow M_{z.sd} = \frac{Q_{ysd} \times L^2}{8} = \frac{5,78 \times 6^2}{8} = 26,01 \text{ daN/ml}$$

3.1.4- Vérification à la sécurité :

3.1.4.1- Vérification à l'état limite ultime :

3.1.4.1.1- Vérification à la flexion :

Calcul en plasticité (section de classe 1 et 2) :

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \right)^\beta \leq 1,0$$

Où α et β sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

- Section **I** et **H** : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$

$$\text{Avec } n = N_{sd}/N_{pl.rd} = 0 \rightarrow \beta = 1$$

Classe de section

$$\text{Classe de la semelle : } \frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

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

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{73/2}{6,9} = 5,28 \leq 10 \rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \rightarrow \frac{112,2}{4,7} = 23,8 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

La section est de class 1

Caractéristique géométrique de l'IPE140

$$W_{el.y} = 77,3 \text{ cm}^3$$

$$W_{el.z} = 12,3 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl.y} = 88,3 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl.z} = 19,2 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88,3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 1886,4 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19,2 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 410,18 \text{ daN.m}$$

Remarque : dans notre cas l'effort normal (Nsd=0) donc $\beta = 1$

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply.rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz.rd}}\right)^\beta \leq 1.0$$

$$\left(\frac{957,37}{1886,4}\right)^2 + \left(\frac{95,71}{410,18}\right)^1 = 0,5 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

3.1.4.1.2-Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{ysd} \leq V_{plysd} V_{plysd} = \frac{A_{vy}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{zsd} \leq V_{plzsd} V_{plzsd} = \frac{A_{vz}(f_y/l)}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{vy} = 10,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{vz} = 7,6 \text{ cm}^2$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} \times l}{2} = \frac{212,75 \times 6}{2} = 638,25$$

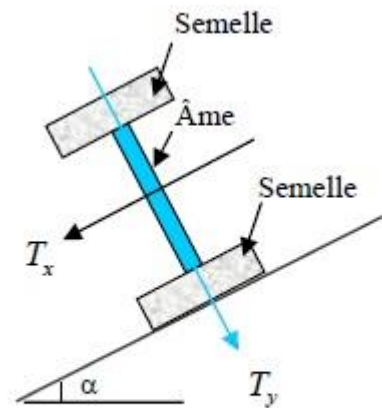
$$V_{ysd} = 0,625 Q_{ysd} \times (l) = 0,625 \times 21,27$$

$$V_{plysd} = \frac{10,6(235/\sqrt{3})}{1,1} = 1307,3$$

$$V_{plzsd} = \frac{7,6(235/\sqrt{3})}{1,1} = 9374,06 \text{ daN}$$

$$V_{ysd} = 79,76 \text{ daN} \leq V_{plysd} = 13074,3 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$V_{zsd} = 638,25 \text{ daN} \leq V_{plzsd} = 9374,06 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$



3.1.4.1.3- Vérification au déversement :

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Semelle supérieure :

la semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu quelle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.

Semelle inférieure :

la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment quelle est libre tout au long de sa portée.

Calcul de moment ultime :

$$Q_{sd1} = G \cos \alpha - 1,5 V = 43,05 \cos \cos(5,71) - 1,5 \times 171,1 = -213,81 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd2} = 1,35 G \sin \alpha = 1,35 \times 43,05 \sin \sin(5,71) = 5,78 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{zsd} : 213,6 \text{ daN/ml} \leftrightarrow M_{y.sd} = \frac{Q_{zsd} \times L^2}{8} = \frac{213,81 \times 6^2}{8} = 962,14 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} : 5,78 \text{ daN/ml} \leftrightarrow M_{z.sd} = \frac{Q_{ysd} \times L^2}{8} = \frac{5,78 \times 6^2}{8} = 26,01 \text{ daN/ml}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88,3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 1886,4 \text{ daN.m} \quad M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply.z} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$= \frac{19,2 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 410,18 \text{ daN.m}$$

$$M_{ysd} \leq M_{bRd} = x_{LT} \times \beta_w \times \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} \text{ EC3 Art 5.5.2 (7)}$$

Calcul de moment résistant au déversement

$$M_{bRd} = x_{LT} \times \beta_w \times \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$\beta_w = 1$ pour les sections de classes 1 et classes 2

x_{LT} : Coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

M_{cr} : est le moment critique au déversement

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{2 E I_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\}$$

EC3 Annexe F.1.2(7)

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$C_1 = 1,132$, $C_2 = 0,459$, $C_3 = 0,525$; **EC3 Tab F.1.2**

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple , $K_w=1$; EC3 Tab F.1.2

$L = 600$ cm

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\{Z_a = -7\text{cm} \quad \text{sous le vent. } Z_a = 7\text{cm} \quad \text{sous la charge verticale}\}$$

$$\{Z_s = 0 \quad \text{section doublement symétrique EC3 figure F. 1.1. } Z_j \\ = 0 \quad \text{section doublement symétrique EC3 Art F. 1.1}\}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -7\text{cm} \text{ sous le vent}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = 7\text{cm} \text{ sous la charge verticale}$$

$$I_w = 1988,5 \text{ cm}^6 = 1988,5 \times 10^{-12} \text{ m}^6$$

$$I_z = 44,9 \text{ cm}^4 = 44,9 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$I_t = 2,45 \text{ cm}^4 = 2,45 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa} = 2,1 \times 10^8 \text{ KN/m}$$

$$L = 6 \text{ m}$$

$$Z_g = -0,07\text{m}$$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times \pi^2 \times 2,1 \times 44,9}{(1 \times 6)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{1988,5 \times 10^{-4}}{44,9} + \frac{(1 \times 6)^2 \times 80770 \times 10^{-5} \times 2,45}{2 \times 2,1 \times 44,9} \right. \right. \\ \left. \left. + \left((0,459 \times -0,07) - 0 \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \left((0,459 \times -0,07) - 0 \right) \right\}$$

$$M_{cr} = 9,32 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 88,3 \times 10^{-3} \times 235}{9,32}} = 1,49 \geq 0,4 \text{ Donc il y a risque de diversement}$$

Profilé laminé ; $\alpha_{LT} = 0,21$;

On calcul x_{LT}

$$x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

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

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(1,49 - 0,2) + 1,49^2] = 1,74$$

$$x_{LT} = \frac{1}{1,74 + \sqrt{1,74^2 - 1,49^2}} = 0,37$$

$$M_{bRd} = 0,37 \times 1 \times \frac{88,3 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 6,97 \text{ KN/m}$$

$M_{y.sd} = 9,62 \text{ KN/m} \leq M_{bRd} = 6,97 \text{ KN/m}$ Non vérifiée

Le déversement n'est pas vérifié donc on adopte des liernes, les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suite

3.1.5-Dimensionnement des pannes (avec des liernes) :

Resistance en section :

$$Q_{sd} = 213,81 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sdz} = Q_{sd} \cos \alpha = 5,71 = 212,75 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{sdz} \times L^2}{8} = \frac{212,75 \times 6^2}{8} = 957,37 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sdy} = Q_{sd} \sin \alpha = 213,81 \times \sin 5,71 = 21,27 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{sdy} \times L^2}{8} = \frac{21,27 \times 3^2}{8} = 24,03 \text{ daN/ml}$$

Déversement de l'élément : la semelle inférieure comprimée non retenue latéralement

$$Q_{zsd} : 213,81 \text{ daN/ml} \quad \leftrightarrow \quad M_{y.sd} = \frac{Q_{zsd} \times L^2}{8} = \frac{213,81 \times 6^2}{8} = 962,14 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} : 5,78 \text{ daN/ml} \quad \leftrightarrow \quad M_{z.sd} = \frac{Q_{ysd} \times L^2}{8} = \frac{5,78 \times 3^2}{8} = 6,5 \text{ daN/ml}$$

3.1.5.1- Vérification à la sécurité :

3.1.5.1.1- Vérification à l'état limite ultime :

3.1.5.1.1.1- Vérification à la flexion :

Calcul en plasticité (section de class 1 et 2) :

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \right)^\beta \leq 1,0$$

Caractéristique géométrique de l'**IPE140**

$$W_{el.y} = 77,3 \text{ cm}^3$$

$$W_{el.z} = 12,3 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl.y} = 88,3 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl.z} = 19,2 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88,3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 1886,4 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19,2 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 410,18 \text{ daN.m}$$

Remarque : dans notre cas l'effort normal (Nsd=0) donc $\beta = 1$

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz.rd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

$$\left(\frac{957,37}{1886,4} \right)^2 + \left(\frac{24,03}{410,18} \right)^1 = 0,31 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

3.1.5.1.1.2- Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{ysd} \leq V_{plysd} V_{plysd} = \frac{A_{vy} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{zsd} \leq V_{plzsd} V_{plzsd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{vy} = 10,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{vz} = 7,6 \text{ cm}^2$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} \times l}{2} = \frac{212,75 \times 6}{2} = 638,25 \text{ daN}$$

$$V_{ysd} = 0,625 Q_{ysd} \times (l/2) = 0,625 \times 21,27 \times 3 = 39,88 \text{ daN}$$

$$V_{plysd} = \frac{10,6(235/\sqrt{3})}{1,1} = 13074,3 \text{ daN}$$

$$V_{plzsd} = \frac{7,6(235/\sqrt{3})}{1,1} = 9374,06 \text{ daN}$$

$$V_{ysd} = 39,88 \text{ daN} \leq V_{plysd} = 13074,3 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$V_{zsd} = 638,25 \text{ daN} \leq V_{plzsd} = 9374,06 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

3.1.5.1.1.3- Vérification au déversement :

$$M_{ysd} \leq M_{bRd} = x_{LT} \times \beta_w \times \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} \text{ EC3 Art 5.5.2 (7)}$$

Calcul de moment résistant au déversement

$$M_{bRd} = x_{LT} \times \beta_w \times \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$\beta_w = 1$ pour les sections de classes 1 et classes 2

x_{LT} : Coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

M_{cr} : est le moment critique au déversement

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{2 E I_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\}$$

EC3 Annexe F.1.2(7)

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$C_1 = 1,132$, $C_2 = 0,459$, $C_3 = 0,525$; **EC3 Tab F.1.2**

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple, $K_w=1$; EC3 Tab F.1.2

Donc $\Rightarrow L = 300 \text{ cm} = 3 \text{ m}$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\{ Z_a = -7 \text{ cm} \quad \text{sous le vent. } Z_a = 7 \text{ cm} \quad \text{sous la charge verticale} \}$$

$$\{ Z_s = 0 \quad \text{section doublement symétrique EC3 figure F. 1.1. } Z_j \}$$

$$= 0 \quad \text{section doublement symétrique EC3 Art F. 1.1} \}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -7 \text{ cm sous le vent}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = 7 \text{ cm sous la charge verticale}$$

$$I_w = 1988,5 \text{ cm}^6 = 1988,5 \times 10^{-12} \text{ m}^6$$

$$I_z = 44,9 \text{ cm}^4 = 44,9 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$I_t = 2,45 \text{ cm}^4 = 2,45 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa} = 2,1 \times 10^8 \text{ KN/m}$$

$$Z_g = -0,07 \text{ m}$$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times \pi^2 \times 2,1 \times 44,9}{(1 \times 3)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{1988,5 \times 10^{-4}}{44,9} + \frac{(1 \times 3)^2 \times 80770 \times 10^{-5} \times 2,45}{2 \times 2,1 \times 44,9} \right]^{\frac{1}{2}} - ((0,459 \times -0,07) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 18,35 \text{ KN.m}$$

3.1.5.2- Vérification à l'état limite de service :

3.1.5.2.1- Vérification à la flèche :

Action vers le bas ↓ :

$$Q_{sd1} = G + P_{eq} = 43,05 + 44,44 = 87,49 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd2} = G + N = 43,05 + 75,7 = 118,75 \text{ daN/ml}$$

Action vers le haut ↑ :

$$Q_{sd3} = G \cos \alpha - V = 43,05 \cos \cos(5,71) - 171,1 = -128,26 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd} = \text{Max}(Q_{sd1}, Q_{sd2}, Q_{sd3})$$

$$Q_{sd} = 128,26 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \cos \cos(\alpha) = 128,26 \cos \cos(5,71) = 127,62 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \sin \sin(\alpha) = 128,26 \sin \sin(5,71) = 12,76 \text{ daN/ml}$$

Condition de vérification :

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

- Flèche vérification (suivant zz')

Sur deux appuis :

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{127,62 \times 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \times 10^6 \times 541,2} = 1,9 \text{ cm}$$

$$f = 1,9 \text{ cm} \leq f_{ad} = 3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Flèche vérification (suivant yy')

Sur trois appuis :

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{12,76 \times 10^{-2} \times 300^4}{2,1 \times 10^6 \times 44,9} = 0,14 \text{ cm}$$

$f_y = 0,14 \text{ cm} \leq f_{ad} = 1,5 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

Conclusion : le profilé choisit L'IPE140 convient pour les pannes

3.2- Calcul des liernes

3.2.1- Introduction :

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 pannes. Compte tenu de la faible inertie transversale des pannes, et dès lorsque la pente des versants (α) atteint 8 à 10%, l'effet de la charge Q_x (perpendiculaire à l'âme de la panne) devient préjudiciable et conduit à des sections de pannes importantes, donc onéreuses.

La solution consiste à réduire la portée transversale des pannes en les reliant entre elles par des liernes (tirants), situés à mi - portée. Chaque fois que les pannes en profilés sont disposées normalement au versant, il convient de les entretoiser par un ou plusieurs cours de liernes en fer rond ou en cornière. Ces liernes, reliés entre elles au niveau du faîtage, permettent d'éviter la déformation latérale des pannes, très préjudiciable au bon aspect de la couverture.

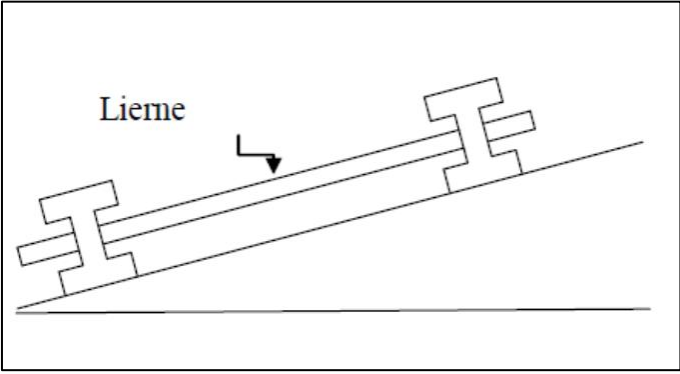


Figure3.3.1 Présentation d'une lierne

3.2.2- Dimensionnement des liernes :

La réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1,25Q_y \times \frac{l}{2}$$

$$Q_y = 23,92 \text{ daN/ml}$$

$$R = 1,25 \times 21,27 \times \frac{6}{2} = 79,7 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L₁ provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{79,7}{2} = 39,8 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₂ :

$$T_2 = R + T_1 = 79,7 + 39,8 = 119,58 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₃ :

$$T_3 = R + T_2 = 79,7 + 119,58 = 199,28 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₄ :

$$T_4 = R + T_3 = 79,7 + 199,28 = 278,98 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales L₅ :

$$2T_5 \sin \theta = T_4 \quad \rightarrow T_5 = \frac{T_4}{2 \sin \theta} = \frac{278,98}{2 \sin(33,82)} = 250,61 \text{ daN}$$

$$\theta = \left(\frac{2,01}{3} \right) = 33,82^\circ$$

3.2.3- Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L₄.

$$N_{sd} = T_4 \leq \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{T_4 \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{278,98 \times 1,1}{2350} = 0,13 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,13}{\pi}} = 0,4$$

Soit une barre ronde de diamètre : $\varphi = 10 \text{ mm}$.

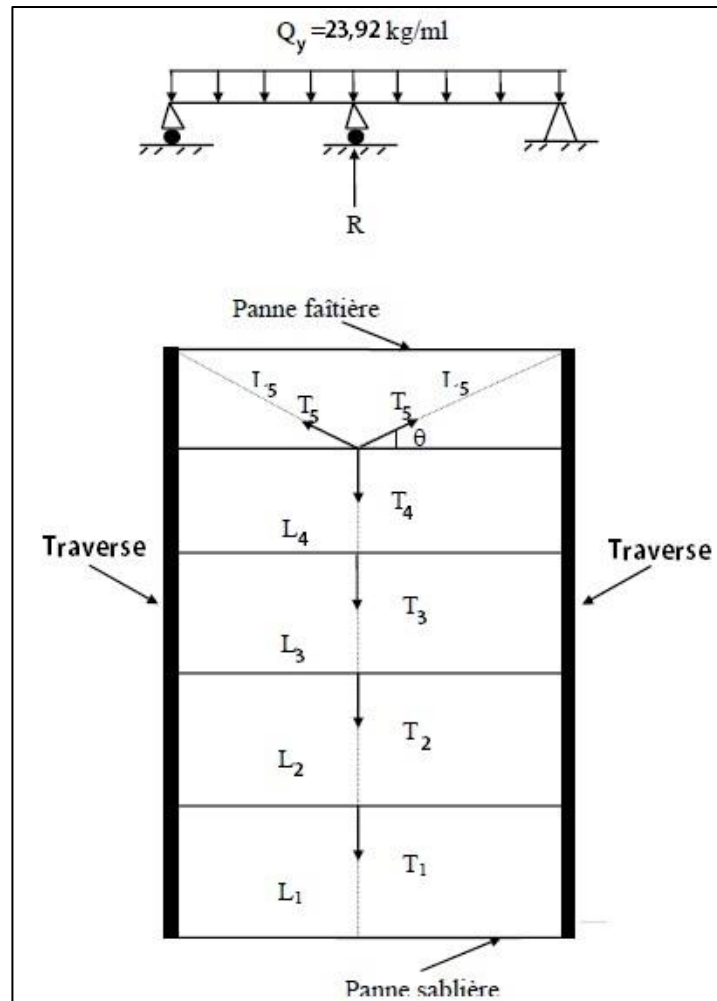


Figure 3.3.2 Présentation d'un lierne

3.3-Calcul de l'échantignolle :

3.3.1-Introduction :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes. Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

3.3.2-Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

Effort de soulèvement :

$$Q_{sdz} = G \cos \alpha - 1,5 V = 43,05 \cos \cos(5,71) - 1,5 \times 171,1 = -213,81 \text{ daN/ml}$$

Effort suivant rampant :

$$Q_{sdy} = 1,35 G \sin \alpha = 1,35 \times 43,05 \sin \sin(5,71) = 5,78 \text{ daN/ml}$$

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

$$2 \left(\frac{b}{2} \right) \leq t \leq 3 \left(\frac{b}{2} \right)$$

Pour un IPE140 $\rightarrow b = 7,3 \text{ cm}$ et $h = 14 \text{ cm}$

$$2 \left(\frac{7,3}{2} \right) = 7,3 \text{ cm} \leq t \leq 3 \left(\frac{7,3}{2} \right) = 10,95 \text{ cm}$$

Soit $t = 9 \text{ cm}$.

Echantignolle de rive :

$$R_z = Q_{zsd} \left(\frac{l}{2} \right) = 213,81 \times \left(\frac{6}{2} \right) = 641,43 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{ysd} \left(\frac{l}{2} \right) = 5,78 \times \left(\frac{6}{2} \right) = 17,34 \text{ daN}$$

Echantignolle intermédiaire :

$$R_z = 641,43 \times 2 = 1282,86 \text{ daN}$$

$$R_y = 17,34 \times 2 = 34,68 \text{ daN}$$

Calcul de moment du reversement :

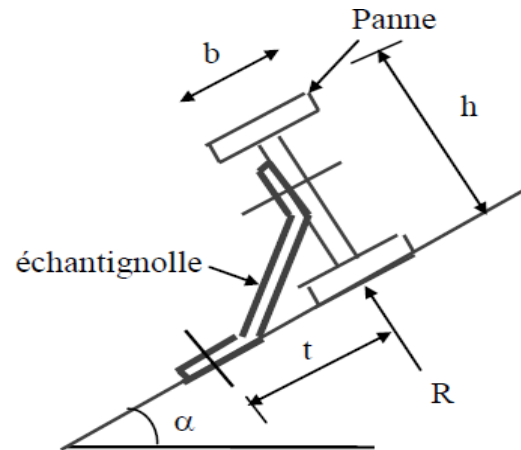


Figure 5.1: Echantignolle

$$M_R = R_z \times t + R_y \times \left(\frac{h}{2} \right)$$

$$M_R = 1282,86 \times 9 + 34,68 \times \left(\frac{14}{2} \right) = 11788,5 \text{ daN.cm}$$

3.3.3-Dimensionnement de l'échantignolle :

Flexion simple

Remarque : Généralement les échantignolle sont des éléments formes à froid. La classe de section est au moins de classe 3.

$$M_{sdy} \leq M_{el.rd}$$

$M_{el.rd}$: Moment de résistance élastique de la section brute.

$$M_{el.rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

3.3.4-Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$\sigma \leq \frac{M_R}{W_{el}} \Rightarrow W_{el} \leq \frac{M_R}{\sigma} \Rightarrow W_{el} \leq \frac{M_R \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{el} \leq \frac{11788,5 \times 1,1}{2350} = 5,51 \text{ cm}^3$$

$$\text{on a } W_{el} = \frac{b e^2}{6} \Rightarrow \text{section rectangulaire}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 W_{el}}{a}} = \sqrt{\frac{6 \times 5,51}{17}} = 1,39 \text{ cm}$$

En prend $e = 1,5 \text{ cm}$

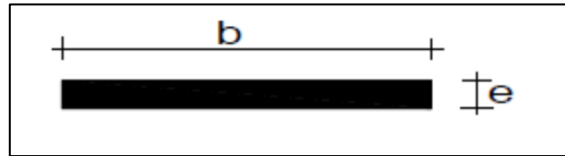


Figure 5.2 : Dimensions de l'échantillon

Remarque :

La largeur de l'échantillon ($a = 17 \text{ cm}$) est calculée après avoir dimensionné la semelle supérieur de la traverse IPE360 $\rightarrow b = 170 \text{ mm}$

3.4-Calcul des lisses de bardages

3.4.1- Introduction :

Les lisses de bardages sont constituées des poutrelles (IPE, UAP, UPE) ou des profils minces pliés. Disposées horizontalement, elles se portent 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.

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 en outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion déviée.

3.4.2- Détermination des charges et surcharges :

$h = 10 \text{ m} \rightarrow 6$ (nombre espacement)

H poteau = 9 m

Donc $n = 4 \rightarrow e = 1,5 \text{ m}$

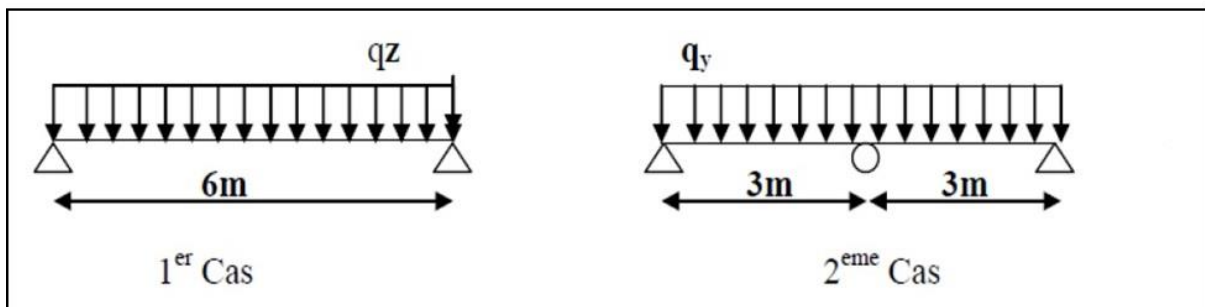


Figure 3.6.1 les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

Les charges permanentes

- Poids propre de bardage (LL35)... 10.9kg/m²

- Poids propre d'accessoires d'attache 4 kg/m²
- Poids propre de la lisse on suppose un (UAP100)... 10,5kg/ml

$$G = [(P_{accessoires} + P_{bardage}) \times e] + PP_{UPA}$$

$$G = [(10.9 + 4) \times 1,5] + 10,5 = 33 \text{ Kg/ml}$$

3.4.2.1- Surcharge climatique due au vent

On calcul les lisses avec la valeur max obtenue lors de l'étude au vent direction V1.

$$V = 0,801 \text{ KN/m}^2$$

$$V = 0,801 \times 1,5 = 1,2 \text{ KN/ml}$$

3.4.2.1.1- Combinaisons d'action :

ELU :

$$Q_y = 1,35G = 1,35 \times 0,33 = 0,4455 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = 1,5V = 1,5 \times 1,2 = 1,8 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$Q_y = G = 0,33 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = V = 1,2 \text{ KN/ml}$$

3.4.2.1.2- Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \times (l)^4}{E \times I_z}$$

- Flèche vérification (suivant zz')

Sur deux appuis :

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{V \times (l)^4}{E \times I_z} \leq \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384 \times 3} \times \frac{V \times (l)^4}{E} = \frac{5}{384 \times 3} \times \frac{1,2 \times (600)^4 \times 10^{-1}}{2,1 \times 10^5}$$

$$I_y \geq 321,42 \text{ cm}^4$$

On choisit **UAP 130**

Ses caractéristiques sont :

$$I_y = 459.56 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 51.34 \text{ cm}^4$$

$$A = 17.5 \text{ cm}^2$$

$$H = 13 \text{ cm}$$

$$G = 13.74 \text{ kg/m}$$

Le poids propre réel G :

$$G = [(P_{\text{accessoires}} + P_{\text{bardage}}) \times e] + PP_{\text{UPA}}$$

$$G = [(11 + 4) \times 1,5] + 13.74 = 36,24 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0,3624 \text{ KN /ml}$$

3.4.2.1.3- Dimensionnement des lisses

Les combinaisons de calcul :

$$Q_y = 1,35G = 1,35 \times 0,3624 = 0,489 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = 1,5V = 1,5 \times 1,2 = 1,8 \text{ KN/ml}$$

3.4.2.1.4- Détermination des sollicitations

$$\text{Sous le Vent} \Rightarrow M_{y\text{sd}} = \frac{Q_{z\text{sd}} \times l^2}{8} = \frac{1,8 \times 6^2}{8} = 8,1 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous le poids propre} \Rightarrow M_{z\text{sd}} = \frac{Q_{y\text{sd}} \times l^2}{8} = \frac{0,489 \times 6^2}{8} = 2,2 \text{ KN.m}$$

3.4.2.1.5- Vérification de la résistance des lisses :

Condition de résistance :

La condition à vérifier est

$$\left(\frac{M_{y\text{sd}}}{M_{\text{ply.rd}}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z\text{sd}}}{M_{\text{plz.rd}}} \right)^\beta \leq 1.0 \quad \text{EC03 Art 5.4.8.1(11)}$$

On a : UAP 130 \Rightarrow classe 1

$$\alpha = 2, \beta_w = 1 (\text{pour les section de classe 1 et 2})$$

$$M_{\text{ply.rd}} = \frac{W_{\text{ply}} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{83,51 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 17,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{plz.rd}} = \frac{W_{\text{plz}} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{25,65 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 5,47 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{8,1}{17,84}\right)^2 + \left(\frac{2,2}{5,47}\right)^1 = 0,6 \leq 1,0 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

3.4.2.1.6-Vérification à L'ELS

Combinaisons de calcul

ELS :

$$Q_y = G = 0,3624 \text{KN/ml}$$

$$Q_z = V = 1,2 \text{KN/ml}$$

4.2.1.7-Vérification la flèche :

La Vérification la flèche se fait par la condition de la flèche :

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I}$$

- (suivant zz')

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{1,2 \times (6)^4}{2,1 \times 459,56} \times 10^2 = 2,1 \text{cm} \leq \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- (suivant yy')

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I_z}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{0,3624 \times (6)^4}{2,1 \times 51,34} \times 10^2 = 5,67 \text{cm} \leq \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{cm} \dots\dots \text{non vérifiée}$$

Conclusion : La flèche n'est pas Vérifiée, donc on adopte des liernes

3.4.2.1.8- Dimensionnement des lisses (avec des liernes) :

3.4.2.1.8.1- Détermination des sollicitations :

$$\begin{aligned} \text{Sous le Vent} \Rightarrow M_{ysd} &= \frac{Q_{zsd} \times l^2}{8} = \frac{1,8 \times 6^2}{8} = 8,1 \text{KN.m} \\ \text{Sous le poids propre} \Rightarrow M_{zsd} &= \frac{Q_{ysd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{0,489 \times 3^2}{8} = 0,55 \text{KN.m} \end{aligned}$$

3.4.2.1.9 -Vérification de la résistance des lisses (avec des liernes):

3.4.2.1.9.1- Condition de résistance :

La condition à vérifier est

$$\left(\frac{M_{y\,sd}}{M_{ply.rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z\,sd}}{M_{plz.rd}}\right)^\beta \leq 1.0 \quad EC03Art 5.4.8.1(11)$$

$$\left(\frac{8,1}{17,84}\right)^2 + \left(\frac{0,55}{5,47}\right)^1 = 0,31 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

3.4.2.1.9.2 -Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{y\,sd} \leq V_{ply\,sd} V_{ply\,sd} = A_{vy} \times \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{z\,sd} \leq V_{plz\,sd} V_{plz\,sd} = A_{vz} \times \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{vy} = 10,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{vz} = 8,52 \text{ cm}^2$$

$$V_{z\,sd} = \frac{1,5 \times Q_{z\,sd} \times l}{2} = \frac{1,5 \times 1,8 \times 6}{2} = 8,1 \text{ kN}$$

$$V_{y\,sd} = 0,625 \times Q_{y\,sd} \times (l/2) = 0,625 \times 0,4455 \times 3 = 0,83 \text{ kN}$$

$$V_{ply\,sd} = \frac{10,45 \left(\frac{23,5}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 128,89 \text{ kN}$$

$$V_{plz\,sd} = \frac{8,52 \left(\frac{23,5}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 105,08 \text{ kN}$$

$V_{y\,sd} = 0,83 \text{ kN} \leq V_{ply\,sd} = 128,89 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

$V_{z\,sd} = 8,1 \text{ kN} \leq V_{plz\,sd} = 105,08 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

3.4.2.1. 9.3- Vérification au diversement :

Sous le vent de dépression :

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\overline{\lambda}_{LT}$:

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z}{h} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{300}{1,71}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{300}{1,71}}{\frac{13}{0,95}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 94,83$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\Rightarrow \lambda_1 = 93,9 \quad \beta_w = 1 \text{ (pour les section de classe 1 et 2)}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5} = \left[\frac{94,83}{93,9} \right] (1)^{0,5} = 1,01 \geq 0,4 \text{ Il ya un risque de déversement.}$$

Remarque : Pour les Sections en U, quelque soit l'axe de flambement, on choisit la courbe de flambement C

A partir de la courbe de flambement C $\rightarrow \alpha = 0,49$

x_{LT} : Coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda}_{LT}$

$$x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}}$$

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

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,49 (1,01 - 0,2) + 1,01^2 \right] = 1,208$$

$$x_{LT} = \frac{1}{1,208 + \sqrt{1,208^2 - 1,01^2}} = 0,53$$

$$M_{bRd} = x_{LT} \times \beta_w \times \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{bRd} = 0,53 \times 1 \times \frac{83,51 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 9,45 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{bRd}} \right) + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz.rd}} \right) \leq 1,0$$

$$\left(\frac{8,1}{9,45}\right) + \left(\frac{0,55}{5,47}\right) = 0,96 \leq 1,0 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

3.4.2.1.9.4 - Vérification à L'ELS

3.4.2.1.9.4.1- Combinaisons de calcul :

ELS :

$$Q_y = G = 0,3624KN/ml$$

$$Q_z = V = 1,2KN/ml$$

3.4.2.1.9.4.2- Vérification la flèche :

La Vérification la flèche se fait par la condition de la flèche :

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I}$$

- (suivant zz')

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{1,2 \times (6)^4}{2,1 \times 459,56} \times 10^2 = 2,1cm \leq \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3cm \dots \dots \text{vérifiée}$$

- (suivant yy')

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I_z}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{0,3624 \times (3)^4}{2,1 \times 51,34} \times 10^2 = 0,35cm \leq \frac{l}{200} = \frac{300}{200} = 1,5cm \dots \dots \text{vérifiée}$$

3.4.2.1.10- Dimensionnement des liernes :

Calcul des liernes de long pannes :

$$R = 1,25(1,35G) \times \frac{l}{2}$$

$$G=36,24daN/ml$$

$$R = 1,25 \times (1,35 \times 36,24) \times \frac{6}{2} = 183,46 daN$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L₁ provenant de la lisse inferieur :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{183,46}{2} = 91,73 daN$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L₂ :

$$T_2 = R + T_1 = 183,46 + 91,73 = 275,19 daN$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L₃ :

$$T_3 = R + T_2 = 183,46 + 275,19 = 458,65 daN$$

Effort dans les diagonales L₄ :

$$2T_4 \sin \theta = T_3 \quad \rightarrow T_4 = \frac{T_3}{2 \sin \theta} = \frac{458,65}{2 \sin(9,46)} = 1395,26 daN$$

$$\theta = \left(\frac{0,5}{3}\right) = 9,46^\circ$$

3.4.2.1.11- Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L₄.

$$N_{sd} = T_4 \leq \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{T_4 \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1395,26 \times 1,1}{2350} = 0,65 cm^2$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,65}{\pi}} = 0,9$$

Soit une barre ronde de diamètre : $\phi = 10$ mm.

3.4.2.2- Surcharge climatique due au vent

On calcul les lisses avec la valeur max obtenue lors de l'étude au vent direction V2.

$$V = 0,557 \text{ KN/m}^2$$

$$V = 0,557 \times 1,5 = 0,836 \text{ KN/ml}$$

3.4.2.2.1- Combinaisons d'action :

ELU :

$$Q_y = 1,35G = 1,35 \times 0,33 = 0,4455 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = 1,5V = 1,5 \times 0,836 = 1,254 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$Q_y = G = 0,33 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = V = 0,836 \text{ KN/ml}$$

3.4.2.2.2- Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \times (l)^4}{E \times I_z}$$

- Flèche vérification (suivant zz')

Sur deux appuis :

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{V \times (l)^4}{E \times I_z} \leq \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384 \times 3} \times \frac{V \times (l)^4}{E} = \frac{5}{384 \times 3} \times \frac{0,836 \times (400)^4 \times 10^{-1}}{2,1 \times 10^5}$$

$$I_y \geq 44,23 \text{ cm}^4$$

On choisit **UAP 80**

Ses caractéristiques sont :

$$I_y = 107,13 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 21,33 \text{ cm}^4$$

$$A = 10,67 \text{ cm}^2$$

$$H = 8 \text{ cm}$$

$$G = 8,38 \text{ kg/m}$$

Le poids propre réel G :

$$G = [(P_{accessoires} + P_{bardage}) \times e] + PP_{UPA}$$

$$G = [(11 + 4) \times 1,5] + 8,38 = 30,88 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0,31 \text{ KN/ml}$$

3.4.2.2.3- Dimensionnement des lisses

3.4.2.2.3.1- Les combinaisons de calcul :

$$Q_y = 1,35G = 1,35 \times 0,31 = 0,4185 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = 1,5V = 1,5 \times 0,836 = 1,254 \text{ KN/ml}$$

3.4.2.2.3.2- Détermination des sollicitations

$$\text{Sous le Vent} \Rightarrow M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} \times l^2}{8} = \frac{1,254 \times 4^2}{8} = 2,508 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous le poids propre} \Rightarrow M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} \times l^2}{8} = \frac{0,4185 \times 4^2}{8} = 0,837 \text{ KN.m}$$

3.4.2.2.4- Vérification de la résistance des lisses :

3.4.2.2.4.1- Condition de résistance :

La condition à vérifier est

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz.rd}} \right)^\beta \leq 1.0 \quad \text{EC03 Art 5.4.8.1(11)}$$

On a : UAP 80 \Rightarrow classe 1

$$\alpha = 2, \beta_w = 1 \text{ (pour les section de classe 1 et 2)}$$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{31,87 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 6,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz.rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13,70 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 2,93 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{2,508}{6,81} \right)^2 + \left(\frac{0,837}{2,93} \right)^1 = 0,42 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

3.4.2.2.4.2-Vérification à L'ELS

Combinaisons de calcul

ELS :

$$Q_y = G = 0,31 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = V = 0,836 \text{ KN/ml}$$

3.4.2.2.4.3- Vérification la flèche :

La Vérification la flèche se fait par la condition de la flèche :

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I}$$

- (suivant zz')

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{0,836 \times (4)^4}{2,1 \times 107,13} \times 10^2 = 1,24 \text{ cm} \leq \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm} \dots \dots \text{ vérifiée}$$

- (suivant yy')

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I_z}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{0,31 \times (4)^4}{2,1 \times 21,33} \times 10^2 = 2,31 \text{ cm} \leq \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm} \dots \dots \text{ non vérifiée}$$

Conclusion : La flèche n'est pas Vérifiée, donc on adopte des liernes

3.4.2.2.5- Dimensionnement des lisses (avec des liernes) :

3.4.2.2.5.1- Détermination des sollicitations :

$$\text{Sous le Vent} \Rightarrow M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} \times l^2}{8} = \frac{1,254 \times 4^2}{8}$$

$$= 2,508 \text{ KN.m} \text{ Sous le poids propre} \Rightarrow M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{0,4185 \times 2^2}{8}$$

$$= 0,21 \text{ KN.m}$$

3.4.2.2.5.2- Vérification de la résistance des lisses (avec des liernes):

Condition de résistance :

La condition à vérifier est

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz.rd}} \right)^\beta \leq 1,0 \quad \text{EC03 Art 5.4.8.1(11)}$$

$$\left(\frac{2,508}{6,81} \right)^2 + \left(\frac{0,21}{2,93} \right)^1 = 0,21 \leq 1,0 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

3.4.2.2.5.3- Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{ysd} \leq V_{plysd} V_{plysd} = A_{vy} \times \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{zsd} \leq V_{plzsd} V_{plzsd} = A_{vz} \times \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{vy} = 7,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{vz} = 4,51 \text{ cm}^2$$

$$V_{zsd} = \frac{1,5 \times Q_{zsd} \times l}{2} = \frac{1,5 \times 0,4185 \times 4}{2} = 1,26 \text{ kN}$$

$$V_{ysd} = 0,625 \times Q_{ysd} \times \left(\frac{l}{2}\right) = 0,625 \times 1,254 \times 2 = 1,57 \text{ kN}$$

$$V_{plysd} = \frac{7,20 \left(\frac{23,5}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 88,81 \text{ kN}$$

$$V_{plzsd} = \frac{4,51 \left(\frac{23,5}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 55,63 \text{ kN}$$

$$V_{ysd} = 1,57 \text{ kN} \leq V_{plysd} = 88,81 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$V_{zsd} = 1,26 \text{ kN} \leq V_{plzsd} = 55,63 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

3.4.2.2.5.4- Vérification au déversement :

Sous le vent de dépression :

Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis de déversement $\overline{\lambda_{LT}}$:

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right] (\beta_w)^{0,5}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z}{\frac{h}{t_f}}\right)^2\right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{200}{1,41}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{200}{1,41}}{\frac{8}{0,8}}\right)^2\right]^{0,25}} = 73,11$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\Rightarrow \lambda_1 = 93,9 \quad \beta_w = 1 \text{ (pour les section de classe 1 et 2)}$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right] (\beta_w)^{0,5} = \left[\frac{73,11}{93,9}\right] (1)^{0,5} = 0,78 \geq 0,4 \text{ Il ya un risque de déversement.}$$

Remarque : Pour les Sections en U, quelque soit l'axe de flambement, on choisit la courbe de flambement C

A partir de la courbe de flambement C $\rightarrow \alpha = 0,49$

x_{LT} : Coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda}_{LT}$

$$x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}}$$

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

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,49(0,78 - 0,2) + 0,78^2 \right] = 0,95$$

$$x_{LT} = \frac{1}{0,95 + \sqrt{0,95^2 - 0,78^2}} = 0,67$$

$$M_{bRd} = x_{LT} \times \beta_w \times \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{bRd} = 0,67 \times 1 \times \frac{31,87 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 4,56 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{bRd}} \right) + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz.rd}} \right) \leq 1,0$$

$$\left(\frac{2,508}{4,56} \right) + \left(\frac{0,837}{2,93} \right) = 0,84 \leq 1,0 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

3.4.2.2.5.5- Vérification à L'ELS

Combinaisons de calcul :

ELS :

$$Q_y = G = 0,31 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = V = 0,836 \text{ KN/ml}$$

Vérification la flèche :

La Vérification la flèche se fait par la condition de la flèche :

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I}$$

- (suivant zz')

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{0,836 \times (4)^4}{2,1 \times 107,13} \times 10^2 = 1,24 \text{ cm} \leq \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm} \dots \dots \text{ vérifiée}$$

- (suivant yy')

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I_z}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{0,31 \times (2)^4}{2,1 \times 21,33} \times 10^2 = 0,15 \text{ cm} \leq \frac{l}{200} = \frac{200}{200} = 1 \text{ cm} \dots \dots \text{ vérifiée}$$

3.4.2.2.6- Dimensionnement des liernes :

Calcul des liernes de pignon :

$$R = 1,25(1,35G) \times \frac{l}{2}$$

$G=31\text{daN/ml}$

$$R = 1,25 \times (1,35 \times 31) \times \frac{4}{2} = 104,62\text{daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L₁ provenant de la lisse inferieur :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{104,62}{2} = 52,31 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L₂ :

$$T_2 = R + T_1 = 104,62 + 52,31 = 156,93\text{daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L₃ :

$$T_3 = R + T_2 = 104,62 + 156,93 = 261,5\text{daN}$$

Effort dans les diagonales L₄ :

$$2T_4 \sin \theta = T_3 \quad \rightarrow T_4 = \frac{T_3}{2 \sin \theta} = \frac{261,5}{2 \sin(21,8)} = 352,07\text{daN}$$

$$\theta = \left(\frac{0,8}{2}\right) = 21,8^\circ$$

3.4.2.2.7- Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L₄.

$$N_{sd} = T_4 \leq \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{T_4 \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{352,07 \times 1,1}{2350} = 0,16\text{cm}^2$$

$$\varnothing \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,16}{\pi}} = 0,45cm$$

Soit une barre ronde de diamètre : $\varphi = 10 \text{ mm}$.

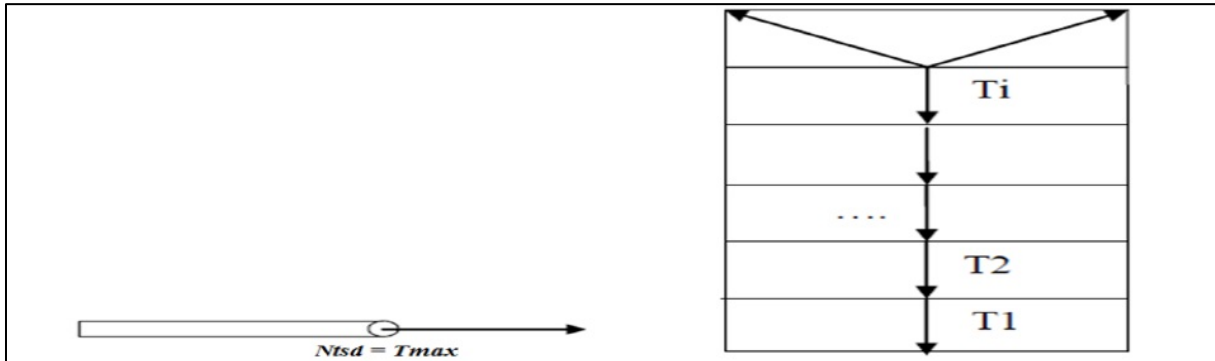


Figure 3.6.2 représentation des efforts

Dans ce chapitre, nous allons calculer les éléments secondaire de notre structure. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

3.5: Etude des escaliers :

3.5.1 :Introduction :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction. Longtemps réservé aux escaliers extérieurs et intérieurs pour sa durabilité et sa résistance aux intempéries, le métal s'invite aujourd'hui de plus en plus dans nos intérieurs.

3.5.2 :Terminologies :

- L'embranchement : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- La contremarche : désigne la face verticale située entre deux marches consécutives.
- La hauteur de marche : distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante.
- Le giron : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.

- La marche : surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.
- La volée : ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs.
- La ligne de foulée : ligne fictive figurant la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant l'escalier.
- Le jour d'escalier ou lunette : espace central autour duquel l'escalier se développe.
- Le palier : est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, Dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.

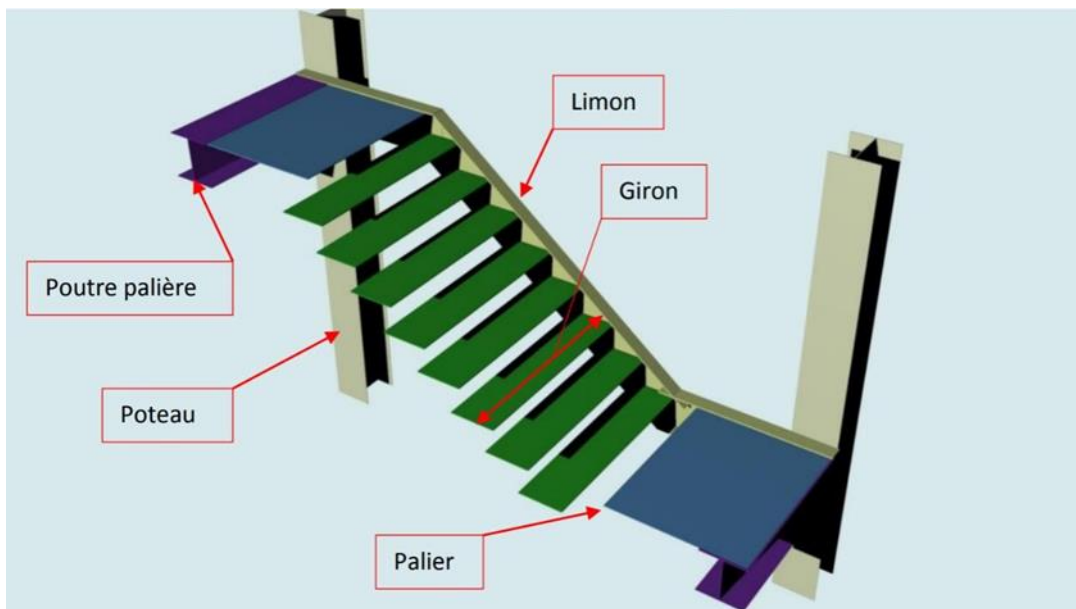


Figure 3.9.1 : Surcharges d'exploitation

3.5.2.1 : Surcharge d'exploitation

Escalier 250 daN/m

3.5.2.2 : Pré-dimensionnement des marches

Pour le dimensionnement des marches, on utilise la formule de **BLONDEL** pour calculer, le giron (G) et la contre marche (H).

3.5.2.3 : Choix des dimensions :

FORMULE DE BLONDEL :

$$\Rightarrow 59 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 27 \leq G \leq 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 16,5 \leq H \leq 18,5 \text{ cm}$$

Avec :

- **G** : La largeur de la marche (giron).
- **H** : La hauteur de la contre marche.

3.5.2.4 :Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

- La hauteur de l'étage : $h = 4.08 \text{ m}$
- Les dimensions en plan de la cage d'escalier : $(6 \times 4) \text{ m}^2$
- La largeur de volée est : $l = 1.4 \text{ m}$
- On admet une hauteur de marche $H = 17 \text{ cm}$

Nombre totale des marche (n) est :
$$n = \frac{h}{H} = \frac{400}{16.16} = 24$$

Donc : $N = 24$ marches.

On répartit ce nombre de marche en 02 volées avec :(12 marches chaque volée) La largeur d'une marche est : $g = 30 \text{ cm}$

3.5.2.5 :Vérification de la formule de BLONDEL :

$2H + G = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$ formule de BLONDEL est vérifié

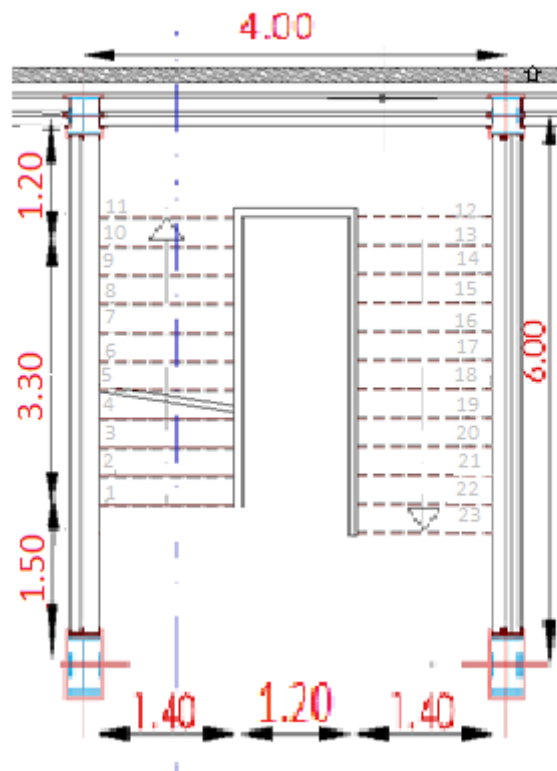


Figure 3.9.2: Vue en plan de la cage d'escalier

3.5.3: Dimensionnement des éléments porteurs :

3.5.3.1 : Dimensionnement de la cornière (support de marche) :

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières jumelées soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon.

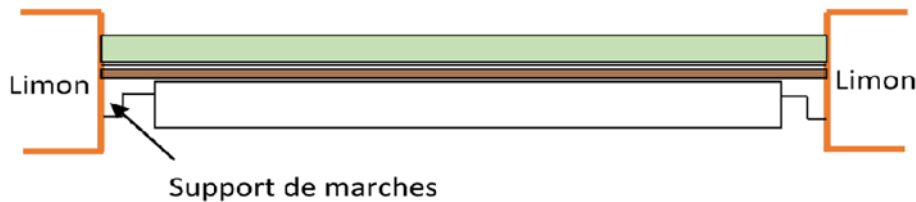


Figure 3.9.3: Disposition des cornières

- La longueur de la marche $L = 1,4$ m
- La largeur de la marche $l = G = 0,30$ m

Les cornières sont en acier S235

- $f_y = 23.5$ daN/mm² (la limite élasticité d'acier).
- $E = 21000$ daN/mm² (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

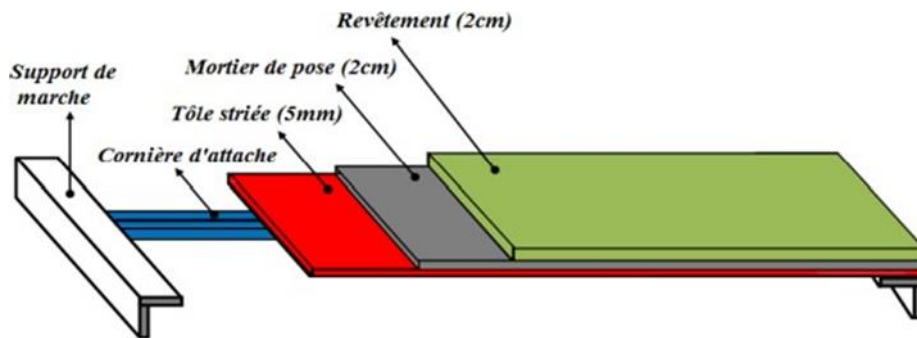


Figure 3.9.4: charges repris par la cornière

3.5.3.1.1 : Détermination de la section de cornière :

3.5.3.1.1.1 : Evaluation des charge :

- ❖ Les charges permanentes :
 - Tôle striée (5mm)..... $G_1 = 45$ daN/m²
 - Mortier de ciment (2cm)..... $G_2 = 40$ daN/m²
 - Revêtement (2cm)..... $G_3 = 40$ daN/m²

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d = (45 + 40 + 40) \times 0.30 = 37.5 \text{ daN/m}$$

G=37.5daN/m

- Charges d'exploitation :

$Q = 250 \times 0,30 = 75 \text{ daN/m}$

- Les combinaisons des charges : (ELS)

$q = G + Q = 37.5 + 75 = 112.5 \text{ daN/m}$

3.5.3.1.2 :Pré dimensionnement des supports de marches :

3.5.3.1.2.1:Condition de flèche :

- ❖ Les charges permanentes :

- Tôle striée (5mm)..... ..G1= 45 daN/m²
- Mortier de ciment (2cm)... ..G2= 40 daN/m²
- Revêtement (2cm)..... ..G3= 40 daN/m²

$G=(G1+G2+G3) \times d=(45+40+40) \times 0.30=37.5 \text{ daN/m}$

G=37.5daN/m

- Charges d'exploitation :

$Q = 250 \times 0,30 = 75 \text{ daN/m}$

- Les combinaisons des charges : (ELS)

$q = G + Q = 37.5 + 75 = 112.5 \text{ daN/m}$

3.5.3.1.2/Pré dimensionnement des supports de marches :

3.5.3.1.2.1/Condition de flèche :

$f \leq f_{adm}$

Dans notre cas, on a une cornière posé sur 2 appuis simples et une charge uniformément

répartie donc la flèche est $f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI}$ et la fleche admissible est $\bar{f} = \frac{1}{300}$

On aura :

$I \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 300}{384 \times E} = \frac{5 \times 112.5 \times 1403 \times 300 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 5.742 \text{ m}^4$

On adopte la cornière L 45 x 45 x 4.5 Avec : $I_y = 7.15 \text{ cm}^4$

| h=b (mm) | t (mm) | r1 (mm) | r2 (mm) | d (mm) |
|----------|--------|---------|---------|--------|
|----------|--------|---------|---------|--------|

| | | | | |
|---------------------------|------------------|-------------------------------|------------------------------------|-------------------|
| 45 | 4.5 | 7 | 3,5 | 1,26 |
| A (cm²) | P (daN/m) | Iy=Iz (cm⁴) | Wel,y=Wel,z(cm³) | iy=iz (cm) |
| 3.90 | 3.06 | 7.15 | 2.20 | 1,35 |

Tableau 3.1 : Caractéristique et dimension de L45 x 45 x 4.5

Donc la charge permanente G devient (**on inclue le poids de la cornière**) :

$$G = (G1 + G2 + G3) \times d + P = (45 + 40 + 40) \times 0.30 + 3.06 = 40.56 \text{ daN/m}$$

$$G = 40.56 \text{ daN/m}$$

3.5.3.1.2.2: Vérification à L' ELU :

a) Les combinaisons des charges :

⇒ **Vérification à L'ELU :**

• ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 40.56 + 1,5 \times 75 = 167.256 \text{ daN/m}$$

1) Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :

On doit vérifier la condition suivante

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{167.256 \times 1.40}{2} = 117.07 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A \times F_y}{m_0 \sqrt{3}} = \frac{3.90 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 4810.37 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 117.07 \text{ daN} \leq V_{pl,rd} = 4810.37 \text{ daN} \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée})$$

1) Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \dots\dots\dots (EC03)$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{167.256 \times 1.4^2}{8} = 40.97 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times w_{pl,y}}{\gamma m_0} = \frac{23.5 \times 2.2}{1.1} = 47 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 40.97 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 47 \text{ daN.m} \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée})$$

⇒ **Vérification à L'ELS :**

$$q = G + Q = 40.56 + 75 = 115.56 \text{ daN/m}$$

➤ **Vérification à la flèche :**

On vérifie la condition suivante :

$$f \leq f_{adm}$$

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 115.56 \times 10 - 2 \times 1404}{384 \times 21000 \times 7.15} = 0.384cm$$

$$f = \frac{l}{300} = \frac{140}{300} = 0.466cm$$

$$f_{max} = 0.384cm \leq f_{adm} = 0.466cm \text{ (Condition vérifiée)}$$

Conclusion :

Les cornières L 45 x 45x 4.5 convient comme cornière d'attach

3.5.4 :Dimensionnement de limon :

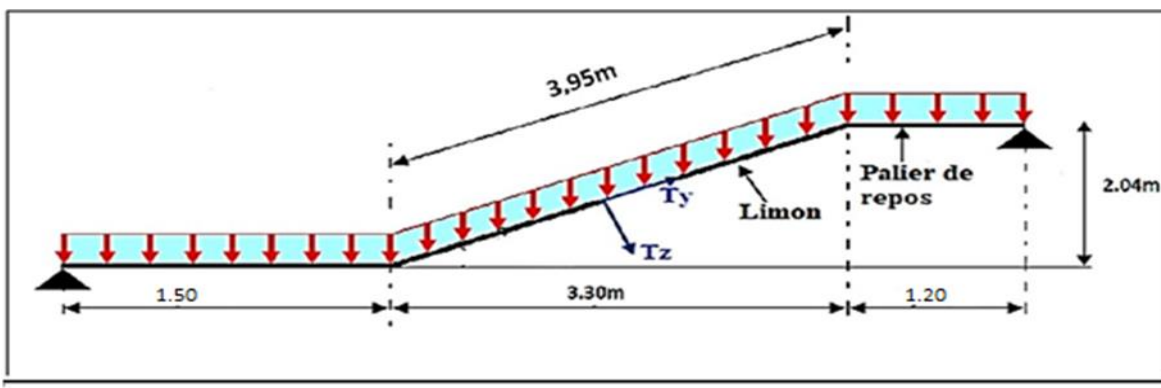


Figure 3.9.5 : Evaluation des charges

3.5.4.1.1 :volee :

a) Charges permanentes :

- ✓ Poidsdescornières(45x45x4.5) 3,06daN/m
- ✓ Tôled'épaisseur(e=5mm) 40daN/m²
- ✓ Mortierdepose 40daN/m²
- ✓ Revêtementscarrelages 40daN/m²
- ✓ Garde-corps(cloison)..... 100daN/m

Charge totale :

$$GT = (G1 + G2 + G3) \times d + Pc + PG = (45 + 40 + 40) \times 1,40 + 3,06 + 100 = 260.06daN/m$$

Charge totale pour 1 limon :

$$G = GT / 2 = 130.03 daN/m$$

$$G = 130.03 daN/m$$

b) Les charges d'exploitations :

Pour 1 limon :

$$Q = 250 \times \frac{140}{2} = 175 \text{ daN/m}$$

$$Q = 175 \text{ daN/m}$$

3.5.4.1.2 :Palier:

a) Les charges permanentes:

- ✓ Tôle CofraPlus55..... $G1=13 \text{ daN/m}^2$
- ✓ Dalle en béton(10cm)..... $G2=300 \text{ daN/m}^2$
- ✓ Mortier de pose..... $G3=40 \text{ daN/m}^2$
- ✓ Revêtement(2cm)..... $G4=40 \text{ daN/m}^2$

➤ L'charge totale:

$$G=(G1+G2+G3+G4) \times d=(13+300+40+40) \times 4=1572 \text{ daN/m}$$

➤ L'charge totale pour 1 Limon:

$$GT=G/2=444.6/2=786 \text{ daN/m}$$

a) Calcul de la charge équivalente :

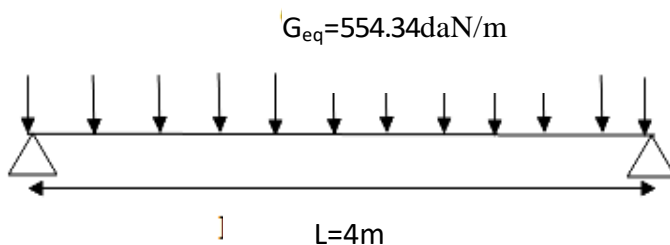
On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

• Charges permanentes:

$$G_{eq}=(G_{\text{palier}}(L_{\text{palier}})+G_{\text{volée}}(L_{\text{volée}}))$$

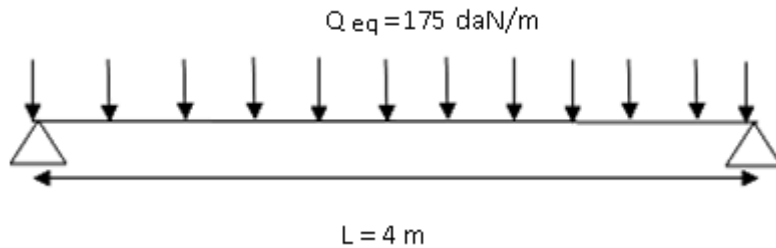
$$G_{eq}=(786 \times 4 + 130.03 \times 1.4) / 6 = 554.34 \text{ daN/m}$$

$$G_{eq}=554.34 \text{ daN/m}$$



• Charged'exploitation:

$$Q_{eq}=250 \times 1,40 / 2 = 175 \text{ daN/m}$$



3.5.5 :Pré dimensionnement des limons :

3.5.5.1 : Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{\max} \leq f$, Pour une poutre bi articulée :

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} \text{ et } \bar{f} = \frac{1}{300}$$

q : la charge pondéré

3.5.5.2 :Combinaison de charge :

a) Vérification à l'ELS :

$$q = G_{eq} + Q_{eq}$$

$$q = 254.28 + 175 = 729.34 \text{ daN/m}$$

$$\mathbf{q = 729.34 \text{ daN/m}}$$

q : la charge non pondéré

$$\mathbf{q = 729.34 \text{ daN/m}}$$

✓ Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ $L = 4.48 \text{ m} = 448 \text{ cm}$

$$I \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 300}{384 \times E} = \frac{5 \times 729.34 \times 4003 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 868.26 \text{ cm}^4$$

☞ On pote a un UPE 160

Tableau3.2: Dimension et caractéristique del'UPN160

| h (mm) | b (mm) | tw (mm) | tf (mm) | r1 | r2 | d (mm) | A (cm ²) | P (daN/m) |
|-----------------------------------|--------------------------------------|---------------------|--------------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|---------------------|--------------------------------------|-----------|
| 160 | 65 | 7.5 | 10.5 | 10.5 | 5.5 | 116 | 24 | 18.9 |
| I _y (cm ⁴) | W _{el,y} (cm ³) | i _y (cm) | W _{pl,y} (cm ³) | I _z (cm ⁴) | W _{el,z} (cm ³) | i _z (cm) | W _{pl,z} (cm ³) | |
| 925 | 116 | 6.2 | 138 | 85.3 | 18.3 | 1.89 | 35.2 | |

a) Vérification à l'ELU :

$$q = 1.35G_{eq} + 1.5Q_{eq} = 1.35 \times 554.34 + 1.5 \times 175$$

$$q = 1010.86 \text{ daN/m}$$

La classe de la section :

- **semelle comprimé :**

$$c = \frac{b/2}{t_f} = 5,47 \text{ mm} < 9\varepsilon = 8,32 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

- **Ame fléchi :**

$$\frac{d}{t_w} = 15.46 < 72\varepsilon = 66,55 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

3.5.5.2.1 :Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1010.86 \times 4^2}{8} = 2021.72 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times w_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2350 \times 138 \times 10^{-2}}{1.1} = 2984.18 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 2021.72 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 2984.18 \text{ daN.m} \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

3.5.5.2.2 :Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1010.86 \times 4}{2} = 2021.7 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{24 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 29602.32 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2021.7 \text{ daN} \leq V_{pl,rd} = 29602.32 \text{ daN/m} \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

\Rightarrow UPN160 convient pour limons .

3.5.6 :Etude de la poutre palière des limons :

3.5.6.1 :Evaluation de charges :

- **Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R » :**

La réaction du limon sur la poutre palière est donnée par la formule suivante :

Combinaison à ELU :

$$R = (1,35G_{eq} + 1,5Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (1,35 \times 554.34 + 1,5 \times 175) \times 4 = 4043.43 \text{ daN}$$

Combinaison à ELS:

$$R = (G_{eq} + Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (554.34 + 175) \times 4 = 2917.36 \text{ daN}$$

- **Charge équivalente :**

ELS:

$$Q = \frac{4 \times R}{4} + G_{\text{gard coure}} = \frac{4 \times 4043}{4} + 100 = 3017.36 \text{ daN/ml}$$

ELU:

$$Q = \frac{4 \times R}{4} + 1.35 \times G_{\text{gard coure}} = \frac{4 \times 4043}{4} + 1.35 \times 100 = 4178.43 \text{ daN/ml}$$

3.5.6.2 Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{\max} \leq \bar{f}$ pour une poutre bi-articulée :

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} \text{ et } \bar{f} = \frac{l}{300}$$

☞ Avec :

✓ q : la charge non pondérée

$$q = 3017.36 \text{ daN/m}$$

✓ Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$

✓ $L = 4 \text{ m} = 400 \text{ cm}$

$$I \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 300}{384 \times E} = \frac{5 \times 30.1736 \times 400^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 3592.1 \text{ cm}^4$$

☞ On opte pour un IPN260

Tableau 3.3: Dimension et caractéristique de l'IPN260

| h (mm) | b (mm) | tw (mm) | tf (mm) | r 1 | r 2 | d (mm) | A (cm ²) | P (daN/m) |
|-----------------------------------|--------------------------------------|---------------------|--------------------------------------|-----------------------------------|-----|--------------------------------------|----------------------|--------------------------------------|
| 260 | 113 | 9.4 | 14.1 | 9.4 | 5.6 | 208.9 | 53.3 | 41.9 |
| I _y (cm ⁴) | W _{el,y} (cm ³) | i _y (cm) | W _{pl,y} (cm ³) | I _z (cm ⁴) | | W _{el,z} (cm ³) | i _z (cm) | W _{pl,z} (cm ³) |
| 5740 | 442 | 10.40 | 514 | 288 | | 51 | 2.32 | 85.9 |

3.5.6.2.1 : Vérification à l'ELU :

- **La classe de la section :**

Semelle comprimée :

$C = (b/2) / t_f = 4 \text{ mm} < 9\epsilon = 8,32$ donc.....la semelle est de classe 1.

Ame fléchi :

$d / t_w = 22,22 \text{ mm} < 72\epsilon = 66,56$ donc..... l'âme est de classe 1.

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

3.9.6.2.2 : Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{3017,36 \times 4^2}{8} = 6034,72 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times w_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2350 \times 514 \times 10^{-2}}{1,1} = 10980,90 \text{ daN.m}$$

$\Rightarrow M_{sd} = 6034,72 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 10980,90 \text{ daN.m}$(condition vérifiée)

3.5.6.3 : Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{3017,35 \times 4}{2} = 6034,72 \text{ daN/m}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{1,1\sqrt{3}} = \frac{27,1 \times 2350}{1,1\sqrt{3}} = 28492,23 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 6034,72 \text{ daN/m} \leq V_{pl,rd} = 28492,23 \text{ daN/m}$(condition vérifiée)

3.5.6.4 : Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

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

$$M_{b,rd} = \frac{XLT \times \beta_w \times w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

- **Calcul du moment critique au déversement :**

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times IZ}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{IZ} + \frac{L^2 \times G \times It}{\pi^2 \times E \times IZ}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

It : moment d'inertie de torsion

Iw : moment d'inertie de gauchissement

Iz : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1.13 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 288 \times 10^4}{4000^2} \times \sqrt{\frac{44.1 \times 10^9}{288 \times 10^4} + \frac{4000 \times 80769.23 \times 33.5 \times 10^4}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 288 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 124869423.6 \text{ N.mm}$$

- **Calcul de l'élancement réduit λ_{lt} :**

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3.14^2 \times 210000 \times 514 \times 10^3}{124869423.6}} = 92.31$$

- **Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \text{ avec :}$$

$\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_1 = 93.9 \text{ } \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{92.31}{93.9} = 0.98$$

- **Détermination de χ_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + [\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \text{ Avec : } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Et } \Phi_{LT} = 0.51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

✓ $\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profilés laminés

✓ $\alpha_{LT} = 0.49$ pour les sections soudées

$$\Phi_{LT} = 0.51 + [0.21 \times (0.98 - 0.2) + 0.98] = 1.63$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.63 + [1.63^2 - 0.98^2]^{0.5}} = 0.34$$

☞ **D'où :**

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.34 \times 1 \times 514 \times 10^{-2} \times 2350}{1.1} = 3733.5 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 6034.72 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 3733.5 \text{ daN.m} \dots \text{ condition non vérifié}$$

☞ **On opte pour un IPN340**

Tableau 3.4: Dimension et caractéristique de l'IPN 340

| h (mm) | b (mm) | tw (mm) | tf(mm) | r 1 | r 2 | d (mm) | A (cm2) | P (daN/m) |
|----------|------------|---------|-------------|----------|-------------------|---------|------------|-----------|
| 340 | 137 | 12.2 | 18.3 | 12.2 | 7.3 | 274.3 | 86.7 | |
| Iy (cm4) | Wel,y(cm3) | iy (cm) | Wpl,y(cm 3) | Iz (cm4) | Wel,z(cm3) | iz (cm) | Wpl,z(cm3) | |
| 15700 | 923 | 3.50 | 1080 | 674 | 98.4 ² | 2,80 | 166 | |

1) Vérification à l'ELU :

a) La classe de la section :

b) Semelle comprimée :

$$C = (b/2) / tf = 3.743 \text{ mm} < 9\epsilon = 8,32 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

c) Ame fléchi :

$$d / tw = 22,48 \text{ mm} < 72\epsilon = 66,56 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

d) Vérification au déversement :

$$M_{cr} = C1 \times \frac{\pi^2 \times E \times IZ}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{IZ} + \frac{L^2 \times G \times It}{\pi^2 \times E \times IZ}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

It : moment d'inertie de torsion

Iw : moment d'inertie de gauchissement

Iz : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 674 \times 10^4}{4000^2} \times \sqrt{\frac{176 \times 10^9}{674 \times 10^4} + \frac{4000 \times 80769,23 \times 90,4 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 674 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 326625573,45 \text{ N.mm}$$

• **Calcul de l'élancement réduit λ_{lt} :**

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 1080 \times 10^3}{326625573,45}} = 82,74$$

• **Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \text{ avec :}$$

$\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{82.74}{93.9} = 0.88$$

- **Détermination de χ_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + [\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \text{ Avec : } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Et } \Phi_{LT} = 0.51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

✓ $\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profilés laminés

✓ $\alpha_{LT} = 0.49$ pour les sections soudées

$$\Phi_{LT} = 0.51 + [0.21 \times (0.88 - 0.2) + 0.88] = 1.42$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.42 + [1.42^2 - 0.88^2]^{0.5}} = 0.39$$

⇒ D'où :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.39 \times 1 \times 1080 \times 10^{-2} \times 2350}{1.1} = 8998.36 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 6034.72 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 8998.36 \text{ daN.m}$ condition non vérifié

On prendre un IPN340

3.6 : Calcul des potelets

3.6.1-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.

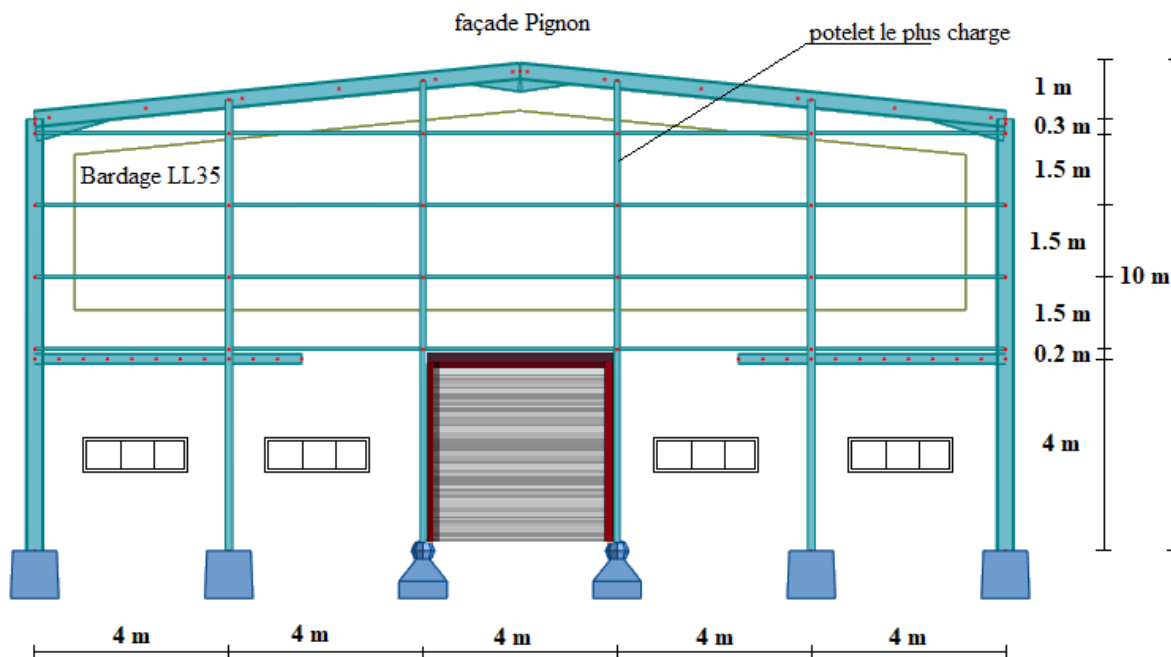


Figure 3.10.1 : Schéma statique du potele

3.6.2-charges permanentes G :(verticale concentrée)

Bardage (panneaux sandwichs LL35)10.9daN/m²

Poids propre de la lisse (UAP130).....13,74daN/ml

Accessoires de pose5daN/m²

La longueur de la lisse et de : $L = 4,00m$, et le nombre des lisses supporter par le potelet

$N = 4$ lisses.

La

surface tributaire revenant au potelet le plus chargé : $S = 4 \times 9,8 = 39,2m^2$

L'entraxe

des potelets: $e = 4m$

$$G = (13,74 \times 4 \times 4) + [(10.9 + 5) \times 4 \times 9,8] = 847,04daN$$

3.6.3-Surcharge climatique V (vent) :

Vent..... $V=55,66daN/m^2$

$$V = 55,66 \times 4 = 222,64daN/ml$$

3.6.4-Dimensionnement du potelet :

Sous la condition de flèche :

$L = 9,8m$: longueur du Potelet le plus chargé

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{980}{200} = 4,9cm$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{V \times (l)^4}{E \times I_z}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384 \times 4,9} \times \frac{V \times (l)^4}{E} = \frac{5}{384 \times 4,9} \times \frac{222,64 \times (980)^4 \times 10^{-2}}{2,1 \times 10^6} = 2598,55 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE220**

$$I_y = 2771,8 \text{ cm}^4 W_{ply} = 285,4 \text{ cm}^3$$

$$I_z = 204,81 \text{ cm}^4 W_{plz} = 58,1 \text{ cm}^3$$

$$A = 33,4 \text{ cm}^2 W_{ely} = 252 \text{ cm}^3$$

$$H = 22 \text{ cm} W_{elz} = 37,24 \text{ cm}^3$$

$$G = 26,2 \text{ kg/m}$$

3.6.5-Vérification de la section à la résistance :

3.10.5.1-Sous la flexion :

$M_{c.Rd}$: Ou est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

$$M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$$

$$M_{c.Rd} = M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285,4 \times 23,5}{1,1} = 6097,18 \text{ daN.m} = 60,97 \text{ kN.m}$$

$$Q_{z.sd} = 1,5V = 1,5 \times 222,64 = 333,96 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{333,96 \times 9,8^2}{8} = 4009,18 \text{ daN.m} = 40,09 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.sd} = 40,09 \text{ kN.m} \leq M_{c.Rd} =$$

60,97 kN.m vérifiée

3.6.5.2-Sous l'effort normal :

si $N_{sd} \leq \min\{0,25N_{pl.Rd}, (0,5A_w f_y / \gamma_{M0})\}$ Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 847,04 = 1143,50 \text{ daN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{33,4 \times 2350}{1,1} = 71354,54 \text{ daN}$$

$$0,25N_{pl.Rd} = 0,25 \times 71354,54 = 17838,63 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 33,4 - (2 \times 11 \times 0,92) = 13,16 \text{ cm}$$

$$\frac{0,5A_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 13,16 \times 2350}{1,1} = 14057,27 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \leq \min\{17838.63 \text{ daN} , 14057,27\text{daN}\}$$

$$N_{sd} = 1143,50 \text{ daN} \leq 14057,27\text{daN} \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

Donc pas d'interaction entre le moment r\u00e9sistant et l'effort normal.

3.6.6-V\u00e9rification de l'\u00e9l\u00e9ment aux instabilit\u00e9s :

Le potelet est sollicit\u00e9 \u00e0 la flexion (due au vent) et \u00e0 la compression (due \u00e0 son poids propre, Aux poids des bacs de bardage et des lisses) .En aucun cas, il ne supporte la toiture (il est assujetti au portique par appui glissant).il travaille la flexion compos\u00e9e.

La v\u00e9rification aux instabilit\u00e9s est donn\u00e9e par la formule suivante :

3.6.6.1-Flexion compos\u00e9e avec risque de d\u00e9versement :

$$\frac{N_{sd}}{x_z N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} M_{y.sd}}{x_{LT} M_{ply.rd}} \leq 1,0$$

Calcul du coefficient de r\u00e9duction minimal pour le flambement x_{min} :

$$x_{min} = \min(x_y, x_z)$$

Flambement par rapport a' l'axe fort **y-y** (dans le plan du portique) :

α : facteur d'imperfection correspondant \u00e0 la courbe de flambement appropri\u00e9e, donne par le Tableau 5.5.1 de l'Euro code 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{980}{9,11} = 107,57$$

$\beta_A = 1$ pour les sections de class 1,2 et 3

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^4}{23,5} \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\beta_A)^{0,5} = \frac{107,57}{93,9} (1)^{0,5} = 1,14$$

Courbe de flambement : (voire tableau 1)

$$\frac{h}{b} = \frac{220}{110} = 2 > 1,2$$

Axe de flambement **y-y** \rightarrow courbe de flambement a ; $\alpha=0,21$ (tableau 3).

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\phi_y = 0,5 [1 + 0,21(1,14 - 0,2) + 1,14^2] = 1,24$$

$$x_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$x_y = \frac{1}{1,24 + \sqrt{1,24^2 - 1,14^2}} = 0,57$$

Flambement par rapport à l'axe fort **z-z** (hors du plan du portique) :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{150}{2,48} = 60,48$$

$\beta_A = 1$ pour les sections de class 1,2 et 3

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^4}{23,5} \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A)^{0,5} = \frac{60,48}{93,9} (1)^{0,5} = 0,64$$

Courbe de flambement : (voire tableau 1)

$$\frac{h}{b} = \frac{220}{110} = 2 > 1,2$$

Axe de flambement **z-z** → courbe de flambement b ; $\alpha=0,34$ (tableau 3).

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\phi_z = 0,5 [1 + 0,34(0,64 - 0,2) + 0,64^2] = 0,77$$

$$x_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

$$x_z = \frac{1}{0,77 + \sqrt{0,77^2 - 0,64^2}} = 0,83$$

$$x_{min} = \min(x_y, x_z) = \min(0,57, 0,83)$$

$$x_{min} = 0,57$$

Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{150}{2,48}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{150}{2,48}}{\frac{22}{0,92}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 53,03 \Rightarrow \text{avec } \lambda_1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5} = \left[\frac{53,03}{93,9} \right] (1)^{0,5} = 0,56 \geq 0,4 \text{ Il ya un risque de déversement.}$$

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

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(0,56 - 0,2) + 0,56^2] = 0,69 \leq 1,0$$

$$x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

$$x_{LT} = \frac{1}{0,69 + \sqrt{0,69^2 - 0,56^2}} = 0,91 < 1$$

Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 1,14(2 \times 1,3 - 4) + \frac{285,4 - 252}{252} = -1,46$$

$$\text{Avec } \mu_y = -1,46 \leq 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{x_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-1,46 \times 1143,50}{0,57 \times 33,4 \times 2350} = 1,03$$

$$\text{Avec } k_y = 1,03 \leq 1,5$$

β_{My} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$$\beta_{My} = 1,3$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0,15 = 0,15 \times 0,64 \times 1,3 - 0,15 = -0,025 < 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{x_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-0,025 \times 1143,50}{0,83 \times 33,4 \times 2350} = 1$$

β_{MLT} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$$\beta_{MLT} = 1,3 \text{ (Tableau4)}$$

$$N_{sd} = 1143,50 \text{ daN}$$

$$M_{y.sd} = \frac{1,5V \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 222,64 \times 9,8^2}{8} = 4009,18 daN. = 40,09 kN.m$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{33,4 \times 2350}{1,1} = 71354,54 daN$$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285,4 \times 23,5}{1,1} = 6097,18 daN.m = 60,97 kN.m$$

3.6.6.2-Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} N_{pl.Rd}} + \frac{K_y M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{1143,50}{0,57 \times 71354,54} + \frac{1,03 \times 4009,18}{6097,18} = 0,70 \leq 1,0 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

3.6.6.3-Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{x_z N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} M_{y.sd}}{x_{LT} M_{ply.rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{1143,50}{0,83 \times 71354,54} + \frac{1 \times 4509,07}{0,91 \times 6097,18} = 0,74 \leq 1,0 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

3.6.7-Conclusion :

⇒ L'IPE220 convient comme potelet.

Chapitre 4 : Etudes de Plancher Mixte

Introduction

Les structures de planchers sont constituées d'ossatures plus lourdes, recevant des platelages de forte inertie, nécessaires pour reprendre des fortes charges (surcharges d'exploitations, de bureaux,) pouvant atteindre plusieurs tonnes au m². Les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées, les solives (support de platelage) portant sur des poutres maîtresses, qu'elles-mêmes portées sur des poteaux. Bien entendu qu'il y a divers types de planchers, parmi eux on

se base sur un plancher dit mixte (acier/béton), et le plus répandu dans les constructions Métalliques.

4.1 :Etude du plancher mixte à dalle collaborante :

Le calcul est fait selon l’Eurocode 4, qui exige deux vérifications :

- Vérification au stade de montage.
- Vérification au stade de définitif.

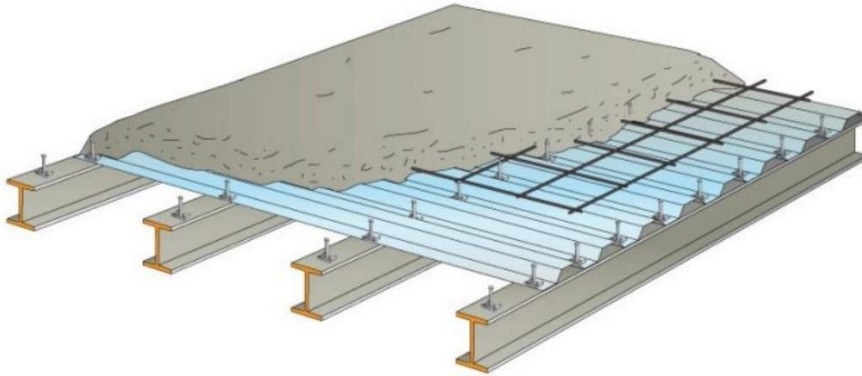


Figure 4.1 : Eléments constructifs du plancher mixte

4.2 :Notations et dimensions linéaires :

Les planchers de notre hongar une portée de 6m.

Pour faire une étude technique sur un plancher mixte, on fait une section transversale dans le plancher, et nous obtenons la figure V-1 et on suppose que :

-La liaison entre l’acier et le béton est rigide. Les deux matériaux ne peuvent glisser l’un sur l’autre, ils en sont empêchés par les connecteurs.

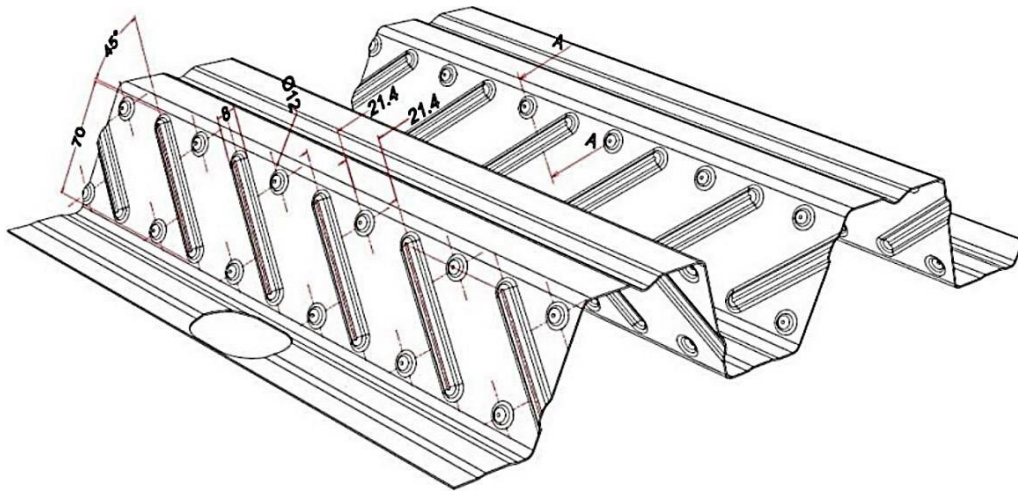


Figure 4.2 : Les dimensions du bac d'acier cofraplus55

❖ **Caractéristiques du bac d'acier cofraplus55**

- Hauteur des nervures = 5 mm
- Nombre de nervures Par bac= 55 mm
- Espacement des nervures= 150 mm
- Largeur outils du bac= 750 mm
- Epaisseur de tôle= 1 mm
- Poids= 12.83 daN/m²

4.3 :Etude des solives :

4.3.1 :Au stade de montage :

4.3.1.1 :Evaluation des charges

4.3.1.1.1 :Charge permanente :

- Poids propre de la solive..... $g_s=26,2 \text{ daN/m}^2$.
- Poids de la tôle(Cofraplus 55)..... $g_p=12.83 \times 1 \cong 13 \text{ daN/m}^2$.
- Poids propre de la dalle $g_c=0,12 \times 2500 \times 1=300 \text{ dan/m}^2$
- $G=339.2 \times 1.5=508.8 \text{ daN/m}$

4.3.1.1.2 :Charge d'exploitation :

une charge de construction (ouvriers, les matériels..etc.),.... $q=250 \times 1.5 =375 \text{ daN/m}$.

4.3.1.2 :vérifications à la résistance(ELU) :

$q_{sd}=1,35G+1,5Qq_{sd} = 1249.38 \text{ daN/m}$

4.3.1.2.1 :Détermination de la classe de la section IPE220 :

a) Semelle comprimée :

$b=110 \text{ mm}$ $t_f=9,2 \text{ mm}$

$$C=b/2=110 / 2 =55 \text{ mm}$$

$C/tf=55 / 9,2 = 5,97 \text{ mm} < 9\varepsilon = 9 \times 0,924 = 8,32$ donc : la semelle est de classe 1.

a) Ame fléchi :

$$d=h-(2(tf+r))=177,6 \text{ mm} \quad tw= 5,9 \text{ mm}$$

$d/tw=177,6 / 5,9 = 30,10 \text{ mm} < 72\varepsilon = 72 \times 0,924 =66,52$ donc : l'âme est de classe 1.

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

4.3.1.2.2 :Vérification de l'effort de tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$Vsd < Vpl,d$$

$$Vsd = \frac{ql}{2} = \frac{1249.38 \times 4}{2} = 2498.76 \text{ daN}$$

$$Vpl,rd = \frac{A \times Fy}{\gamma m0 \sqrt{3}}$$

Avec :

$$Av=A-[2b \times tf+(tw+2r) \times tf]=12,39 \text{ cm}^2$$

$$Vpl,rd = \frac{12.39 \times 2350}{1.1 \sqrt{3}} = 15282.19 \text{ daN}$$

$Vsd=2498.76 \text{ daN} < Vpl,rd=15282.19 \text{ daN}$ (Condition vérifié)

4.3.1.2.3 :Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

$$Msd = \frac{ql^2}{8} = \frac{1249.38 \times 4^2}{8} = 2498.76 \text{ daN}$$

$$Mpl,rd = \frac{Fy \times Wpl,rd}{\gamma m0} = \frac{235 \times 285}{1.1} = 60886.36 \text{ daN.m}$$

$Msd=2498.76 \text{ daN.m} < Mpl,d=60886.36 \text{ daN.m}$ (Condition vérifié)

4.3.1.3 :Vérification à l'ELS :

$$q =G+Qq = 883.8 \text{ daN/m}$$

$$fmax < fadm = \frac{l}{250} = \frac{400}{250} = 1.6 \text{ cm}$$

$$fmax = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 8.838 \times 400^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2771.8} = 0.50 \text{ cm}$$

$fmax = 0.50 \text{ cm} < fadm = 1.6 \text{ cm}$ (Condition vérifié)

4.3.2 : Au stade finale :

4.3.2.1 :Evaluation des charges :

4.3.2.1.1 :Charge permanent :

- ✓ Revêtement en carrelage (2 cm).....40 daN /m²
- ✓ Mortier de pose (2 cm).....40 daN /m²
- ✓ Isolation thermique (4 cm).....16 daN /m²
- ✓ Poids de la dalle ep (12cm).....300 daN /m²
- ✓ Cofraplus 55.....13 daN /m²
- ✓ Faux plafond.....10 daN /m²
- ✓ Poids de la solive.....26.2daN/m
- ✓ $G=419 \times 1.5 + 26.2 = 654.7$ daN/m

4.3.2.1.2 :Charge d'exploitation :

$$Q=250 \text{ daN/m}^2 \quad Q=250 \times 1.5=375 \text{ daN/m}$$

4.3.2.1.3 : Caractéristiques de la dalle mixte :

a) Calcul de la largeur participante de la dalle en béton (beff) :

$$b_{\text{eff}} = \min (2L_0/8 ; e)$$

Avec :

- ✓ $L_0=L$: la longueur de la solive
- ✓ $b_{\text{eff}} = \min (2L_0/8 ; e) = \min (1 ; 1.5) = 1\text{m}$
- ✓ e : entres axes des solives ; $e=1.5\text{m}$

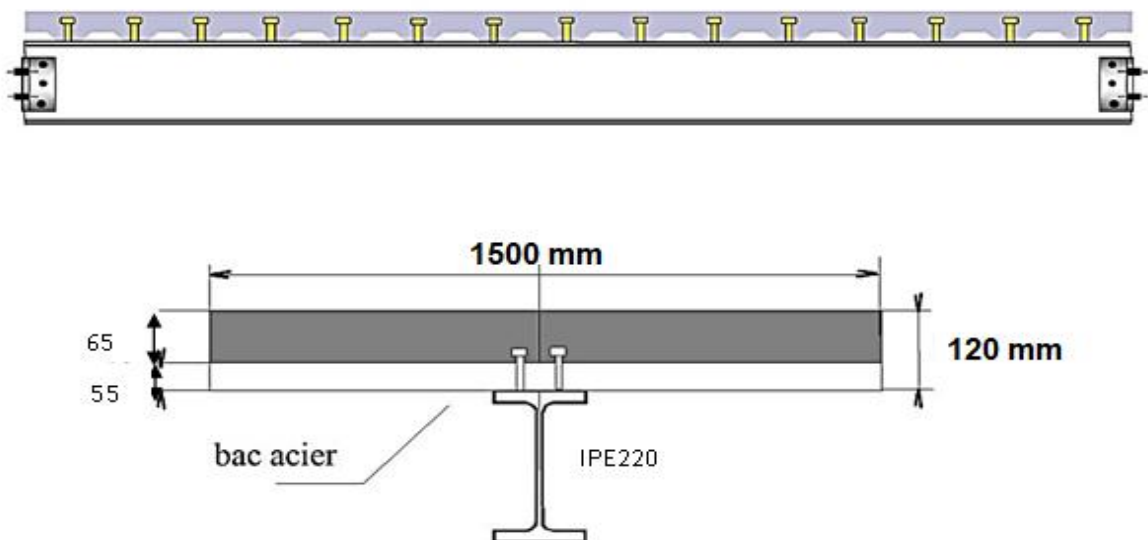


Figure 4.3 : La largeur participante de la dalle en béton (beff)

b) Calcul de la section équivalente acier-béton :

$$S = A + B/n$$

☞ Avec :

- A : section de l'IPE220 = 33,4 cm²
- B : section de la dalle en béton = 12x100 = 1200 cm²
- n : coefficient d'équivalence : n=15

☞ Donc :

$$S = 33,4 + 1200 / 15 = 113,4 \text{ cm}^2$$

$$S = 113,4 \text{ cm}^2$$

V.3.1.1.1 / vérifications à l'ELU :

$$q = 1,35G + 1,5Qq = 1446.34 \text{ daN/m}$$

4.3.2.1.4 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1446.34 \times 4}{2} = 2892.69 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A \times F_y}{m_0 \sqrt{3}} = \frac{12.39 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 15282.19 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2892.69 \text{ daN} \leq V_{pl,rd} = 15282.19 \text{ daN} \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

4.3.2.1.5 : Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \dots \dots \dots (\text{EC03})$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1446.34 \times 4^2}{8} = 2892.69 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times w_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 285.4}{1.1} = 60971.81 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 2892.69 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 60971.81 \text{ daN.m} \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

a) Calcul de la distance de l'axe neutre plastique (Z):

- Résistance de la section d'acier :

$$F_a = \frac{A_a \times F_y}{\gamma_a} = \frac{33.4 \times 2350}{1.1} = 71354.54 \text{ daN}$$

- Résistance de la section du béton :

$$F_b = \frac{0.85hc \times beff \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

Avec :

- $h_c = 0,95t = 0,95 \times 12 = 11,4 \text{ cm}$
- $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$

$$F_b = \frac{0,85 \times 11,4 \times 1 \times 250}{1,5} = 161500 \text{ daN}$$

$$F_b = 161500 \text{ daN} > F_a = 71354,54 \text{ daN}$$

donc : l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton.

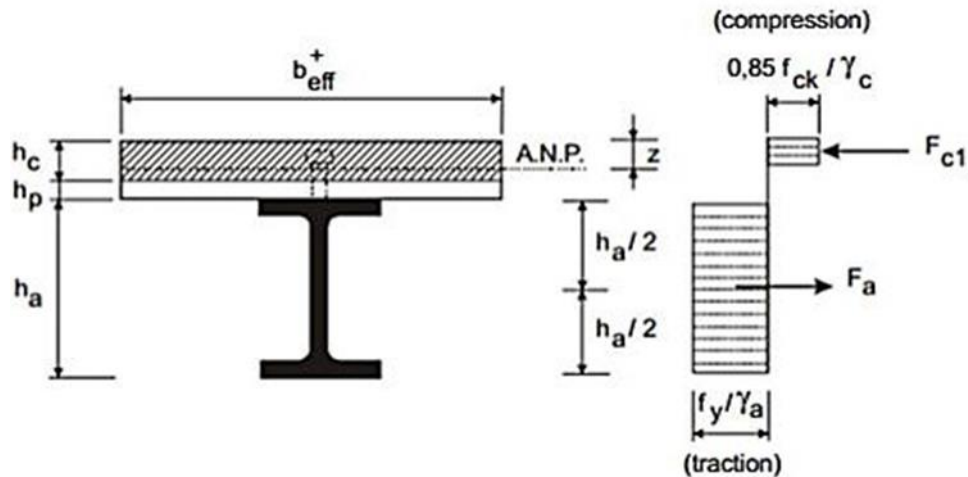


Figure 4.4 : Distribution plastique des contraintes normales

cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

☞ **d'où :**

$$Z = \frac{A_a \times F_y}{\gamma_a} / \frac{0,85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

$$Z = \frac{\frac{33,4 \times 2350}{1,1}}{\frac{0,85 \times 1 \times 250}{1,5}} = 5,03 \text{ cm}$$

b-Vérification du moment de résistance plastique :

Dans le cas d'une flexion positive avec un axe neutre dans la dalle Le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

Avec :

$$H_p = 55 \text{ mm}$$

$$H_c = 0,95 t = 0,95 \times 120 = 114 \text{ mm}$$

$$M_{pl,rd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right) = 71354,54 \left(\frac{220}{2} + 114 + 55 - \frac{50,3}{2} \right) = 18113,34 \text{ daN.m}$$

✓ $M_{sd} = 3257,18 \text{ daN.m} < M_{pl,d} = 18113,34 \text{ daN.m}$ (Condition vérifié)

4.3.2.1.6 :Vérifications à l'ELS :

$$q = G + Qq = 1029.7 \text{ daN/m}$$

V.3.1.1.1

/ Vérification de la flèche :

$$f_{max} < f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{400}{250} = 1.6 \text{ cm}$$

Avec :

L: la portée de la solive.

I: Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique.

E: module d'élasticité de l'acier.

➤ Calcul du moment d'inertie I_y :

$$I_y = I_A + Ad^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

☞

Avec :

- I_A : inertie propre de l'IPE220 ; $I_A = 2771.8 \text{ cm}^4$
- h_c : hauteur de la dalle seul ; $h_c = 0,95t = 0,95 \times 12 = 11,4 \text{ cm}$
- I_B : Inertie de la section en béton ; $I_B = \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12} = 12346.2 \text{ cm}^4$

d : distance du centre de gravité du profilé (GA) à l'axe neutre élastique qui sera calculé en égalisant les moments statiques de la dalle en béton et le profilé par rapport à cet axe :

$$d = \frac{\left[\frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(t + \frac{h}{2} \right) \right]}{\left[A_a + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \right]} = 16.31 \text{ cm}$$

$$I_y = 2771.8 + 33.4 \times 16.31^2 + \frac{12346.2}{15} + \frac{100 \times 11.4}{15} \left(\frac{12 + 22}{2} - 16.31 \right)^2 = 12516 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 10.297 \times 400^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 12516} = 0.13 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0.13 \text{ cm} < f_{adm} = 1.6 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

4.4 :Calcul de la connexion Acier-béton:

Les connecteurs repartis le long de l'interface acier-béton d'une poutre ont pour rôle principale de transmettre l'effort de cisaillement longitudinal (glissement) venant de l'interaction entre la dalle en béton, le pontage métallique et la poutre en acier .

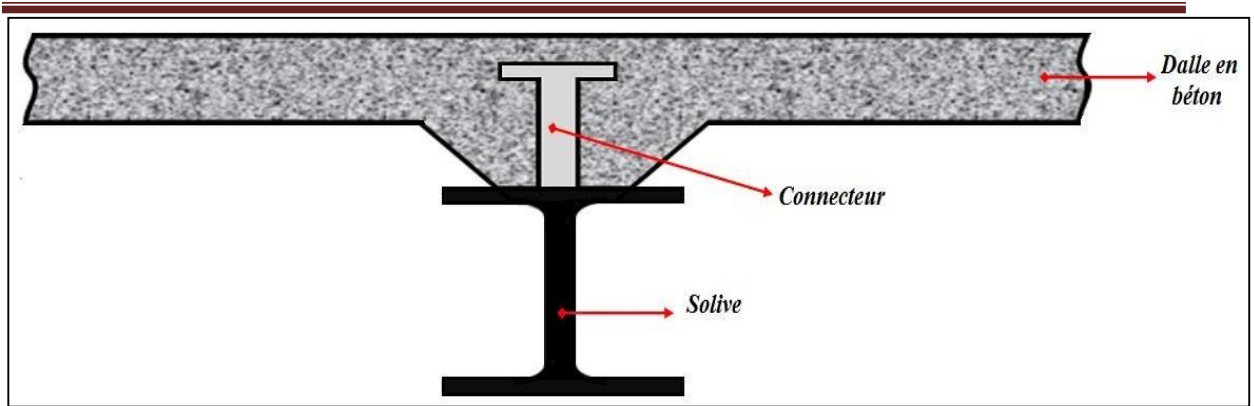


Figure 4.5 : La position d'un connecteur

4.4.1 :ChoixdesdimensionsdesconnecteurssuivantL'EUC4:

Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujons soit d'un diamètre (D) d'au moins $1,5d$ et d'une hauteur (h_t) d'au moins $0,4d$ et de hauteur totale ($h > 4d$), ou d : est diamètre du fût du goujon ($d > 16\text{mm}$)

On utilise des goujons en acier de diamètre $d=19\text{ mm}$.Et de hauteur totale $H=100\text{ mm}$

Donc l'acier a une résistance ultime en traction spécifiée de $f=360\text{Mpa}$.

On adopte alors comme connecteurs des goujons à têtes ductiles de :

- $D=1,5d=28,5\text{mm}$
- $d=19\text{mm}$
- $H > 4d$ $H > 4 \times 19 = 76\text{mm}$ soit $H=100\text{ mm}$
- $H_t=7,6$

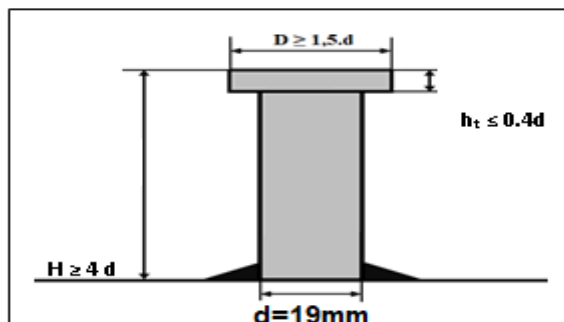


Figure 4.6 : Caractéristiques des connecteurs

4.4.2 :Calcul du Nombre de connecteurs (goujon):

Le nombre de connecteur doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé (Section 6.2 EC 4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur PRd (section 6.3 ou 6.5 EC 4) :

$$N \geq \frac{V_l}{PRd}$$

Avec:

- N_l : l'effort de cisaillement longitudinal
- PRd : La résistance au cisaillement d'un connecteur.

1- Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal.

$$V_l = F_{cf} \dots \dots \dots \text{(EC4 Formule 6.6).}$$

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \\ \frac{0.85 \times A_c \times F_{ck}}{\gamma_s} + \frac{A_{se} \times F_{sk}}{\gamma_s} \end{array} \right\}$$

- A_a : aire de l'élément structural IPE200 (28.5 cm²)
- A_c : section efficace de béton : beff x t = 1300 cm².

f_y : 235 MPa (S235)

- γ_a : coefficient de sécurité pour l'acier soit 1.1
- γ_b : coefficient de sécurité pour le béton soit 1.5
- γ_s : coefficient de sécurité pour le ferrailage soit 1.15
- f_{ck} : la résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré
- $A_{se} = 0$: L'aire de toute armature longitudinale comprimée

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{33.4 \times 235 \times 10^2}{1.1} = 713545.45 \text{ daN} \\ \frac{0.85 \times 1200 \times 25 \times 10^2}{1.5} = 1700000 \text{ daN} \end{array} \right\}$$

Donc : $V_l = F_{cf} = 713545.45 \text{ daN}$

1- Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur PRd

$$PRd = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{1}{\gamma_v} \\ 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{1}{\gamma_v} \times \sqrt{F_{ck} \times E_{cm}} \end{array} \right\}$$

Avec:

- f_{ck} : résistance caractéristique à la compression du béton (25MPa)

- f_u : la contrainte résistante ultime de l'acier du goujon (360 MPa)

- E_{cm} : module de young instantane du beton ($E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{ck}}{10}\right)^{0.3} = 31476 \text{ MPa}$)

- γ_v : le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime soit 1.25

$$\alpha = \begin{cases} \alpha = 1 & \text{pour } \frac{h}{d} > 4 \\ \alpha = 0.2 \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

On a : $\frac{h}{d} = \frac{100}{19} = 5.26 > 4 \quad \alpha = 1$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times 360 \times \frac{3.14 \times 19^2}{4} \times \frac{1}{1.25} = 6529.2 \text{ daN} \\ 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{1}{1.25} \times \sqrt{25 \times 31476} = 7429.42 \text{ daN} \end{array} \right\}$$

Donc :

$$P_{rd} = 6529.2 \text{ daN}$$

D'où le nombre des connecteurs N est :

$$N \geq \frac{71354.45}{6529.2} = 10.74 \quad \text{Donc on prend un nombre de goujon } N = 11 \text{ goujon}$$

4.4.3 : Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4 6.1.3)

Le nombre de connecteur N est uniformément réparti sur une longueur critique L_{cr} .

Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques. Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

- Une section de moment fléchissant maximum.
- Une section sur appuis.
- Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives,

Donc : $L_{cr} = \frac{L}{2}$ Alors l'espacement des connecteurs $S = \dots$

$$S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{L}{2N} = \frac{400}{2 \times 11} = 18.18 \text{ cm}$$

S=18.18 cm

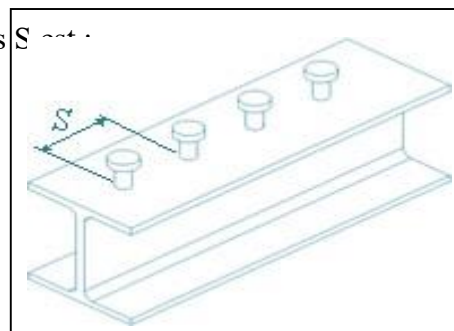


Figure 4.7: Distance entre goujons

Conclusion

A travers cette étude nous avons calculé le plancher mixte réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 12 cm posée sur des solives IPE220.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 19 mm, espacés de 40 cm entre eux.

Chapitre 5: dimensionnement des contreventement

5.1 :Introduction

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinages des ponts roulants, effet de séismes, chocs etc. ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et en façade « palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les longs pans.

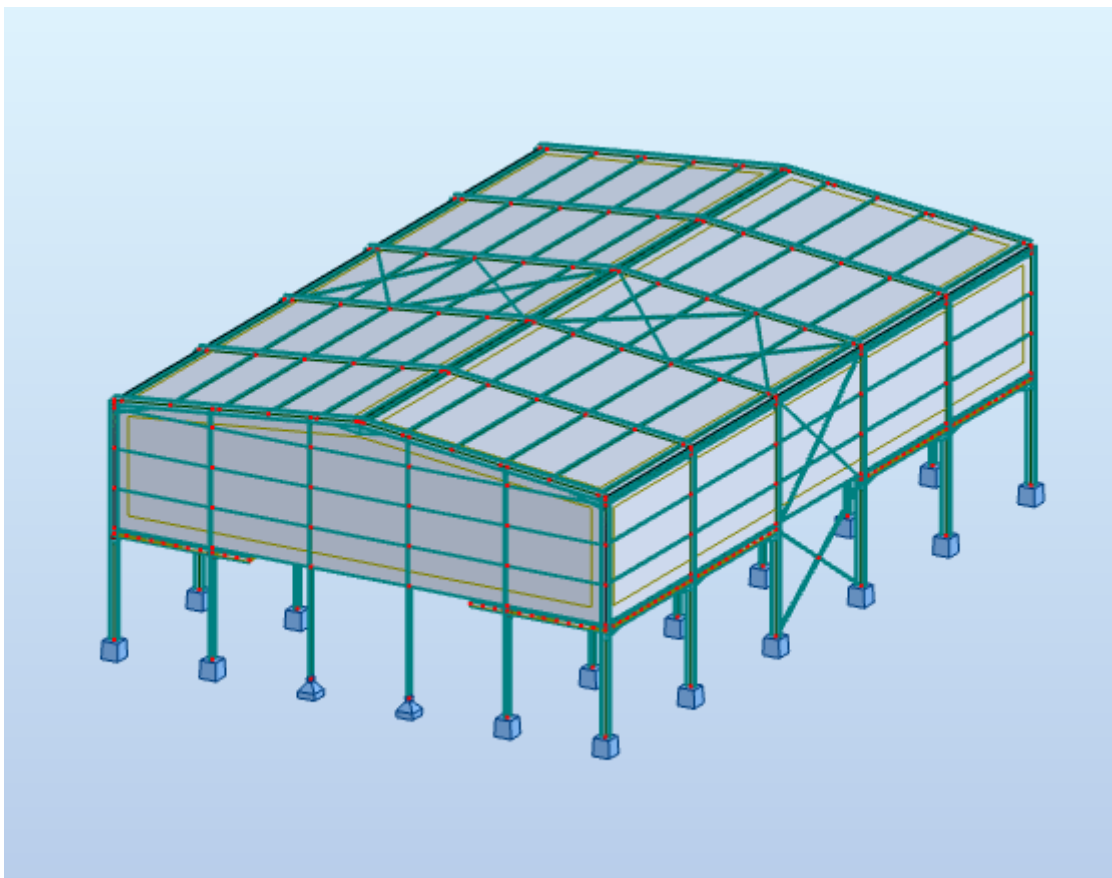


Figure 7.1: Dispositions des contreventements.

5.2 :Rôle des systèmes de contreventement

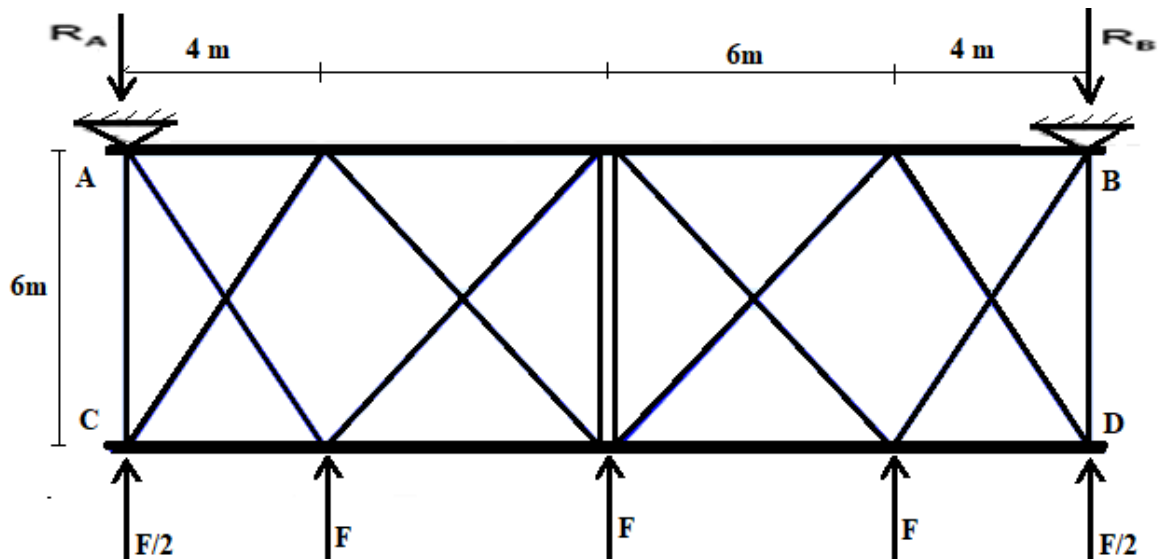
Les contreventements ont pour fonctions principales de :

- Reprendre et transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causées par : le vent, le séisme, les forces de freinage de ponts roulants, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée de terres...

- Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées des poutres et des portiques vis-à-vis du déversement.
- Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.

5.3 : Calcul de la poutre au vent en pignon :

(a) À pignon (20 m) :



POUTRE AU VENT

Figure 7.2 : Schéma statique des contreventements de la toiture

5.3.1 : Effort en tête de poteau :

$$F = W \cdot S_p + F_{FRi}$$

Avec

$\{ S_p$: surface sollicitée par les charges W : pression de vent sur le pignon

F_{FR} : force de frottement

$$w = 55,66 \text{ daN/m}^2$$

Avec $F_{FRi} = 0$ daN

• **noeuds (1, 6) :** $F_1 = W_1 \times S_1 = 55,66 \times 9,2 = 512,1 \text{ daN}$

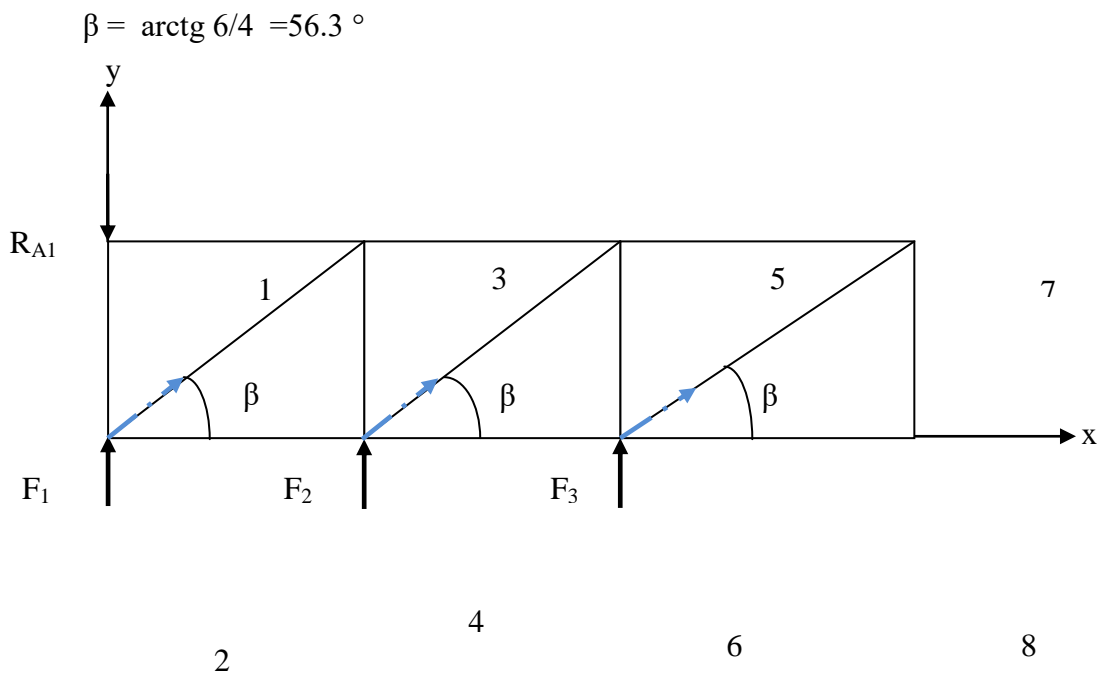
• noeuds (2, 5) : $F_2 = W_1 \times S_2 = 55,66 \times 37,6 = 2092,82 \text{ daN}$

• noeuds (3, 4) : $F_3 = W_1 \times S_3 = 55,66 \times 39,2 = 2181,87 \text{ daN}$

5.3.2 : Réactions R_{A1} et R_{B1} :

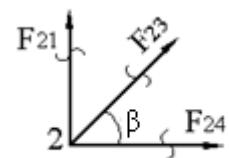
$R_{A1} = R_{B1} = \sum F_{1+2+3} = 4786,8 \text{ daN}$

5.4 : Calcul de la diagonale :



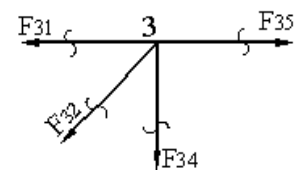
Nœud 1 :

$$\begin{cases} /x : F_{13} = 0 \\ /y : F_{12} + R_A = 0 \Rightarrow F_{12} = -4786,8 \text{ daN} \end{cases}$$



Nœud 2 :

$$\begin{cases} /x : F_{24} = -F_{23} \cos \beta = -2850,86 \text{ daN} \\ /y : F_{23} = \frac{-F_{21} - F_1}{\sin \beta} = 5138,14 \text{ daN} \end{cases}$$



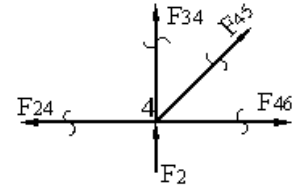
Nœud 3 :

$$\begin{cases} / x : F_{35} = F_{32} \cos \beta = 2850,86 daN \\ / y : F_{34} = -F_{32} \sin \beta = -4274,7 daN \end{cases}$$

Nœud 4 :

$$\begin{cases} / y : F_{45} = \frac{-F_2 - F_{43}}{\sin \beta} = 2622,6 daN \end{cases}$$

Le diagonale le plus sollicité est F_{23} , avec : $N_{sd} = 5138,14 daN$



il faut vérifier que :

$$\begin{cases} A \geq \frac{N_{sd}}{f_y} \frac{51.38}{23.5} = 2.2 cm^2 \end{cases}$$

$$A = 7.79 cm^2 \geq 2.2 cm^2$$

Cornière : L × 80 × 80 × 5

$$\text{avec : } \begin{cases} \gamma_{M0} = 1 \\ \gamma_{M2} = 1.25 \end{cases} f_y = 235 N/mm$$

5.5 : Vérification les diagonales à la traction :

On vérifie : $N_{t,sd} \leq N_{Rd}$

$N_{Rd} = \min(N_{pl}; N_u; N_{net}) = N_{pl}$ par ce que les cornières sans assembler avec soudure

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{pl} = \frac{23.5 \times 779}{1} = 18306.5 daN$$

$N_{t,sd} = daN \leq N_{Rd} = N_{pl} = 18306.5 daN$ La Traction est vérifiée pour les diagonal

OK

Donc la cornière L 80 × 80 × 8 conviens comme diagonale pour poutre au vent.

5.6 : dimensionnement de la palée des stabilité en longpan

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts de vent sur pignon transmis par le contreventement des versants (poutreauvent), on ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutreau vent.

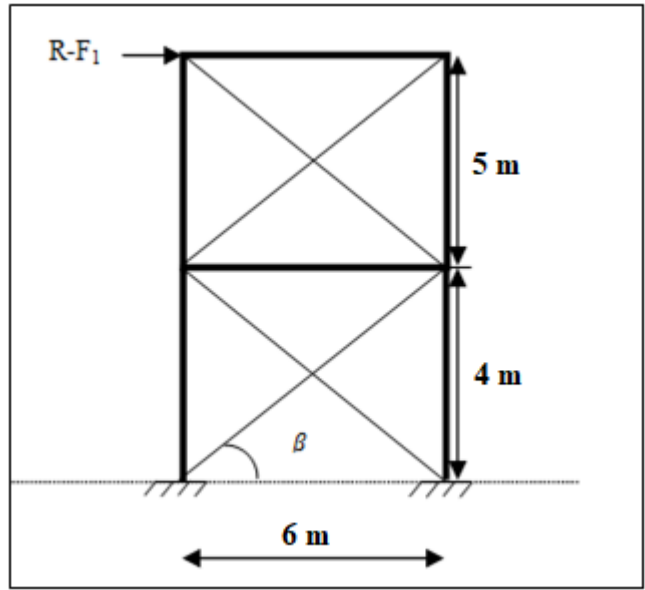


Figure 7.3: Schéma statique de Paléedestabilité en longpan

5.6.1 :Evaluation des efforts

Parméthodedecoupure, onobtient:

$$R-F_1 = N \cdot \cos\beta \Rightarrow N = \frac{R-F}{\cos\beta}$$

Avec:

$$R_B = 4786,8 \text{ daN}$$

$$\tan\beta = \frac{4}{6} \Rightarrow \arctan\beta = 33,69^\circ$$

$$\text{D'où: } N = \frac{4786,8 - 1403,45}{\cos 33,69^\circ} = 4066,27 \text{ daN}$$

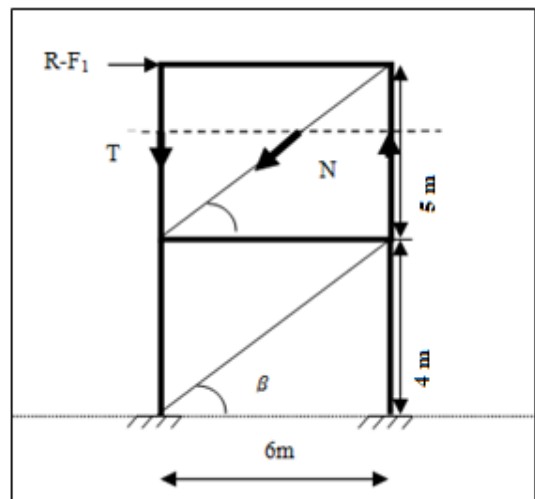
- **Section de la diagonale:**

$$\text{On a : } N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} \quad \text{Figure 7.4 : Effort de traction dans la diagonale tendue}$$

$$\text{Avec : } N_{sd} = 1,5 \times N = 6099,41 \text{ daN} = 60,99 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } A > \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{60,99 \times 1,1}{23,5} = 2,8 \text{ cm}^2$$

Donc on opte une barre de cornière égale : L80x80x8 ($A = 19 \text{ cm}^2$) avec un boulon de 12 mm et trous de



Chapitre 6 : Etude sismique

6.1 - Introduction

L'étude sismique a pour but de déterminer les sollicitations engendrées par un éventuel séisme à chaque niveau de notre structure afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et de la construction vis-à-vis des effets de l'action sismique par une conception et un dimensionnement appropriés. Cette étude s'appuie sur les règles parasismiques algériennes RPA /2003.

6.2 Notions de sismologie

Un séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération soudaine d'énergie de déformation.

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques.

Les séismes manifestes sont une série de secousses brutales et violentes qui ébranlent le sol, leurs effets sont souvent catastrophiques. Ces secousses sismiques imposent aux constructions de saccélérations particulières, il en résulte des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

6.3 Classification de notre ouvrage selon l'RPA99 version 2003

6.3.1 Classification de la zone sismique

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones

de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune et d'après ce tableau notre ouvrage est implanté dans la wilaya de TIZI OUZOU commune de IFLISSEN donc en **zone IIa**.

6.3.2 Classification de notre ouvrage selon son importance (Art 3.2 RPA99 version 2003)

Notre ouvrage est fait pour usage commerciale dont la hauteur est inférieure à 48 m, mais il peut recevoir plus de 300 personnes ce qui fait qu'il est classé dans le **groupe 1B** : ouvrages de grande importance

6.3.3 Classification du site (Art 3.3 RPA99 version 2003)

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

Dans la catégorie **S3 (site meuble)**, on retrouve les dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide caractérisés par une vitesse de l'onde de cisaillement $V_S \geq 200 \text{ m/s}$ à partir de 10 m de

profondeur.

6.3.4 :Classification des systèmes de contreventement (Art. 8-4-2 RPA99 version2003) :

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R .
Notre structure est contreventée par un système de palée triangulé en X.

Dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature. Pour ce type de palées de contreventement, il est prise une valeur du coefficient $R=4$.

6.3.5 :Classification de l'ouvrage selon sa configuration (Art3.5RPA99version2003)

La régularité en plan est vérifiée (les 4 conditions de l'RPA a1, a2, a3, a4 sont vérifiées) mais la régularité en élévation n'est pas vérifiée car la condition b2 n'est pas vérifiée car la masse de notre ouvrage diminue d'une façon brusque du bas au sommet), ce qui fait que notre ouvrage est classé comme étant ouvrage irrégulier.

6.4 :Méthodes de calcul

Le règlement **RPA99 (version 2003)** propose trois méthodes différentes de calcul:

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographes.

La structure ne répond pas aux conditions exigées par RPA99 version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente (conditions de régularité en élévation n'est pas vérifiées car la masse de notre ouvrage diminue d'une façon brusque du bas au sommet), alors le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale (peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise).

6.4.1 :Principe de la méthode

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.

6.4.2 :Modélisation:

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et de masse de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques. Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tri dimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravités des planchers avec trois (03) DDL (02 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

6.4.3 :Nombre des modes considérer (RPA99/2003) :

D'après le RPA99/2003 (article 4.3.4 [2]) : pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Tableau 5.1 Nombre des modes considérer (RPA99/2003)

| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masses Cumulées UZ [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Masse Modale UZ [%] | Tot.mas.UX [t] | Tot.mas.UY [t] | Tot.mas.UZ [t] |
|----------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|----------------|----------------|----------------|
| 29/ 1 | 2.21 | 0.45 | 92.23 | 0.00 | 0.0 | 92.23 | 0.00 | 0.0 | 256.47 | 256.47 | 0.0 |
| 29/ 2 | 2.53 | 0.40 | 92.23 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 256.47 | 256.47 | 0.0 |
| 29/ 3 | 3.20 | 0.31 | 93.07 | 0.00 | 0.0 | 0.84 | 0.00 | 0.0 | 256.47 | 256.47 | 0.0 |
| 29/ 4 | 3.30 | 0.30 | 93.08 | 0.00 | 0.0 | 0.01 | 0.00 | 0.0 | 256.47 | 256.47 | 0.0 |
| 29/ 5 | 3.36 | 0.30 | 93.08 | 14.09 | 0.0 | 0.00 | 14.09 | 0.0 | 256.47 | 256.47 | 0.0 |
| 29/ 6 | 3.55 | 0.28 | 93.08 | 14.09 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 256.47 | 256.47 | 0.0 |
| 29/ 7 | 4.26 | 0.24 | 93.08 | 79.06 | 0.0 | 0.00 | 64.98 | 0.0 | 256.47 | 256.47 | 0.0 |
| 29/ 8 | 4.51 | 0.22 | 96.22 | 79.06 | 0.0 | 5.14 | 0.00 | 0.0 | 256.47 | 256.47 | 0.0 |

Le nombre de mode à prendre en considération est de 8 modes, car c'est à ce mode que le 90% de mobilisation de masse modale effective dans les deux directions sont atteints (Art 4.3.4 du RPA 2003)

$$\frac{s_a}{g} = \left\{ \begin{array}{ll} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5n \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.25n(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5n(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5n(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \leq 3.0s \end{array} \right\} \quad (4.13)$$

Avec:- A:Coefficient d'accélération de zone.

- η :Coefficient de correction d'amortissement.
- Q: Facteur dequalité.
- T1,T2:Périodes caractéristique sassociées à la catégorie du site.
- R:Coefficient de comportement globale de la structur
- $n = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7$
- ζ :Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (RPA99/version2003)

Dans notre cas,on a un portique en acier et un remplissage ligner donc: $\xi=4^0/0$

→ $\eta=1.08$Vérifié

A =0.15 (tableau 4.1 RPA99/version2003).

R=4 (ossature contreventé par palées triangulées en X - tableau 4.3 RPA99/version2003).La structure à étudier est implantée dans un site de catégorie S3 (site meuble).

T1=0.15secondeetT2=0.40seconde(tableau 4.7RPA99/version 2003)

6.5 :Calcul delaforce sismique totale

L'effort sismique total appliqué à la base de la structure est donné par la formule suivante.(Voir RPA99/2003, §4.2.3).

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- V: Effort tranchant à la base du bâtiment.
- A: coefficient d'accélération des zones.
- D: facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q: facteur de qualité.
- R: coefficient de comportement global de la structure.
- W: poids de la structure.

1. Coefficient d'accélération de zone A

Le coefficient "A" dépend du groupe d'usage de l'ouvrage et de la zone sismique, où il sera implanté.

- Groupe d'usage de l'ouvrage: **groupe 2**.
- Zone sismique: **Zone II**.

D'après le tableau 4.1 de RPA 99 version 2003 On obtient **A = 0.15**

2. Facteur d'amplification dynamique moyen D

Le facteur d'amplification dynamique moyen est donné en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \end{cases}$$

Avec :

- T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site
- S_2 : site ferme d'après le tableau 4-7..... $T_2 = 0.4$

- η : **facteur de correction d'amortissement**

donné par la formule $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

Avec :

- $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (tableau 4.2)

On a un portique en acier donc : $\eta = 4\% = 1.08$ Vérifié

Donc : $\eta = \sqrt{7/(2 + 4)} = 1.08 \geq 0.7$

On a $T = 0.40$ s ($T_{analytique}$ donné par le logiciel Robot).

Calcul de la période fondamentale à l'aide des formules empirique :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} Ct \times h^{\frac{3}{4}} \\ 0.09 \times h / \sqrt{Lx} \end{array} \right\}$$

D'après le RPA 2003 pour l'estimation de la période fondamentale de la structure, postule que:

<< les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques

Pour mieux interpréter cet article Taleb [] à propos de ce que le choix de la période de calcul

et l'effort tranchant à la base soit limité comme suite:

| Conditions sur T | Période choisie |
|---|-------------------------|
| $T_{analytique} < T_{empirique}$ | $T = T_{empirique}$ |
| $T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3 T_{empirique}$ e | $T = T_{analytique}$ |
| $1.3 T_{empirique} < T_{analytique}$ | $T = 1.3 T_{empirique}$ |

Calcul de $T_{empirique}$

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} Ct \times h^{\frac{3}{4}} \\ 0.09 \times h / \sqrt{Lx} \end{array} \right\}$$

Avec $C_T = 0.085$ (Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie) $E_{th} = 10$ m, $L_x = 20$ m et $L_y = 30$ m.

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.085 \times 10^{\frac{3}{4}} = 0.47 \\ 0.09 \times \frac{10}{\sqrt{20}} = 0.20 ; 0.09 \times \frac{10}{\sqrt{20}} = 0.16 \end{array} \right\}$$

Donc : $T_{empirique} = 0.16$ s

On a : $1.3 T_{empirique} = 1.3 \times 0.16 = 0.208$ s $< T_{analytique} = 0.4$ s donc : $T = 0.208$ s

$$0 < T < T_2 \quad D = 2.5 \eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7$$

1. Facteur de qualité Q

D'après le tableau 4.4 de l'RPA on déduit la valeur du facteur de qualité comme suite :

| Critère Q | Valeur de p _q (x) | | Valeur de p _q (y) | |
|---|------------------------------|-----------|------------------------------|-----------|
| | Observation | Pénalités | Observation | Pénalités |
| Conditions minimales sur les files de contreventement | Non | 0.05 | Non | 0.05 |
| Redondance en plan | Non | 0.05 | Non | 0.05 |
| Régularité en plan | Non | 0.05 | Non | 0.05 |
| Régularité en élévation | Non | 0.05 | Non | 0.05 |
| Contrôle de la qualité des Matériaux | Oui | 0 | Oui | 0 |
| Contrôle de la qualité de l'exécution | Oui | 0 | Oui | 0 |

Donc: $Q_x = Q_y = 1 + 0.2 = 1.2$

1. Coefficient de comportement global de la structure R.

R=4 (ossature contreventé par palées triangulées en X-tableau 4.3

RPA99/version2003). Et (Art. 8-4-2 RPA99 version2003)

2. Les poids de la structure W.

On a $W_i = \sum W_i$ avec $W_i = W_{Gi} = \beta W_{Qi}$

Avec $\beta = 0.4$ (cas 2 restaurant du tableau 4.5 du RPA2003)

A l'aide de logiciel robot on peut déterminer directement le poids de la structure:

W = 1698.20 KN

$$V_x = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.2}{4} \times 1698.20 = 206.33 \text{ KN}$$

$$80\% V_x = 165.06 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.2}{4} \times 1698.20 = 206.33 \text{ KN}$$

$$80\% V_y = 165.06 \text{ KN}$$

Les valeurs de V_x dans le sens x et V_y dans le sens y obtenue par le logiciel

comme suit : $V_x = 219.74 \text{ KN}$ et $V_y = 207.28 \text{ KN}$

Donc on a $V_x=223.40\text{KN} > 80\% V=165.06\text{KN}$ **condition vérifié**

$V_y=208.19\text{KN} > 80\% V=165.06\text{KN}$ **condition vérifié**

6.6 : Comparaison entre l'effort sismique et la force due au vent

Afin de déterminer l'effort le plus défavorable qui sollicite notre ouvrage en compare entre l'effort sismique et la force du vent au niveau du plancher et en tête des poteau dans les deux direction suivant X et Y.

5.6.1 : Distribution le l'effort sismique

On a la formule(4-11) del'article 4.2.5 del'RPA99 version 2003

$$F_i = \frac{(V-F_i)W_i h_i}{\sum_{i=1}^n w_j h_j} \quad (4-11)$$

Ona: si $T \leq 0.7 \rightarrow F_t=0$ (L'article 4.2.5 del'RPA99 version 2003)

$T > 0.7 \rightarrow F_t=0.07TV$

Ona $T=0.34 < 0.7 \rightarrow F_t=0$

Eton au niveau du plancher

$W_1=177482.96\text{Kg}$

au niveau de la toiture

$W_2= 29369 \text{ Kg}$

1. Suivant le sens X

$$F_{1x} = \frac{223.4 \times 177482.96 \times 4}{177482.96 \times 4 + 29369 \times 9} = 162.79 \text{ KN}$$

$$F_{2x} = \frac{223.4 \times 29369 \times 9}{177482.96 \times 4 + 29369 \times 9} = 60.61 \text{ KN}$$

1. Suivant le sens Y

Au niveau du plancher

$$F_{1y} = \frac{223.4 \times 177482.96 \times 4}{177482.96 \times 4 + 29369 \times 9} = 162.79 \text{ KN}$$

En tête du poteau (poteau)

$$F_{2y} = \frac{223.4 \times 29369 \times 9}{177482.96 \times 4 + 29369 \times 9} = 60.61 \text{ KN}$$

6.6.2 :Distribution de la force du vent

2.Suivant le sens X (face pignon)

- Au niveau du plancher

La surface d'influence

$$S_1=20 \times 4=80\text{m}^2$$

$$V_{1x}=121.94 \times 80=97.55 \text{ KN}$$

- En tête de poteau(poteau)

La surface d'influence

$$S_2=20.08 \times 20 \times 2=80.3 \text{ m}^2$$

$$V_{2x}=121.94 \times 83.24=101.5 \text{ KN}$$

3. Suivant le sens Y (face long pan)

- Au niveau du plancher

La surface d'influence

$$S_1=30 \times 4=120\text{m}^2$$

$$V_{1y}=121.94 \times 120 =146.32 \text{ KN}$$

- Entête de poteau

La surface d'influence $S_2=30 \times 2+301.30 =361.3 \text{ m}^2$

$$V_{2y}=121.94 \times 361.3=440.56 \text{ KN}$$

Conclusion

En comparons la distribution verticale de la force de la force sismique et la force equivalente du vent au niveau du plancher et en tête du poteau (toiture) suivant X et Y on constate que l'effort du vent domine l'effort sismique.

Pour cela on introduit les forces due au vent sur le logiciel ROBOT et les combinaisons à l'ELU et l'ELS pour la vérification des éléments.

- **D'après robot structure:**

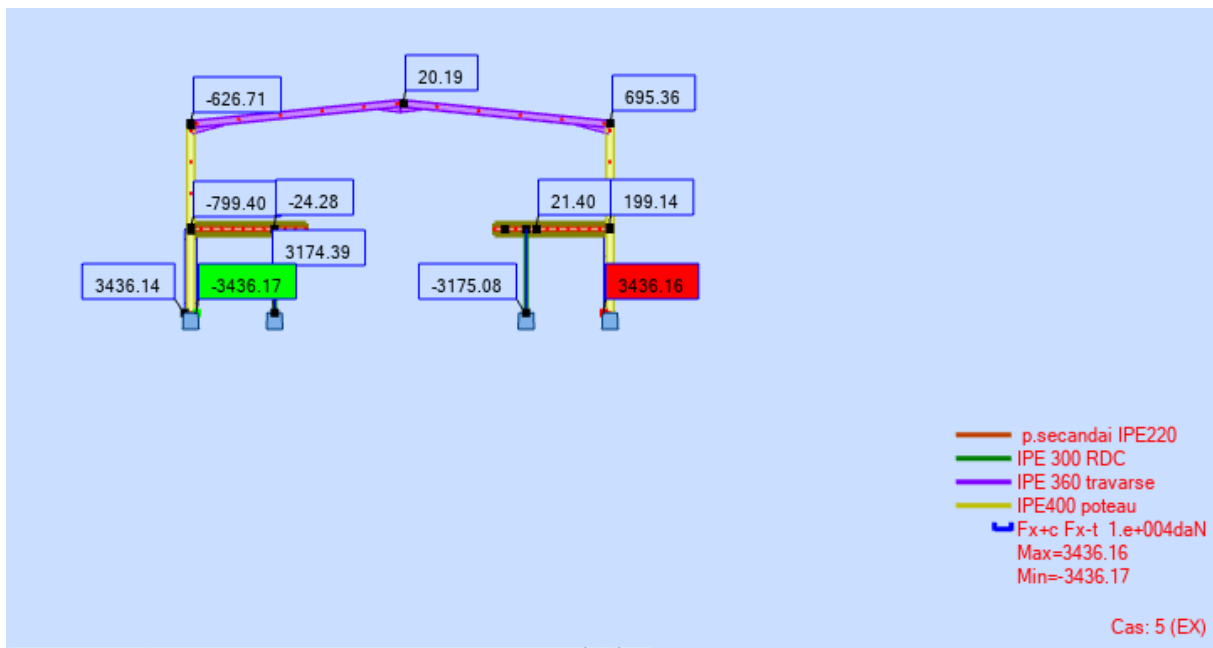


Figure 6.1 : Distribution des forces sismique par portique mixte (sens transversal).

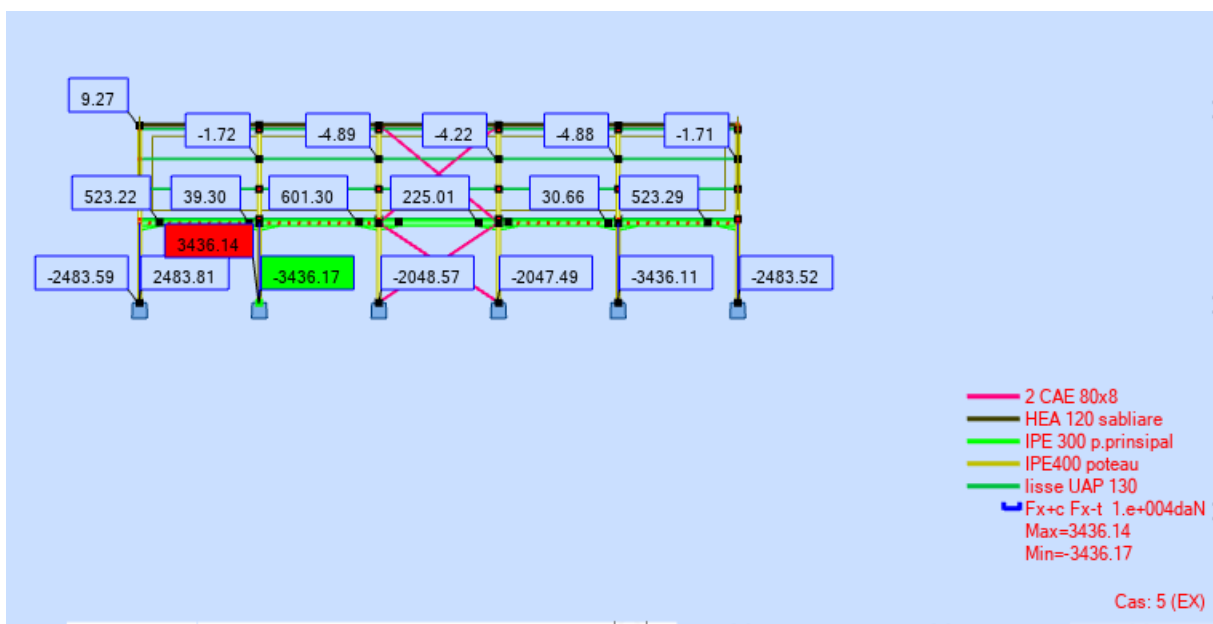


Figure 6.2 : Distribution des forces sismique par files (sens longitudinale).

✓ Réaction à la base selon la combinaison la plus défavorable :

| | FX [daN] | FY [daN] | FZ [daN] | MX [kGm] | MY [kGm] | MZ [kGm] |
|--------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| MAX | 4295.38 | 8018.26 | 19528.04 | 1497.47 | 10091.07 | 37.03 |
| Noeud | 9 | 15 | 65 | 67 | 9 | 13 |
| Cas | 5 | 6 | 1 | 6 | 5 | 5 |
| Mode | CQC | CQC | | CQC | CQC | CQC |
| MIN | -1037.61 | -341.29 | -1438.77 | -119.18 | -2307.44 | -9.05 |
| Noeud | 11 | 15 | 17 | 53 | 9 | 13 |
| Cas | 1 | 8 | 7 | 3 | 7 | 7 |
| Mode | | | | | | |

Les déplacements selon la combinaison G+Q+1.2EX et G+Q+1.2EY

| | UX [cm] | UY [cm] | UZ [cm] | RX [Deg] | RY [Deg] | RZ [Deg] |
|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| MAX | 7.6 | 5.6 | 0.9 | 0.870 | 0.557 | 0.561 |
| Noeud | 132 | 289 | 138 | 258 | 205 | 293 |
| Cas | 58 (C) (CQC) | 60 (C) (CQC) | 58 (C) (CQC) | 60 (C) (CQC) | 58 (C) (CQC) | 60 (C) (CQC) |
| MIN | -0.0 | -0.0 | -2.2 | -0.282 | -0.188 | -0.023 |
| Noeud | 150 | 270 | 28 | 95 | 121 | 115 |
| Cas | 60 (C) (CQC) | 58 (C) (CQC) | 58 (C) (CQC) | 58 (C) (CQC) | 58 (C) (CQC) | 58 (C) (CQC) |

Chapitre 7 : dimensionnement des éléments structuraux

7.1 :Introduction

Les éléments principaux qui constituent notre structure sont les poutres principales, les poutres secondaires et les poteaux et le but de ce chapitre est de pré dimensionner ces éléments d'une manière à assurer la stabilité de notre ouvrage et cela ce fait à partir des conditions suivantes :

- Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat.
- Vérification faite selon la condition de résistance.

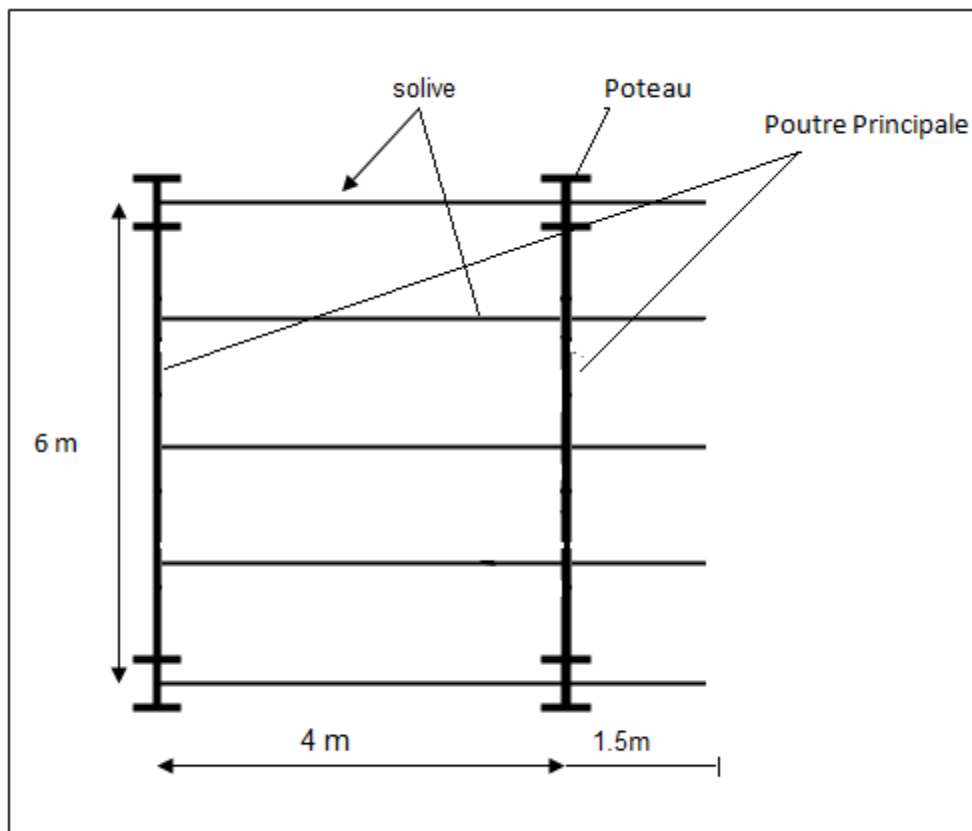


Figure 7.1: Disposition des solives et poutre principale

7.2 : dimensionnement des poutres principales du plancher intermédiaire

7.2.1: Evaluation des charges et surcharges

- **Charges permanentes**
 - Poids propre du plancher: $G_p = 419 \times 3.5 = 1466.5 \text{ daN/m}$
 - Poids propre de la solive: $G_s = 26.2 \text{ daN/m}$ $G_T = 1492.7 \text{ daN/m}$
- **Charges variables**

- Surcharged'exploitation: $P= 250\text{daN/m}^2$ (DTR tableau7.2.4)
 $Q = p \times d = 250 \times 3.5=875 \text{ daN/m}$

7.2.2:Combinaisons de charges

✓ *ELS:*

$$q=G_t+Q=(1492.7 +875) =2367.7\text{daN/m}$$

$$q=2367.7\text{daN/m}$$

✓ *ELU:*

$$q=1,35.G_t+1,5.Q=1,35 \times 1492.7+1,5 \times 875 =3327.64 \text{ daN/m}$$

$$q= 3327.64 \text{ daN/m}$$

7.2.3:Condition delaflèche

La vérification de la flèches efait sousles charges non pondérées: $q=2682.7\text{daN/m}$

$$f_{max} < f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2.4\text{cm}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 2.3677 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 8356.1} = 0.227 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0.227 \text{ cm} < f_{adm} = 2.4\text{cm} \text{ (Condition vérifié)}$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant une valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée.

✓ Onopteun **IPE300**

| h(mm) | b(mm) | tw(mm) | tf(mm) | r | A_{vY} (cm^2) | d(mm) | A(cm^2) | P(daN/m) |
|--------------------|-------------------------|------------------|-------------------------|--------------------|-------------------------------|------------------|-------------------------|---------------------|
| 300 | 150 | 7.1 | 10.7 | 15 | 33.7 | 248.6 | 53.8 | 42.2 |
| $I_y(\text{cm}^4)$ | $W_{el,y}(\text{cm}^3)$ | $i_y(\text{cm})$ | $W_{pl,y}(\text{cm}^3)$ | $I_z(\text{cm}^4)$ | $W_{el,z}(\text{cm}^3)$ | $i_z(\text{cm})$ | $W_{pl,z}(\text{cm}^3)$ | |
| 8356.1 | 557.1 | 12.46 | 628.4 | 603.6 | 80.48 | 3.35 | 125.2 | |

Tableau7.1:Dimensionet caractéristiquedel'IPE300

7.2.4 :Vérification à l'ELU Classification de la section

➤ **Semelle comprimée**

$$C = (b / 2) - ((r + tw) / 2) = 63.75\text{mm} \quad C / tf = 63.75 / 10.7 = 5.95$$

5,95 < 9ε = 9 donc la semelle est de classe 1.

➤ **Ame fléchi**

$d / t_w = 248.6 / 7.1 = 35.01 < 72ε = 72$ donc l'âme est de classe 1.

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

Vérification de la section à la résistance:

$M_{sd} \leq M_{c,Rd}$(EC03)

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{2367.7 \times 6^2}{8} = 10654.65 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times w_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 628.4}{1.1} = 134249.09 \text{ daN.m}$$

⇒ $M_{sd} = 10654.65 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 134249.09 \text{ daN.m}$(condition vérifiée)

Vérification de la section à l'effort tranchant On doit vérifier la condition suivante :

$V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{2367.7 \times 6}{2} = 10654.65 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{m_0 \sqrt{3}} = \frac{17.73 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 21868.71 \text{ daN}$$

Avec :

$$A_v = A - [2b_x t_f + (t_w + 2r) t_f] = 17.73 \text{ cm}^2$$

$V_{sd} = 10654.65 \text{ daN} \leq V_{pl,rd} = 21868.71 \text{ daN}$(condition vérifiée)

Conclusion

L'IPE300 convient comme poutre principale pour le planché.

7.3 : dimensionnement des poutres secondaire

Les poutres secondaires sont sollicitées de la même façon que les solives, donc on utilise la même section donc on utilise l'IPE220

7.3.1 : dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à la compression qui supportent les charges et les transmettent aux fondations

Pour le dimensionnement on choisit celui de milieu parce que c'est le plus sollicité et on suppose un IPE 300.

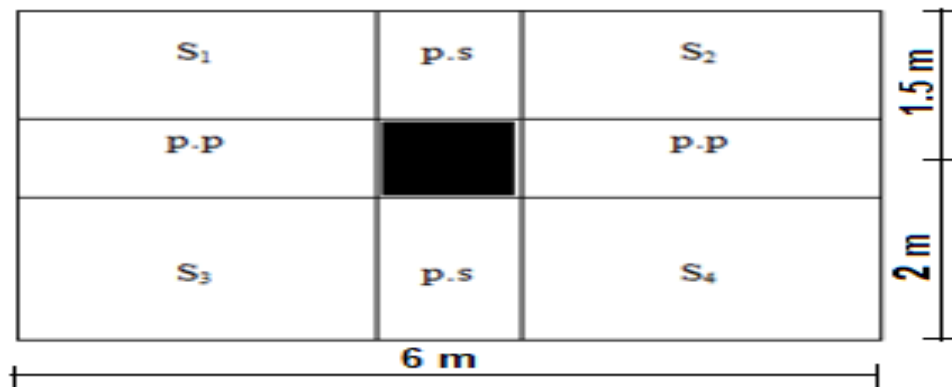


Figure 7.2: Surface reprise par le poteau le plus sollicité

7.3.1.1 : Les charges reprises par le poteau.

- Poids propre de la poutre principale $G_{p.p} = 42.2 \times 6\text{m} = 253.2 \text{ kg}$
- Poids propre de la poutre secondaire $G_{p.s} = 26.2 \times 3.5\text{m} = 91.7 \text{ kg}$
- Poids propre du plancher

Calcul des surface S1, S2, S3 et S4 :

$$S_1=S_2=3 \times 1.5=4.5 \text{ m}^2 \quad ; \quad S_3=S_4=2 \times 3=6 \text{ m}^2$$

$$S=12+9=21 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{plancher}}=21\text{m}^2 \times 419\text{kg/m}^2 = 8799\text{kg}$$

Donc :

$$G_{\text{total}}=253.2+91.7+8799= 9071.9 \text{ kg}$$

- Surcharge d'exploitation du plancher

$$Q_{\text{plancher}} = 21 \text{ m}^2 \times 250 \text{ kg/m}^2 = 5250 \text{ kg}$$

7.3.1.2: Calcul du moment sollicitant

$$N_{sdy}=1.35G+1.5Q$$

$$N_{sdy}=1.35 \times 9071.9 + 1.5 \times 5250$$

$$N_{sdy}=20122.06 \text{ daN}=201.22 \text{ KN}$$

7.3.1.3: Condition de résistance

$$N_{sdy} \leq N_{crdy}$$

Avec: $N_{crdy} = \chi \cdot \beta \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$ avec $\beta=1$ pour classe 1, 2 et 3

On a:

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}} \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9$$

$$\lambda_b = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{16.62}{93.9} = 0.176$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

$$L_f = 0.7L = 0.7 \times 4 = 2.8 \text{ m (encastre – articulé) et } i = 0.1684$$

$$\text{Donc: } \lambda = \frac{2.8}{0.1684} = \mathbf{16.62}$$

- $H/B = 390/300 = 1.3 > 1.2$

Courbe de flambement a

- $t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$

donc on utilisant la courbe de flambement a on déduit $\chi = 0.9978$

$$N_{crdy} = \frac{0.9978 \times 10^{-1} \times 53.8 \times 235}{1.1} = 1146.835 \text{ KN}$$

$$N_{sdy} = 201.22 \text{ KN} < N_{crdy} = 1146.835 \text{ KN} \dots \dots \text{condition vérifier}$$

conclusion

LeprofiléIPE300 convient pour les poteaux .

7.4:dimensionnement du portique:

7.4.1:Introduction

Les portiques qui constituent l'ossature principale des bâtiments, sont supposés composé de traverses qui supportent les pannes, et des poteaux qui supportent les traverses,cette ossature a pour fonction première de supporter les charges et les actions agissants sur la structure et les transmettreaux fondations .Elle doit en suite permettre lafixation des éléments d'enveloppe (toitureet façade)et de séparation intérieure.

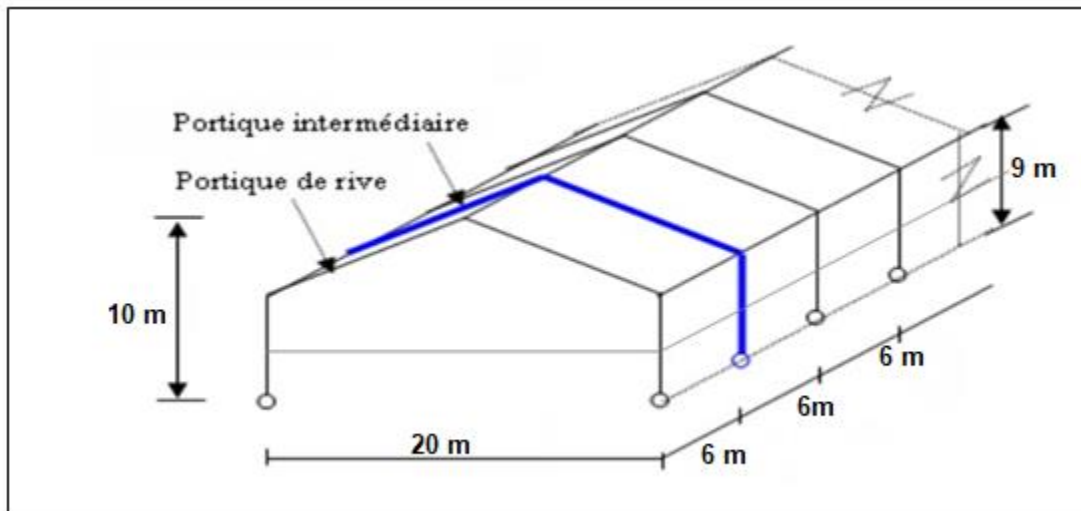


Figure 7.3 : Vue du portique en 3D

7.4.2 :Evaluation des charges

1. Les charges permanentes revenant à la traverse de la toiture.

- Couverture en panneaux sandwichs TL75 $G = 14.2 \text{ daN/m}^2$
- Accessoires de poses $G = 5 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre de la panne (IPE 140) $G = 12.9 \text{ daN/ml}$
- Poids propre de la traverse estimé (IPE 360) $G = 57.1 \text{ daN/m}$

$$G = \left(14.2 + 5 + \frac{12.9}{1} \right) \times 6 + 57.1 = 249.7 \text{ daN/ml}$$

$$G = 249.7 \text{ daN/ml}$$

2. Les charges revenant à la poutre principale du plancher intermédiaire

- **Charges permanentes**
 - Poids propre du plancher : $G_p = 419 \times 6 = 2514 \text{ daN/ml}$
 - Poids propre de la solive : $G_s = 26.2 \text{ daN/ml}$
- **Charges variables**
 - Surcharge d'exploitation : $P = 250 \text{ daN/m}^2$ (DTR tableau 7.2.4)
 - $Q = p \times d = 250 \times 6 = 1500 \text{ daN/ml}$

3. Effet de la neige

Les résultats sont obtenus d'après le **chapitre (II-3)**

$$N = 37,7 \text{ daN/m}^2 \text{ (par projection horizontale)}$$

$$N = 37,7 \times 6 = 226.2 \text{ daN/ml}$$

$$N = 226.2 \text{ daN/ml}$$

4. Effet du vent

Les résultats sont obtenus d'après le **chapitre (II-2-4)**

- Pour la face long pan le portique intermédiaire se trouve dans la zone B pour la paroi verticale et la zone H pour le versant de toiture.
- Pour la face pignon le portique intermédiaire se trouve dans la zone B pour la paroi verticale et la zone I pour le versant de toiture.

Et d'après les résultats de l'étude au vent on constate que le vent qui frappe la face pignon est le plus défavorable.

❖ Vent perpendiculaire au long-pan (Sens V₁) :

Parois verticales :

Tableau 2.9: Valeurs pression sur les parois verticales pour le **Sens V1**

| Zone | C _d | q _{dyn} (N/m ²) | C _{pe} | C _{pi} | W _j (N/m ²) |
|------|----------------|---------------------------------------|-----------------|-----------------|-------------------------------------|
| A | 1 | 709,05 | -1 | - 0,33 | - 475,06 |
| B | | | -0,8 | | - 333,25 |
| C | | | -0,5 | | - 120,54 |
| D | | | +0,8 | | + 801,23 |
| E | | | -0,8 | | - 333,25 |

c) Toitures :

Le tableau 2.10 donne les valeurs de pression **q_j** sur la toiture pour le **sens V1**

Tableau 2.10: Valeurs de pression sur les parois verticales pour le **Sens V1**

| Zone | C _d | q _{dyn} (N/m ²) | C _{pe} | C _{pi} | W _j (N/m ²) |
|------|----------------|---------------------------------------|-----------------|-----------------|-------------------------------------|
| F | 1 | 730,8 | - 1,7 | - 0,33 | - 1001,20 |
| G | | | - 1,2 | | - 635,80 |
| H | | | - 0,6 | | - 197,32 |
| I | | | - 0,6 | | - 197,32 |
| J | | | - 0,6 | | - 197,32 |

❖ **Vent perpendiculaire au pignon (sens V₂) :**

a)-Parois verticales :

Le tableau 2.11 donne les valeurs de pression q_j sur les parois verticales pour le sens V2:

Tableau 2.11: Valeurs pression sur les parois verticales pour le **Sens V2**

| Zone | C _d | q _{dyn} (N/m ²) | C _{pe} | C _{pi} | W _j (N/m ²) |
|------|----------------|---------------------------------------|-----------------|-----------------|-------------------------------------|
| A | 1 | 709,05 | -1 | + 0,015 | - 719,69 |
| B | | | -0,8 | | - 577,88 |
| C | | | -0,5 | | - 365,16 |
| D | | | +0,8 | | + 556,60 |
| E | | | -0,3 | | - 223,35 |

b)- Toiture :

Le tableau 2.12 donne les valeurs de pression W_j sur la toiture pour le **sens V2**

Tableau 2.12: Valeurs de pression sur les parois verticales pour le **Sens V2**

| Zone | C _d | q _{dyn} (N/m ²) | C _{pe} | C _{pi} | W _j (N/m ²) |
|------|----------------|---------------------------------------|-----------------|-----------------|-------------------------------------|
| F | 1 | 730,8 | - 1,6 | + 0,015 | - 1180,24 |
| G | | | - 1,3 | | - 961,00 |
| H | | | - 0,7 | | - 522,52 |
| I | | | - 0,6 | | - 449,44 |

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge du vent car la surface tributaire du portique intermédiaire est le double de celle du portique de rive.

Pour simplifier les calculs, on transforme la charge du vent sur la toiture en une charge équivalente uniformément répartie.

⇒ (+) pression ; action du vent vers la paroi

⇒ (-) dépression ; action du vent hors de la paroi

$$- W_j[\text{daN/ml}] = W_j[\text{daN/m}^2] \times \text{entraxe}$$

avec l'entraxe = 6 m

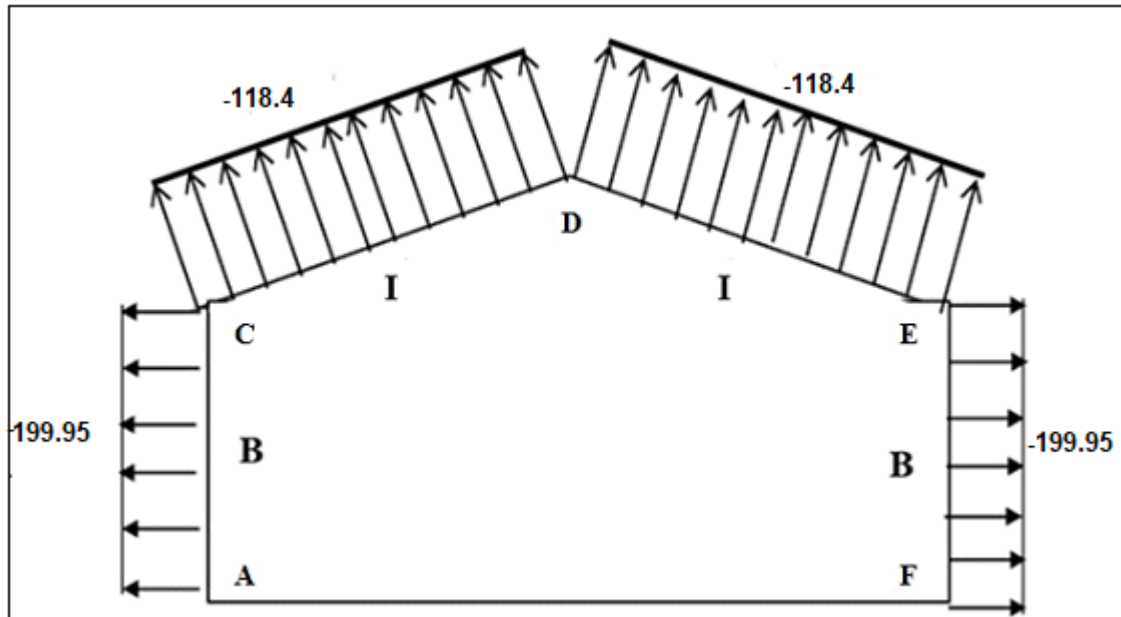


Figure 6.4: La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en daN/ml (dépression).

Remarque:

Etant donné que les actions du vent sur les deux versants sont identiques, on retiendra directement la charge agissant sur la **zone II** comme charge équivalente sur les deux versants de toiture.

Charge équivalente du vent : $V = -118.4 \text{ daN/ml}$

1. Surcharge d'entretien

Dans le cas des toitures inaccessibles on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et des on assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100Kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée des portés. (D'après le DTRBC 2.2 article 7.3.1).

$$M_{\max} = \frac{PL}{3} = \frac{PeqL^2}{12}$$

$$Peq = \frac{12}{3} \times \frac{P}{L} = \frac{12}{3} \times \frac{100}{3} \leftrightarrow Peq = 133.33 \text{ daN/ml}$$

7.4.3: Combinaison des charges à l'ELU

- 1.35G + 1.5S
- 1.35G + 1.5S + 1.5V
- G + 1.5V

7.5 :Calcul des sollicitations à l'aide de logiciel AUTODESK ROBOOT

Ils'agit de déterminer:

- Les réaction d'appuis H_A, V_A, H_J, V_J
- Les moments maximaux $M_A, M_B, M_C, M_D, M_E, M_F, M_J$

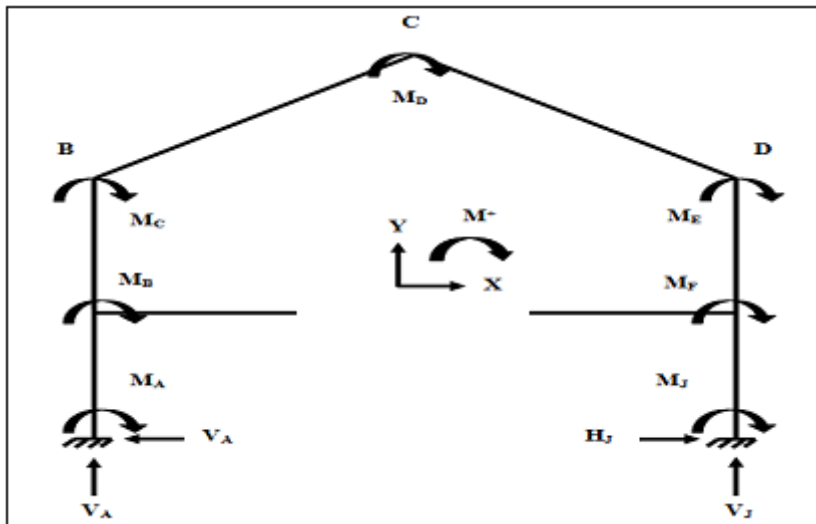


Figure6.5:Les efforts agissants sur le portique

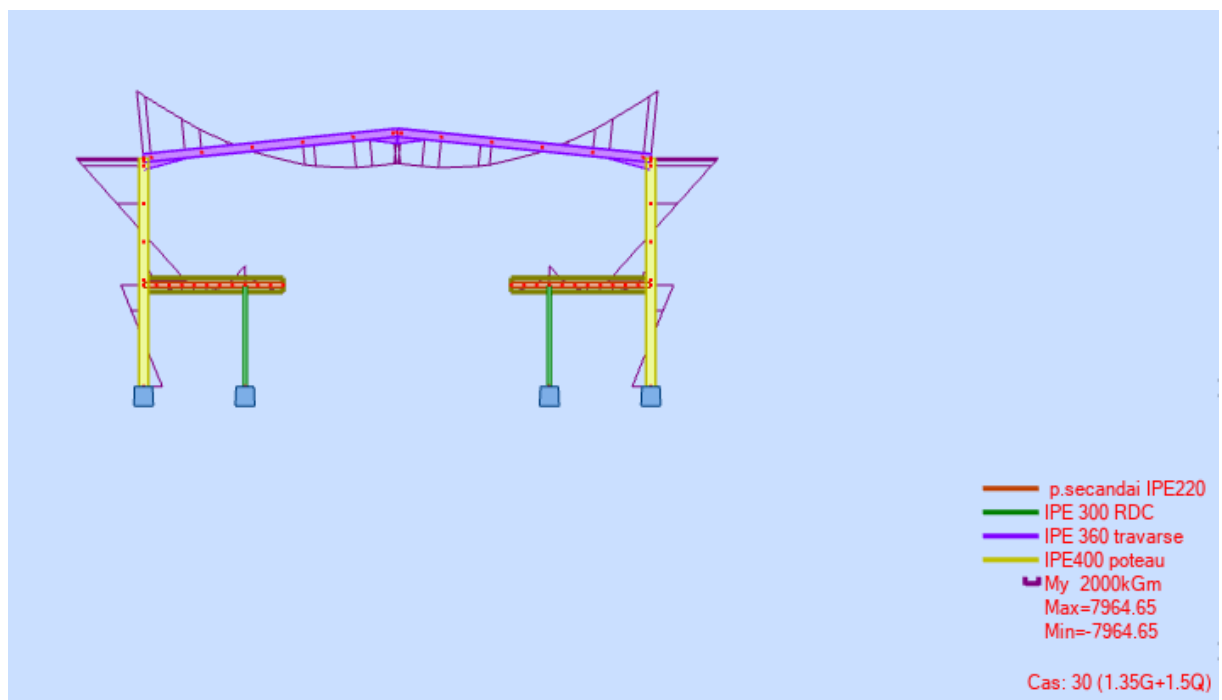


Figure 6.5.b: Diagramme des moments .

Tableau7.2:Combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis

| Combinaisons | Réactions d'appuis (daN) | | | |
|-----------------|--------------------------|----------------|----------------|----------------|
| | H _A | H _J | V _A | V _J |
| 1.35G+1.5S | -2060 | 2060 | 20508 | 20168.48 |
| 1.35G+1.5S+1.5V | 2726.5 | 943.93 | 25271 | 22168 |
| G+1.5V | 1244 | 538.76 | 12221 | 9357.4 |

Tableau7.3:Combinaisons à l'ELU pour les moments

| Combinaisons | Moments (daN.m) | | | | | | |
|-------------------|-----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | M _A | M _B | M _C | M _D | M _E | M _F | M _J |
| 1.35G+1.5S | +4348.6 | 7339 | -15899 | +8769 | -15599 | -7658 | 4936.29 |
| 1.35G+1.35S+1.35V | -5716 | -5017 | -13766 | +7796 | -15670 | -8980 | +2192.6 |
| G+1.5V | -3857 | 6491 | -14186 | 7825 | -13955.7 | -6735 | 4307 |

7.6 :Dimensionnement des traverses

Les traverses sont des éléments porteurs horizontaux ou parfois inclinés, constituant la partie des cadres du halle supportant la toiture. En cas de nœuds traverses poteaux rigides, les traverses transmettent également les forces horizontales dues au vent. Dans cette partie nous allons faire l'étude et le dimensionnement de la traverse d'un portique encastré en pied dans le plan du portique et articulé en pied dans le plan du longpan.

Notre portique se compose d'une traverse de portée de 20.40m. L'espacement entre les portiques est de 5.6m.

➤ Calcul selon l'EC3

Les moments maximaux sollicitant à la traverse sont:

- Au faitage : $M_D = 4920$ daN.m
- Aux appuis : $M_C = -15141$ daN.m

Les modules nécessaires :

$$M \leq M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma M_1}$$

$$W_{pl} \geq \frac{M \gamma M_1}{f_y}$$

Donc :

➤ au faitage :

$$W_{pl}$$

➤ aux appuis :

$$W_{pl}$$

7.6.1 :Vérification de la flèche de la traverse (EC3art6.3.4)

Le calcul de la flèche est réalisé au faitage de la traverse, en D, sous l'action combinée non pondérée:G+S

Le moment dans une section(S)vaut:

$$M_x = M_c + \left(q \times \frac{l}{2} \right) x - \left(\frac{q}{2} \right) x^2$$

En intégrant l'équation de la déformée :

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M}{EI}$$

On obtient:

$$y_{max} = \frac{1}{384EI} (5ql^4 - 48M_c \times l^2)$$

Avec :

- $E=2.1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$
- $I=16265.6 \text{ cm}^4$ (IPE360 aux appuis)
- $q = G + 1.5V = 249.7 + 118.4 = 368.1 \text{ daN/m}_1$
- $L=20\text{m}$
- $M_c = -14186 \text{ daN.m}$

$$A. N: Y_{max}$$

$$= \frac{1}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 16265.6} (5 \times 2.874 \times 2000^4 - 48 \times 15899 \times 2000^2)$$

$$y_{max} = 5.74 \text{ cm} > L/200 = 10.2 \text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{V\acute{e}rifier.}$$

7.6.2 :Vérification de la traverse au déversement (EC 3 art 6.3.5)

La semelle supérieure de la traverse ne peut pas déverser, car elle est immobilisée latéralement, bloquée par les pannes.

En revanche, la semelle inférieure peut déverser, sous moment négatif dû au vent (soulèvement de la toiture).

On doit vérifier que :

$$M_f \leq M \quad \text{avec : } M_{dev} = \chi_{LT} \cdot \beta W \cdot \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{M1}}$$

Où: $\beta_w=1$ et $\gamma_{M1}=1.1$ pour les classes 1 et 2 avec :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 + \lambda_{LT}^2]^{0.5}}$$

avec: $\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$

on a un profilé IPE360 de classe 1

- $B_w=1$
- $W_{pl,y}=1019 \text{ cm}^3$
- $i_z=3.79 \text{ cm}$
- $h=360 \text{ mm}$
- $t_f=12.7 \text{ mm}$
- $L=10.42 \text{ m}$
- $\alpha_{LT}=0.21$
- $C_1=1.132$ (charge uniformément répartie)

Donc:

$$\lambda_{LT}=175.17 \text{ et } \lambda_1=93.9$$

➔ $\lambda_{LT}=1.87$ donc il y a un risque de déversement

$$\phi_{LT}=2.42 \rightarrow \chi_{LT}=0.25$$

$$\text{Donc: } M_{dev} = \chi_{LT} \cdot \beta W \cdot \frac{W_{plfy}}{\gamma_{m1}} = 0.25 \cdot 1 \cdot \frac{1019 \times 235}{1.1} = 5442.38 \text{ daN.m}$$

Le logiciel ROBOT nous donne un moment de fléchissant $M_f = 7658 \text{ daN.m}$ sous la combinaison du vent de soulèvement.

Donc on a: $M_f = 7658 \text{ daN.m} > M_{dev} = 5442.38 \text{ daN.m}$ **Condition non vérifié**

Dans ce cas : on change le profilé et on opte un **IPE 400**

onale profilé IPE 400 de classe 1 →

- $B_w = 1$
- $W_{pl,y} = 1307 \text{ cm}^3$
- $i_z = 3.95 \text{ cm}$
- $h = 400 \text{ mm}$
- $t_f = 13.5 \text{ mm}$
- $L = 10.42 \text{ m}$
- $\alpha_{LT} = 0.21$
- $C_1 = 1.132$ (charge uniformément répartie)

$$\text{Donc: } \lambda_{LT} = 174.02 \text{ et } \lambda_1 = 93.9$$

→ $\lambda_{LT} = 1.85$ donc il ya un risque de déversement

$$\phi_{LT} = 1.88 \rightarrow \chi_{LT} = 0.45$$

$$\text{Donc: } M_{dev} = \chi_{LT} \cdot \beta W \cdot \frac{W_{plfy}}{\gamma_{m1}} = 0.45 \cdot 1 \cdot \frac{1307 \times 235}{1.1} = 12565.02 \text{ daN.m}$$

Donc on a: $M_f = 7658 \text{ daN.m} < M_{dev} = 12565.02 \text{ daN.m}$ **Condition vérifié**

Conclusion

L'IPE400 est convenable pour la travers

D'après le robot :

| Pièce | Profil | Matériau | Lay | Laz | Ratio | Cas | Ratio(uy) | Cas (uy) | Ratio(uz) | Cas (uz) | ▲ |
|------------------|----------------|-----------|-------|--------|-------|---------------|-----------|----------|-----------|-----------------|---|
| 13 Traverse IPE3 | IPE 360 travar | ACIER E24 | 61.94 | 263.50 | 0.12 | 12 1.35G+1.5S | 0.01 | 39 G+W4 | 0.01 | 43 G+0.9Q+0.9W1 | |

7.7: Dimensionnement des poteaux :

7.7.1 : Calcul des sollicitations :

1. Charge permanente revenant au poteau du portique intermédiaire

- Couverture en panneaux sandwichs TL75 et accessoires de poses

$$G = (14.2 + 5) \times 6 \times 10.04 = 1156.60 \text{ daN}$$

- Poids propre de la panne (IPE 140)

$$G = 12.9 \times 6 \times 11 = 851.4 \text{ daN}$$

- Poids propre de la traverse (IPE400)

$$G = 66.3 \times 10.04 = 665.65 \text{ daN}$$

- Poids propre de la poutre principale

$$G_{p.p} = 42.2 \times 2 = 84.4 \text{ daN}$$

- Poids propre de la poutre secondaire

$$G_{p.s} = 26.2 \times 1.5 \times 6 = 235.8 \text{ daN}$$

- Poids propre du plancher

Calcul des surfaces

$$S = 2 \times 6 = 12 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{plancher}} = 12 \text{ m}^2 \times 419 \text{ kg/m}^2 = 5028 \text{ daN}$$

- Poids propre du bardage (LL35)

$$G = 10.9 \times 6 \times 5 = 327 \text{ daN}$$

- Poids propre des lisses de bardage

$$G = 13.74 \times 6 \times 4 = 329.76 \text{ daN}$$

2. Les charges d'exploitations revenant au poteau du portique intermédiaire

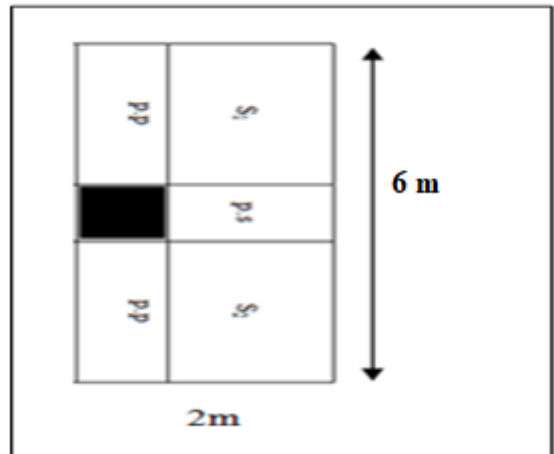
- La charge d'entretien E

$$Q = 100 \times 6 \times 10 = 6000 \text{ daN}$$

- La charge d'exploitation sur la surface d'influence du plancher

$$Q = 250 \times 12 = 3000 \text{ daN}$$

Donc: Q = 9000 daN



3. Les charges climatiques

➤ Le tableau de sollicitation ci-dessus

7.7.2 : dimensionnement du poteau selon l'EC3

Le moment le plus défavorable revient à la combinaison : G + 1.5V.

$$M_a = 42372 \text{ daN.m}$$

On doit vérifier que :

$$M_a \leq M_{pl} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Donc :

$$\begin{aligned} W_{pl} &= \frac{M_a \times \gamma_{m1}}{f_y} \\ &= \frac{3857 \times 1.1 \times 10^4}{235} \\ &= 180540.42 \text{ mm}^3 \\ &= 180.540 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Donc on opte un IPE360 ($W_{pl} = 1019.1 \text{ cm}^3$)

Les vérifications au flambement et au déversement se feraient à l'aide de logiciel ROBOT

Conclusion

Après avoir terminé le pré dimensionnement des éléments structureux et avoir fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments étudiés les profils suivants:

| | |
|---------------------------------|--------|
| Poutres principales du plancher | IPE300 |
| Poutres secondaires du plancher | IPE220 |
| Poteaux du RDC | IPE300 |
| Poteaux | IPE360 |
| Traverses | IPE400 |

Chapitre 8:Vérification des éléments

8.1 :Introduction

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale del'ossature.

La vérification de l'ossature néces site au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, séismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Le calcul ce fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables aux quelles ils pour raient être soumis durant toute leur période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres,...), elles servent également au calcul des assemblages,ainsi qu'àcelui de l'infra structure.

8.2 : Méthode de travail

Après avoir pré dimensionné les éléments structuraux et secondaires de notre ouvrage, on passeàla vérification de ceséléments à l'aide delogiciel ROBOT.

On modélise notre structure sur ROBOT en utilisant les profilé déjà pré dimensionné puis on introduit les charge permanente, les surcharge d'exploitation et les combinaisons d'action puisonlance le calcul et on vérifier les éléments.

L'organigramme ci-dessous résume les étapes de travail:

8.3| :Etapes de modélisation

8.3.1 :Matériaux utilisés

a. Acier

- La limite élastique de traction, $f_y = 235 \text{ Mpa}$.
- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $E = 210000 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité transversal $G = 81000 \text{ Mpa}$.
- La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Coefficient de Poisson $\nu = 0.3$

b. Béton

- résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- La résistance caractéristique à la traction

f_{t28} : donné par la formule suivante:

$$f_{t28} = 0.606 f_{c28} \text{ donc (BAEL/A2.1,12)} + 0.$$

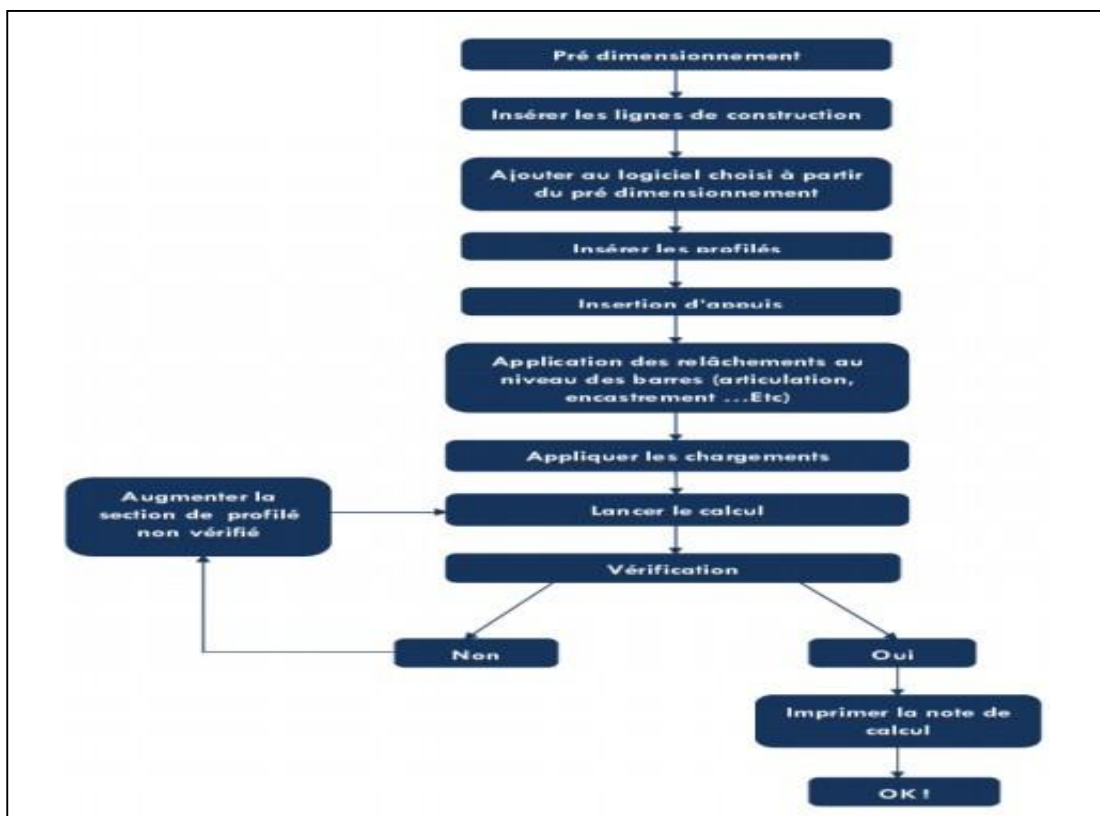


Figure 8-1: Etape de modélisation à l'aide de logiciel ROBOT

$$Ft28=0.6+0.06 \times 25=2.1 \text{ Mpa}$$

- Lamasse volumique: $\rho=2500 \text{ Kg/m}^3$.
- Le module d'élasticité longitudinale $E=32164.2 \text{ Mpa}$.
- Coefficient de poisson $\nu=0$ à l'ELU

$$\nu=0.2 \text{ à l'ELS}$$

2. Profilé

| | |
|---------------------|----------|
| Pannes | IPE140 |
| Lisses de bardages | UPN130 |
| Potelets | IPE220 |
| Solives | IPE220 |
| Poutres mixte | IPE300 |
| Traverses | IPE360 |
| Poteaux RDC | IPE 300 |
| Poteaux | IPE360 |
| Poutres auvent | CAE8X0.8 |
| Palées de stabilité | CAE10X1 |
| Poutres palières | IPN340 |
| Limons | UPN160 |

Modélisation géométrique

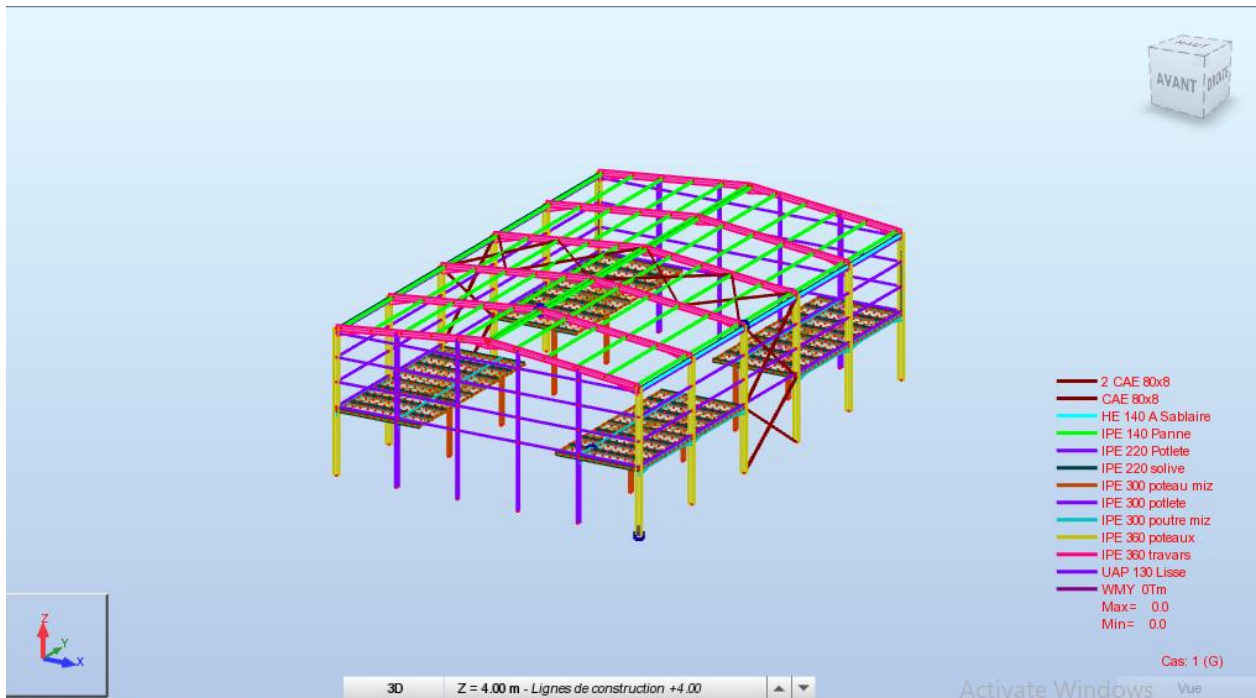


Figure 8-2 : Vue en 3D de la structure

Vue en plan du plancher

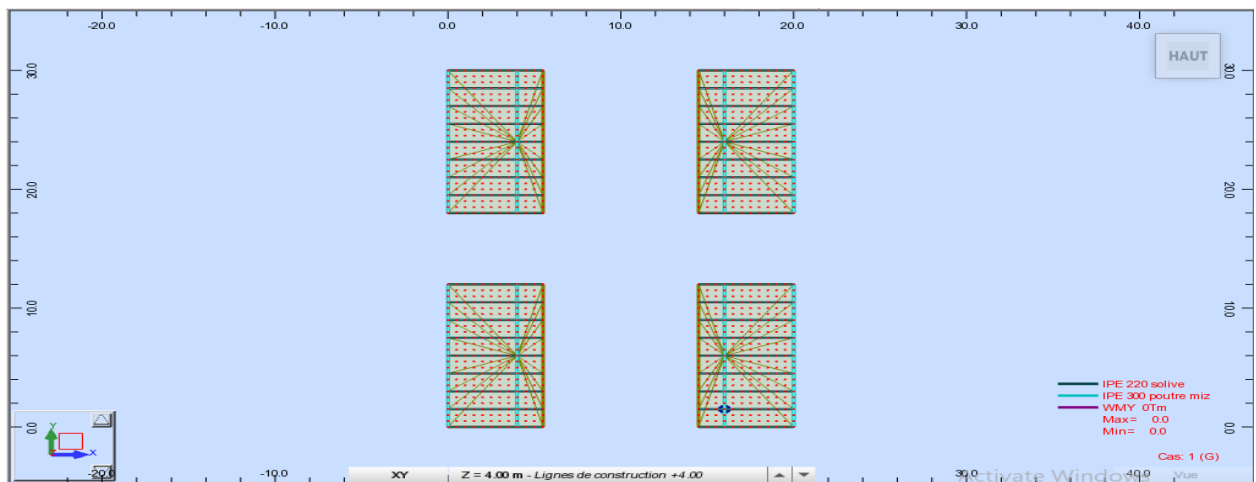


Figure 8-3 : Vue en plan du plancher

Vue en élévation de la face long pan :

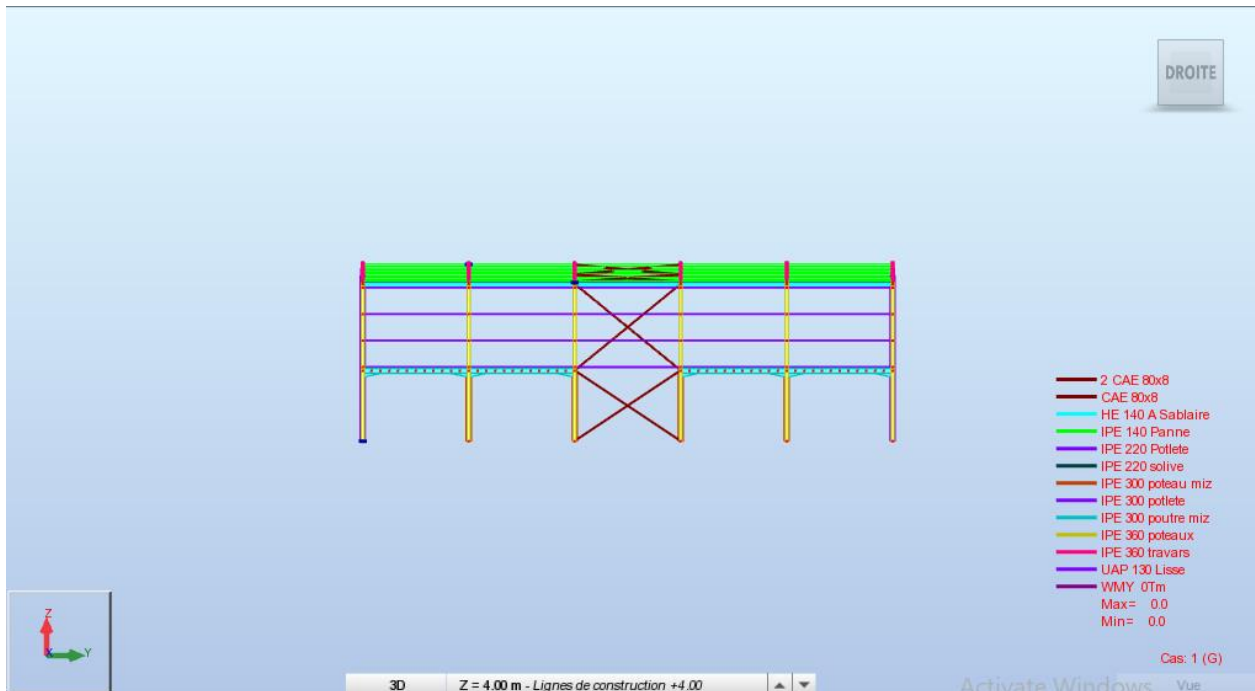


Figure8-4 :Vue en élévation de la face long pan

Vue en élévation de la face pignon :

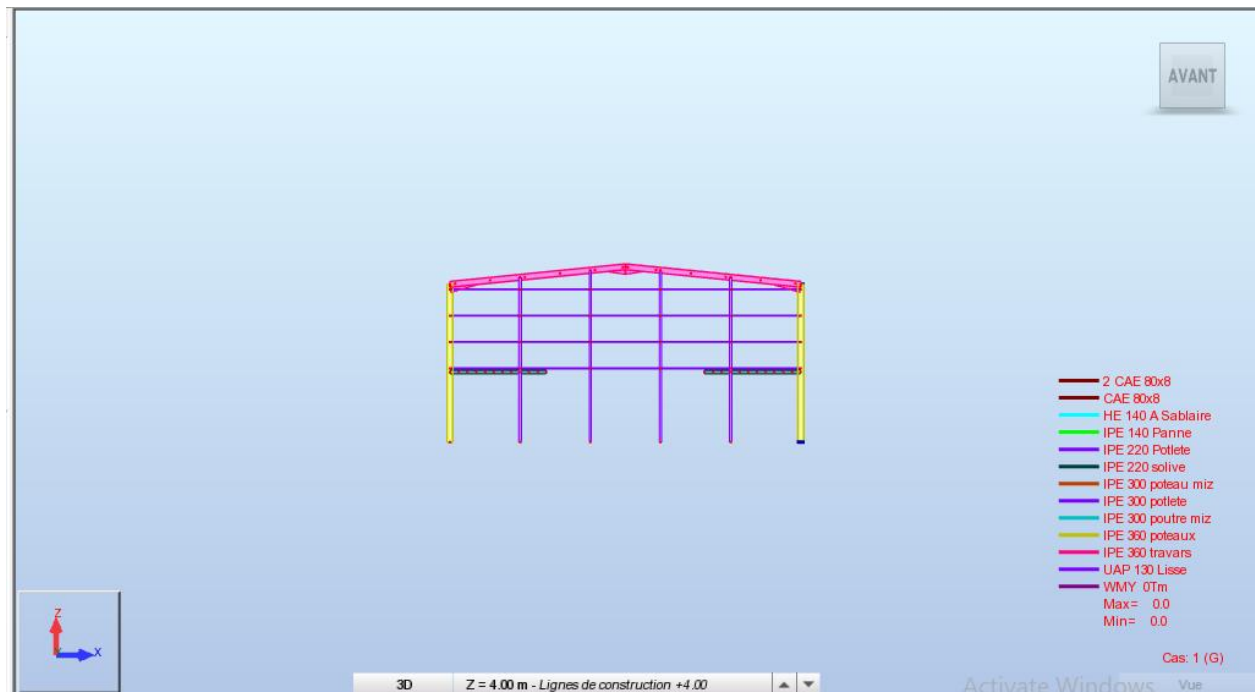


Figure8-5 :Vue en élévation de la face pignon

8.3.1.1 :Chargements :

➤ **pour la toiture**

La surcharge d'entretien $Q=1\text{KN/m}^2$

➤ **pour le plancher**

la charge permanente dues aux revêtement $G = 1.52\text{ KN/m}^2$ (TN40 et dalle en BA est prise en considération lors de la modélisation du plancher).

La surcharge d'exploitation $Q=5\text{ KN/m}^2$

➤ **pour l'escalier**

la surcharge d'exploitation $Q=2.5\text{ KN/m}^2$

8.3.1.2 :Combinaison d'action :

1. A'ELU :

| | | | |
|----------------|-----------------|-----|--------------|
| 1.35G+1.5Q | Combinaison lin | ELU | Structurelle |
| 1.35G+1.5W1 | Combinaison lin | ELU | Structurelle |
| 1.35G+1.5W2 | Combinaison lin | ELU | Structurelle |
| 1.35G+1.5S | Combinaison lin | ELU | Structurelle |
| G+S | Combinaison lin | ELU | Structurelle |
| 1.35G | Combinaison lin | ELU | Structurelle |
| G+1.5S | Combinaison lin | ELU | Structurelle |
| 1.35G+1.5W1 | Combinaison lin | ELU | Structurelle |
| 1.35G+1.5W2 | Combinaison lin | ELU | Structurelle |
| G+1.5W1 | Combinaison lin | ELU | Structurelle |
| G+1.5W2 | Combinaison lin | ELU | Structurelle |
| 1.35G+1.5Q+1.5 | Combinaison lin | ELU | Structurelle |

1. A'ELS :

| | | | |
|----------------|-----------------|-----|--------------|
| G+W1 | Combinaison lin | ELS | Structurelle |
| G+W2 | Combinaison lin | ELS | Structurelle |
| G+W3 | Combinaison lin | ELS | Structurelle |
| G+W4 | Combinaison lin | ELS | Structurelle |
| G+0.9W1+0.9S | Combinaison lin | ELS | permanente |
| G+W2+0.5S | Combinaison lin | ELS | permanente |
| G+0.9Q+0.9S | Combinaison lin | ELS | permanente |
| G+0.9Q+0.9W1 | Combinaison lin | ELS | permanente |
| G+0.9Q+0.9W2 | Combinaison lin | ELS | permanente |
| G+0.9Q+0.9W2 | Combinaison lin | ELS | permanente |
| G+0.9W1+0.9S | Combinaison lin | ELS | permanente |
| G+0.9W2+0.9S | Combinaison lin | ELS | permanente |
| 1.35G+1.5Q+1.5 | Combinaison lin | ELU | Structurelle |
| G+Q | Combinaison lin | ELS | Structurelle |

8.9 :Vérification des poteaux RDC :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 173 Poteau MIZANINE_173 POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00$ $L = 0.00$

m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $14 G+Q+1.2EX (1+2)*1.00+30*1.20$

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



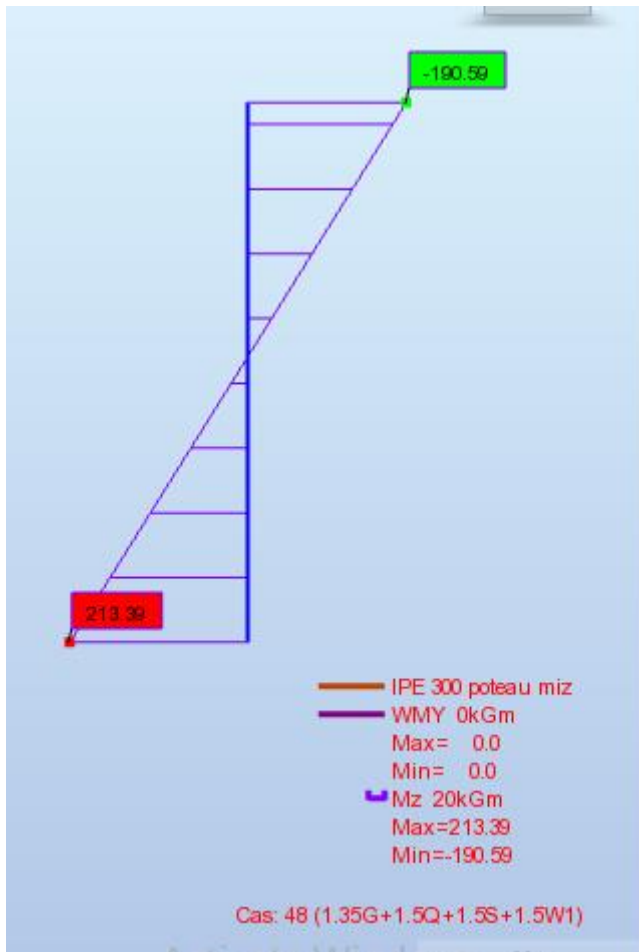
PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 300 poteau miz

| | | | |
|-------------|----------------------------------|---------------------------------|-----------------------------|
| $h=30.0$ cm | $gM0=1.10$ | $gM1=1.10$ | |
| $b=15.0$ cm | $A_y=32.10$ cm ² | $A_z=25.68$ cm ² | $A_x=53.81$ cm ² |
| $tw=0.7$ cm | $I_y=8356.11$ cm ⁴ | $I_z=603.78$ cm ⁴ | $I_x=20.21$ cm ⁴ |
| $tf=1.1$ cm | $W_{ely}=557.07$ cm ³ | $W_{elz}=80.50$ cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | | |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| $N_{.sd} = 24014.69$ kG | $M_{y.sd} = -849.57$ kG*m | $M_{z.sd} = 260.35$ kG*m | $V_{y.sd} = 112.46$ kG |
| $N_{c.rd} = 117224.26$ kG | $M_{ply.rd} = 13688.73$ kG*m | $M_{plz.rd} = 2727.90$ kG*m | $V_{ply.rd} = 40373.73$ kG |
| $N_{b.rd} = 95972.33$ kG | $M_{ny.rd} = 13635.01$ kG*m | $M_{nz.rd} = 2613.41$ kG*m | $V_{z.sd} = 422.65$ kG |
| | | | $V_{plz.rd} = 32298.61$ kG |

Classe de la section = 2



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

$L_y = 4.00 \text{ m}$ $\lambda_{y} = 0.17$
 $L_{fy} = 2.00 \text{ m}$ $X_y = 1.00$
 $\lambda_{y} = 16.05$ $k_y = 0.98$

en z:

$L_z = 4.00 \text{ m}$ $\lambda_{z} = 0.64$
 $L_{fz} = 2.00 \text{ m}$ $X_z = 0.82$
 $\lambda_{z} = 59.71$ $k_z = 1.11$

FORMULES DE VERIFICATION:

$$N_{sd}/N_{c,rd} = 24014.69/117224.26 = 0.20 < 1.00 \quad (5.16)$$

$$N_{sd}/(X_{min} \cdot A \cdot f_y / gM1) + k_y \cdot M_{y,sd} / (W_{ply} \cdot f_y / gM1) + k_z \cdot M_{z,sd} / (W_{plz} \cdot f_y / gM1) = 0.42 < 1.00 \quad (5.51)$$

$$V_{y,sd}/V_{ply,rd} = 0.00 < 1.00 \quad V_{z,sd}/V_{plz,rd} = 0.01 < 1.00 \quad (5.20)$$

DEPLACEMENTS LIMITES

Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé

**Déplacements (REPERE GLOBAL):** $v_x = 0.4 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$ Vérifié**Cas de charge décisif:** $42 G+0.9Q+0.9S \quad 1*1.00+(2+3)*0.90$ $v_y = 0.2 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$ Vérifié**Cas de charge décisif:** $45 G+0.9Q+0.9W2+0.9S \quad 1*1.00+(2+3+5)*0.90$ **Profil correct !!!****8.10 : Vérification des poutres mixte :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 181 Poutre PP_181**POINT:** 3**COORDONNEE:** $x = 0.25 L = 1.50$

m

CHARGEMENTS:**Cas de charge décisif:** $8 \quad 1.35G+1.5Q \quad 1*1.35+2*1.50$ **MATERIAU:**ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 300 poutre miz**

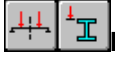
| | | | |
|----------------------|-------------------------------|------------------------------|--------------------------|
| $h=30.0 \text{ cm}$ | $gM0=1.10$ | $gM1=1.10$ | |
| $b=15.0 \text{ cm}$ | $A_y=32.10 \text{ cm}^2$ | $A_z=25.68 \text{ cm}^2$ | $A_x=53.81 \text{ cm}^2$ |
| $t_w=0.7 \text{ cm}$ | $I_y=8356.11 \text{ cm}^4$ | $I_z=603.78 \text{ cm}^4$ | $I_x=20.21 \text{ cm}^4$ |
| $t_f=1.1 \text{ cm}$ | $W_{ely}=557.07 \text{ cm}^3$ | $W_{elz}=80.50 \text{ cm}^3$ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | | |
|-----------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|------------------------------------|
| $N_{.sd} = -57.16 \text{ kG}$ | $M_{y.sd} = 3792.28 \text{ kG*m}$ | $M_{z.sd} = -3.19 \text{ kG*m}$ | $V_{y.sd} = 10.59 \text{ kG}$ |
| $N_{t.rd} = 117224.26 \text{ kG}$ | $M_{ply.rd} = 13688.73 \text{ kG*m}$ | $M_{plz.rd} = 2727.90 \text{ kG*m}$ | $V_{ply.rd} = 40373.73 \text{ kG}$ |
| | $M_{ny.rd} = 13688.73 \text{ kG*m}$ | $M_{nz.rd} = 2727.90 \text{ kG*m}$ | $V_{z.sd} = 6395.49 \text{ kG}$ |
| | | | $V_{plz.rd} = 32298.61 \text{ kG}$ |

Mb.rd = 8964.08 kG*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

C1 = 0.97 Mcr = 14605.31 kG*m kLT = 1.00
ID_sup=3.00 m C2 = 0.30 XLT = 0.65

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

$(M_y.sd/M_{ny.rd})^a + (M_z.sd/M_{nz.rd})^b = 0.08 < 1.00$ (5.35) a=2.00 b=1.00

$M_{eff.sd}/M_b.rd = 0.42 < 1.00$ (5.5.3)

$V_y.sd/V_{ply.rd} = 0.00 < 1.00$ $V_z.sd/V_{plz.rd} = 0.20 < 1.00$ (5.20)

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 46 G+0.9W1+0.9S 1*1.00+(3+4)*0.90

$u_z = 0.1 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 40 G+0.9W1+0.9S+0.9Q 1*1.00+(4+3+2)*0.90



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

8.11 : Vérification des traverses

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE:13 Travarse IPE330_13

POINT:3

COORDONNEE: $x = 0.99 L = 9.90$

m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $1.2 \cdot 1.35G + 1.5S \quad 1 \cdot 1.35 + 3 \cdot 1.50$

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360 travars

| | | | |
|----------------------|--------------------------------|-------------------------------|---------------------------|
| $h=58.4 \text{ cm}$ | $gM0=1.10$ | $gM1=1.10$ | |
| $b=17.0 \text{ cm}$ | $A_y=43.18 \text{ cm}^2$ | $A_z=44.72 \text{ cm}^2$ | $A_x=111.26 \text{ cm}^2$ |
| $t_w=0.8 \text{ cm}$ | $I_y=48723.57 \text{ cm}^4$ | $I_z=1564.31 \text{ cm}^4$ | $I_x=52.08 \text{ cm}^4$ |
| $t_f=1.3 \text{ cm}$ | $W_{ely}=1620.03 \text{ cm}^3$ | $W_{elz}=184.04 \text{ cm}^3$ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | | |
|-----------------------------------|---|--|------------------------------------|
| $N_{.sd} = 288.89 \text{ kG}$ | $M_{y.sd} = 217.06 \text{ kG}\cdot\text{m}$ | $M_{z.sd} = -453.02 \text{ kG}\cdot\text{m}$ | $V_{y.sd} = 319.32 \text{ kG}$ |
| $N_{c.rd} = 242369.49 \text{ kG}$ | $M_{ely.rd} = 35292.01 \text{ kG}\cdot\text{m}$ | $M_{elz.rd} = 4009.21 \text{ kG}\cdot\text{m}$ | $V_{ply.rd} = 54309.59 \text{ kG}$ |
| | $M_{ny.rd} = 35292.01 \text{ kG}\cdot\text{m}$ | $M_{nz.rd} = 4009.21 \text{ kG}\cdot\text{m}$ | $V_{z.sd} = 240.28 \text{ kG}$ |
| | | | $V_{plz.rd} = 56246.52 \text{ kG}$ |
| | $M_{b.rd} = 35292.01 \text{ kG}\cdot\text{m}$ | | |

Classe de la section = 3

Profil correct !!!

8.12 : Vérification des poteaux IPE360 :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 1 Poteau_1

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00

m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 14 G+Q+1.2EX (1+2)*1.00+30*1.20

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



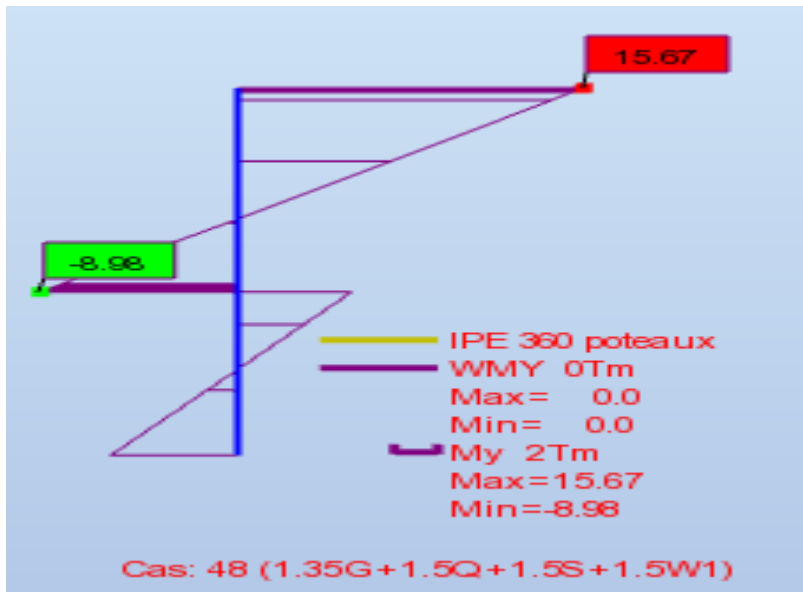
PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360 poteaux

| | | | |
|-----------|-----------------------------|-----------------------------|--------------------------|
| h=36.0 cm | gM0=1.10 | gM1=1.10 | |
| b=17.0 cm | Ay=43.18 cm ² | Az=35.14 cm ² | Ax=72.73 cm ² |
| tw=0.8 cm | Iy=16265.60 cm ⁴ | Iz=1043.45 cm ⁴ | Ix=37.49 cm ⁴ |
| tf=1.3 cm | Wely=903.64 cm ³ | Welz=122.76 cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | | |
|------------------|---------------------|--------------------|-------------------|
| N.sd = 9.77 T | My.sd = -8.30 T*m | Mz.sd = 0.02 T*m | Vy.sd = 0.01 T |
| Nc.rd = 158.44 T | Mply.rd = 22.20 T*m | Mplz.rd = 4.16 T*m | Vply.rd = 54.31 T |
| Nb.rd = 70.36 T | Mny.rd = 22.20 T*m | Mnz.rd = 4.15 T*m | Vz.sd = 3.68 T |
| | | | Vplz.rd = 44.19 T |

Classe de la section = 1



 **PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$L_y = 9.00 \text{ m}$$

$$L_{fy} = 16.27 \text{ m}$$

$$\text{Lambda}_y = 108.79$$

$$\text{Lambda}_y = 1.16$$

$$X_y = 0.56$$

$$k_y = 1.08$$



en z:

$$L_z = 9.00 \text{ m}$$

$$L_{fz} = 4.50 \text{ m}$$

$$\text{Lambda}_z = 118.80$$

$$\text{Lambda}_z = 1.27$$

$$X_z = 0.44$$

$$k_z = 0.89$$

FORMULES DE VERIFICATION:

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ny.rd}}\right)^a + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{nz.rd}}\right)^b = 0.14 < 1.00 \quad (5.35) \quad a=2.00 \quad b=1.00$$

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot A \cdot f_y / g_{M1}} + k_y \cdot \frac{M_{y.sd}}{W_{ply} \cdot f_y / g_{M1}} + k_z \cdot \frac{M_{z.sd}}{W_{plz} \cdot f_y / g_{M1}} = 0.54 < 1.00 \quad (5.51)$$

$$\frac{V_{y.sd}}{V_{ply.rd}} = 0.00 < 1.00 \quad \frac{V_{z.sd}}{V_{plz.rd}} = 0.08 < 1.00 \quad (5.20)$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 0.4 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 6.0 \text{ cm}$$

Vérfifié

Cas de charge décisif: 38 G+W3 (1+6)*1.00

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 6.0 \text{ cm}$$

Vérfifié

Cas de charge décisif: 41 G+W2+0.5S (1+5)*1.00+3*0.50

Profil correct !!!

8.13: Vérification de palier de stabilité :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 183

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00

m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 15 G+Q+1.2EY (1+2)*1.00+32*1.20

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 80x8

| | | | |
|-----------|----------------------------|----------------------------|--------------------------|
| h=8.0 cm | gM0=1.10 | gM1=1.10 | |
| b=17.0 cm | Ay=12.80 cm ² | Az=11.52 cm ² | Ax=24.54 cm ² |
| tw=0.8 cm | Iy=144.50 cm ⁴ | Iz=331.44 cm ⁴ | Ix=5.19 cm ⁴ |
| tf=0.8 cm | Wely=25.17 cm ³ | Welz=38.99 cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | | |
|---------------------|------------------------|------------------------|-----------------------|
| N.sd = 9835.47 kG | My.sd = -20.16 kG*m | Mz.sd = 49.41 kG*m | Vy.sd = 28.54 kG |
| Nc.rd = 53460.01 kG | Mply.rd = 1014.44 kG*m | Mplz.rd = 1475.50 kG*m | Vply.rd = 16099.18 kG |
| Nb.rd = 15467.82 kG | Mny.rd = 980.11 kG*m | Mnz.rd = 1425.55 kG*m | Vz.sd = 29.38 kG |
| | | | Vplz.rd = 14489.26 kG |

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$L_y = 3.61 \text{ m}$$

$$\text{Lambda}_y = 1.58$$

$$L_{fy} = 3.61 \text{ m}$$

$$X_y = 0.29$$

$$\text{Lambda } y = 148.59$$

$$k_y = 1.50$$



en z:

$$L_z = 3.61 \text{ m}$$

$$\text{Lambda}_z = 1.04$$

$$L_{fz} = 3.61 \text{ m}$$

$$X_z = 0.51$$

$$\text{Lambda } z = 98.11$$

$$k_z = 1.24$$

FORMULES DE VERIFICATION:

$$N_{sd}/N_{c,rd} = 9835.47/53460.01 = 0.18 < 1.00 \quad (5.16)$$

$$N_{sd}/(X_{min} \cdot A \cdot f_y / gM1) + k_y \cdot M_{y,sd} / (W_{ply} \cdot f_y / gM1) + k_z \cdot M_{z,sd} / (W_{plz} \cdot f_y / gM1) = 0.71 < 1.00 \quad (5.51)$$

$$V_{y,sd} / V_{ply,rd} = 0.00 < 1.00 \quad V_{z,sd} / V_{plz,rd} = 0.00 < 1.00 \quad (5.20)$$

Profil correct !!!

Chapitre 9: Calcul des assemblages

9.1 :Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les 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 en cause.

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentaux utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Les soudage
- Le collage

Nous dans notre cas on utilise des assemblages par boulonnage

Le logiciel ROBOT nous permet de calculer automatiquement les différents assemblages et les résultats des calculs sont comme suit :

9.2 :Assemblage poteau poutre mixte :

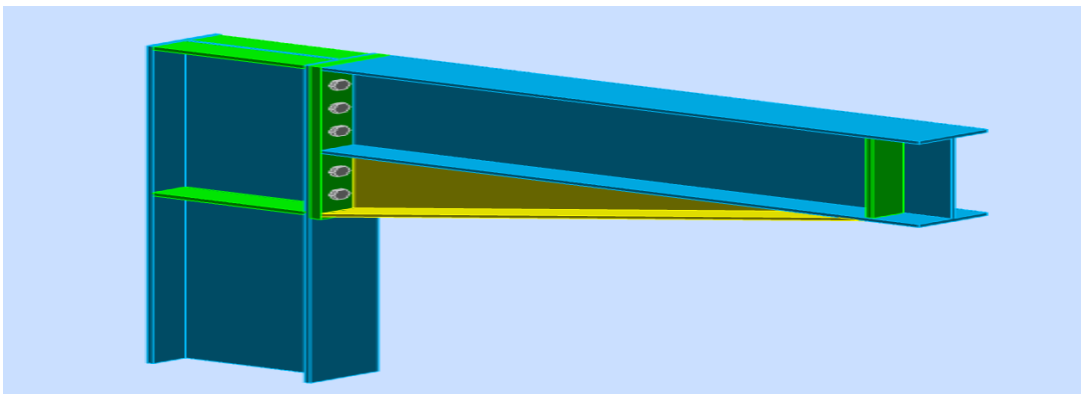
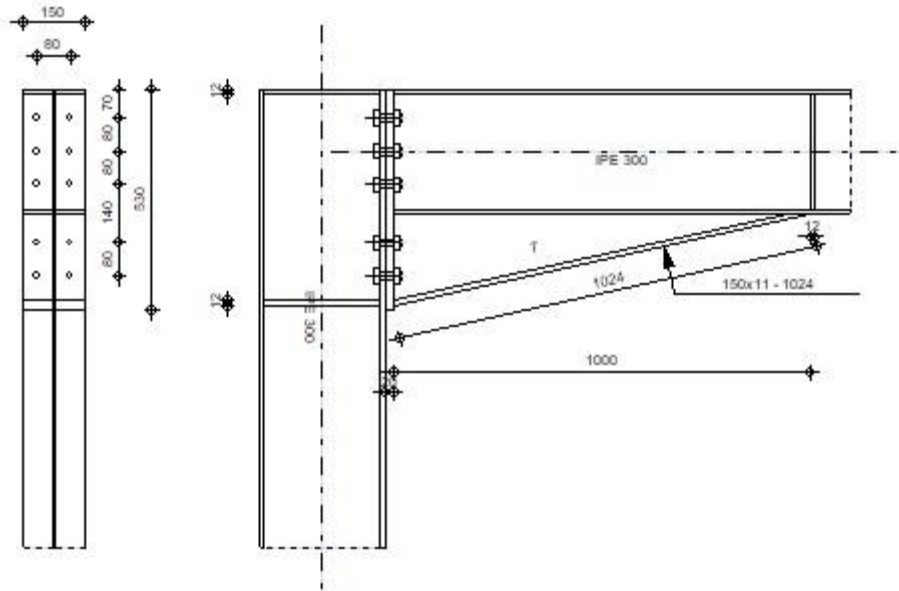


Figure 9.2 :Assemblage poteau poutre mixte



Géométrie

Poteau

Profilé: IPE 300

Barre N°: 176

| | | | |
|------------|-----------|--------------------|---|
| $\alpha =$ | -90.0 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_c =$ | 300 | [mm] | Hauteur de la section du poteau |
| $b_{fc} =$ | 150 | [mm] | Largeur de la section du poteau |
| $t_{wc} =$ | 7 | [mm] | Epaisseur de l'âme de la section du poteau |
| $t_{fc} =$ | 11 | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section du poteau |
| $r_c =$ | 15 | [mm] | Rayon de congé de la section du poteau |
| $A_c =$ | 53.81 | [cm ²] | Aire de la section du poteau |
| $I_{xc} =$ | 8356.11 | [cm ⁴] | Moment d'inertie de la section du poteau |
| Matériau: | ACIER E24 | | |
| $f_{yc} =$ | 235.00 | [MPa] | Résistance |

Poutre

Profilé: IPE 300

Poutre

Profilé: IPE 300

Barre N°: 187

$\alpha = -0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 300$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_f = 150$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 11$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$r_b = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 53.81$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{xb} = 8356.11$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E24

$f_{yb} = 235.00$ [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 18$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 16.92$ [T] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 70$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 80$ [mm]

Entraxe $p_i = 80;80;140;80$ [mm]

Platine

$h_p = 530$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 150$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$f_{yp} = 235.00$ [MPa] Résistance

Jarret inférieur

| | | | |
|------------|------|-------|------------------------|
| $w_d =$ | 150 | [mm] | Largeur de la platine |
| $t_{fd} =$ | 11 | [mm] | Epaisseur de l'aile |
| $h_d =$ | 220 | [mm] | Hauteur de la platine |
| $t_{wd} =$ | 7 | [mm] | Epaisseur de l'âme |
| $l_d =$ | 1000 | [mm] | Longueur de la platine |
| $\alpha =$ | 12.4 | [Deg] | Angle d'inclinaison |

Matériau: ACIER E24

$f_{ybu} =$ 235.00 [MPa] Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

| | | | |
|------------|-----|------|-------------------------|
| $h_{su} =$ | 279 | [mm] | Hauteur du raidisseur |
| $b_{su} =$ | 71 | [mm] | Largeur du raidisseur |
| $t_{hu} =$ | 12 | [mm] | Epaisseur du raidisseur |

Matériau: ACIER E24

$f_{ysu} =$ 235.00 [MPa] Résistance

Inférieur

| | | | |
|------------|-----|------|-------------------------|
| $h_{sd} =$ | 279 | [mm] | Hauteur du raidisseur |
| $b_{sd} =$ | 71 | [mm] | Largeur du raidisseur |
| $t_{hd} =$ | 12 | [mm] | Epaisseur du raidisseur |

Matériau: ACIER E24

$f_{ysu} =$ 235.00 [MPa] Résistance

Soudures d'angle

| | | | |
|-----------------|------|------|---------------------------------|
| $a_w =$ | 8 | [mm] | Soudure âme |
| $a_f =$ | 8 | [mm] | Soudure semelle |
| $a_s =$ | 8 | [mm] | Soudure du raidisseur |
| $a_{fd} =$ | 8 | [mm] | Soudure horizontale |
| $\gamma_{M3} =$ | 1.25 | | Coefficient de sécurité partiel |

[2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 8: 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50

| | | | |
|---------------|--------|-------|---|
| $M_{b1,Ed} =$ | 11.17 | [T*m] | Moment fléchissant dans la poutre droite |
| $V_{b1,Ed} =$ | 15.17 | [T] | Effort tranchant dans la poutre droite |
| $N_{b1,Ed} =$ | -0.13 | [T] | Effort axial dans la poutre droite |
| $M_{c1,Ed} =$ | -0.70 | [T*m] | Moment fléchissant dans la poteau inférieur |
| $V_{c1,Ed} =$ | -0.35 | [T] | Effort tranchant dans le poteau inférieur |
| $N_{c1,Ed} =$ | -16.24 | [T] | Effort axial dans le poteau inférieur |

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

$A_b = 53.81$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{cb,Rd} = 128.95$ [T] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 41.30$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 57.14$ [T] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0.27 < 1.00$ **vérifié** (0.27)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 628.36$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 15.06$ [T*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1267.76$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 30.38$ [T*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 30.38$ [T*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 509$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 59.66$ [T] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

Flambement:

| | | | | |
|---------------|------|------|---|----------------------|
| $d_{wb} =$ | 249 | [mm] | Hauteur de l'âme comprimée | [6.2.6.2.(1)] |
| $\lambda_p =$ | 0.98 | | Elancement de plaque | [6.2.6.2.(1)] |
| $\lambda =$ | 0.81 | | Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément | [6.2.6.2.(1)] |
| $\lambda_s =$ | 5.60 | | Elancement du raidisseur | EN1993-1-1:[6.3.1.2] |
| $\lambda =$ | 1.00 | | Coefficient de flambement du raidisseur | EN1993-1-1:[6.3.1.2] |

$$F_{c,wb,Rd2} = [\lambda k_{wc} \lambda b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \lambda_{M1} + A_s \lambda f_{yb} / \lambda_{M1}] \cos(\lambda) / \sin(\lambda - \lambda)$$

| | | | | |
|------------------|--------|-----|----------------------------------|---------------|
| $F_{c,wb,Rd2} =$ | 293.28 | [T] | Résistance de l'âme de la poutre | [6.2.6.2.(1)] |
|------------------|--------|-----|----------------------------------|---------------|

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2})$$

| | | | | |
|---------------------|--------|-----|----------------------------------|---------------|
| $F_{c,wb,Rd,low} =$ | 293.28 | [T] | Résistance de l'âme de la poutre | [6.2.6.2.(1)] |
|---------------------|--------|-----|----------------------------------|---------------|

Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

| | | | | |
|---------------|-------|-------|---|-----------|
| $M_{b1,Ed} =$ | 11.17 | [T*m] | Moment fléchissant dans la poutre droite | [5.3.(3)] |
| $M_{b2,Ed} =$ | 0.00 | [T*m] | Moment fléchissant dans la poutre gauche | [5.3.(3)] |
| $V_{c1,Ed} =$ | -0.35 | [T] | Effort tranchant dans le poteau inférieur | [5.3.(3)] |
| $V_{c2,Ed} =$ | 0.00 | [T] | Effort tranchant dans le poteau supérieur | [5.3.(3)] |
| $z =$ | 405 | [mm] | Bras de levier | [6.2.5] |

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

| | | | | |
|---------------|-------|-----|-------------------------------|-----------|
| $V_{wp,Ed} =$ | 27.79 | [T] | Panneau d'âme en cisaillement | [5.3.(3)] |
|---------------|-------|-----|-------------------------------|-----------|

| | | | | |
|------------|-------|--------------------|---|------------------------|
| $A_{vs} =$ | 25.68 | [cm ²] | Aire de cisaillement de l'âme du poteau | EN1993-1-1:[6.2.6.(3)] |
|------------|-------|--------------------|---|------------------------|

| | | | | |
|------------|-------|--------------------|------------------------------------|------------------------|
| $A_{vc} =$ | 25.68 | [cm ²] | Aire de la section au cisaillement | EN1993-1-1:[6.2.6.(3)] |
|------------|-------|--------------------|------------------------------------|------------------------|

| | | | | |
|---------|-----|------|--|---------------|
| $d_s =$ | 518 | [mm] | Distance entre les centres de gravités des raidisseurs | [6.2.6.1.(4)] |
|---------|-----|------|--|---------------|

| | | | | |
|------------------|------|-------|---|---------------|
| $M_{pl,fc,Rd} =$ | 0.10 | [T*m] | Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion | [6.2.6.1.(4)] |
|------------------|------|-------|---|---------------|

| | | | | |
|-------------------|------|-------|---|---------------|
| $M_{pl,stu,Rd} =$ | 0.13 | [T*m] | Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion | [6.2.6.1.(4)] |
|-------------------|------|-------|---|---------------|

| | | | | |
|-------------------|------|-------|---|---------------|
| $M_{pl,sti,Rd} =$ | 0.13 | [T*m] | Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion | [6.2.6.1.(4)] |
|-------------------|------|-------|---|---------------|

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\lambda^3 \lambda_{M0}) + \text{Min} (4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

| | | | | |
|---------------|-------|-----|---|-----------|
| $V_{wp,Rd} =$ | 32.77 | [T] | Résistance du panneau d'âme au cisaillement | [6.2.6.1] |
|---------------|-------|-----|---|-----------|

| | | | |
|----------------------------------|-------------|----------------|--------|
| $V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ | 0.85 < 1.00 | vérifié | (0.85) |
|----------------------------------|-------------|----------------|--------|

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

| Nr | m | m _x | e | e _x | p | l _{eff,cp} | l _{eff,nc} | l _{eff,1} | l _{eff,2} | l _{eff,cp,g} | l _{eff,nc,g} | l _{eff,1,g} | l _{eff,2,g} |
|----|----|----------------|----|----------------|-----|---------------------|---------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|----------------------|
| 1 | 24 | - | 35 | - | 80 | 154 | 145 | 145 | 145 | 157 | 114 | 114 | 114 |
| 2 | 24 | - | 35 | - | 80 | 154 | 142 | 142 | 142 | 160 | 80 | 80 | 80 |
| 3 | 24 | - | 35 | - | 110 | 154 | 142 | 142 | 142 | 220 | 110 | 110 | 110 |
| 4 | 24 | - | 35 | - | 110 | 154 | 142 | 142 | 142 | 220 | 110 | 110 | 110 |
| 5 | 24 | - | 35 | - | 80 | 154 | 145 | 145 | 145 | 157 | 114 | 114 | 114 |

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

| Nr | m | m _x | e | e _x | p | l _{eff,cp} | l _{eff,nc} | l _{eff,1} | l _{eff,2} | l _{eff,cp,g} | l _{eff,nc,g} | l _{eff,1,g} | l _{eff,2,g} |
|----|----|----------------|----|----------------|-----|---------------------|---------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|----------------------|
| 1 | 27 | - | 35 | - | 80 | 172 | 158 | 158 | 158 | 166 | 121 | 121 | 121 |
| 2 | 27 | - | 35 | - | 80 | 172 | 153 | 153 | 153 | 160 | 80 | 80 | 80 |
| 3 | 27 | - | 35 | - | 110 | 172 | 153 | 153 | 153 | 220 | 110 | 110 | 110 |
| 4 | 27 | - | 35 | - | 110 | 172 | 153 | 153 | 153 | 220 | 110 | 110 | 110 |
| 5 | 27 | - | 35 | - | 80 | 172 | 153 | 153 | 153 | 166 | 117 | 117 | 117 |

Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} / 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 128.95 \quad [T] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.00 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = 16.92 \quad [T] \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 16.21 \quad [T] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \square b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \square M0 \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \alpha_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

| Nr | h _j | F _{tj,Rd} | F _{t,fc,Rd} | F _{t,wc,Rd} | F _{t,ep,Rd} | F _{t,wb,Rd} | F _{t,Rd} | B _{p,Rd} |
|----|----------------|--------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|-------------------|-------------------|
| 1 | 445 | 16.27 | 16.27 | 22.43 | 31.06 | 26.83 | 33.83 | 32.43 |
| 2 | 365 | 5.52 | 15.88 | 21.99 | 30.72 | 26.09 | 33.83 | 32.43 |
| 3 | 285 | 10.98 | 15.88 | 21.99 | 30.72 | 26.09 | 33.83 | 32.43 |
| 4 | 145 | - | 15.88 | 21.99 | 30.72 | 26.09 | 33.83 | 32.43 |
| 5 | 65 | - | 16.27 | 22.43 | 30.72 | 26.09 | 33.83 | 32.43 |

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 12.37 \quad [T*m] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.90 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.90)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0.60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{Lr} = 0.97 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 14.49 \quad [T] \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 16.92 \quad [T] \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 14.34 \quad [T] \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 14.34 \quad [T] \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

| Nr | F _{tj,Rd,N} | F _{tj,Ed,N} | F _{tj,Rd,M} | F _{tj,Ed,M} | F _{tj,Ed} | F _{vj,Rd} |
|----|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------------|--------------------|
| 1 | 33.83 | -0.03 | 16.27 | 14.69 | 14.67 | 20.01 |
| 2 | 33.83 | -0.03 | 5.52 | 4.99 | 4.96 | 25.94 |
| 3 | 33.83 | -0.03 | 10.98 | 9.91 | 9.89 | 22.93 |
| 4 | 33.83 | -0.03 | 0.00 | 0.00 | -0.03 | 28.67 |
| 5 | 33.83 | -0.03 | 0.00 | 0.00 | -0.03 | 28.67 |

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{j,Rd} = 126.23 \quad [T] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.12 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.12)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.90

9.3 :Assemblage poteau traverse :

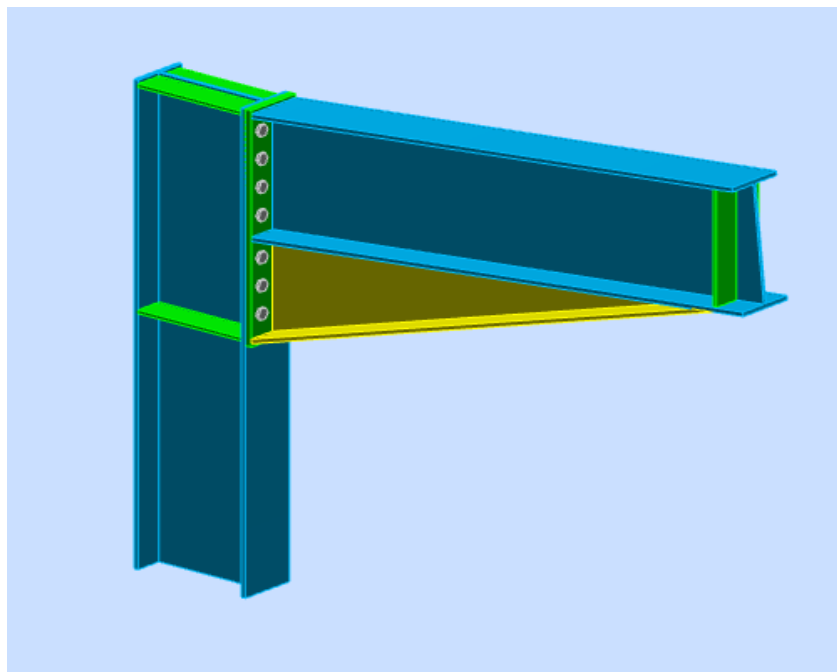


Figure9.3:Vue3D de l'assemblage poteau poutre de rive



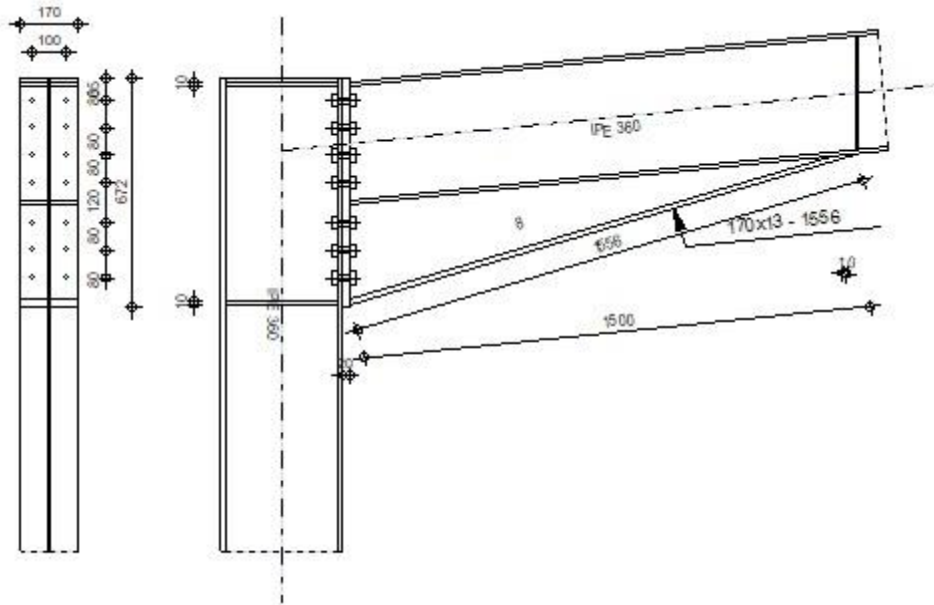
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0.73



Géométrie

Poteau

Profilé: IPE 360

Barre N°: 6

$\alpha = -90.0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 360$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 170$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 18$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 72.73$ [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{xc} = 16265.60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E24

$f_{yc} = 235.00$ [MPa] Résistance

Poutre

Profilé: IPE 360

Barre N°: 18

$\alpha = 5.7$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 360$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_f = 170$ [mm] Largeur de la section de la poutre

| | | | |
|------------|----------|--------------------|--|
| $\alpha =$ | 5.7 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $t_{wb} =$ | 8 | [mm] | Epaisseur de l'âme de la section de la poutre |
| $t_{fb} =$ | 13 | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section de la poutre |
| $r_b =$ | 18 | [mm] | Rayon de congé de la section de la poutre |
| $r_b =$ | 18 | [mm] | Rayon de congé de la section de la poutre |
| $A_b =$ | 72.73 | [cm ²] | Aire de la section de la poutre |
| $I_{xb} =$ | 16265.60 | [cm ⁴] | Moment d'inertie de la poutre |

Matériau: ACIER E24

$f_{yb} =$ 235.00 [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

| | | | |
|------------------|--------------------|------|---|
| $d =$ | 18 | [mm] | Diamètre du boulon |
| Classe = HR 8.8 | | | Classe du boulon |
| $F_{tRd} =$ | 12.69 | [T] | Résistance du boulon à la traction |
| $n_h =$ | 2 | | Nombre de colonnes des boulons |
| $n_v =$ | 7 | | Nombre de rangées des boulons |
| $h_1 =$ | 65 | [mm] | Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about |
| Ecartement e_i | 100 | [mm] | |
| = | | | |
| Entraxe $p_i =$ | 80;80;80;120;80;80 | [mm] | |

Platine

| | | | |
|------------|-----------|-------|-------------------------|
| $h_p =$ | 672 | [mm] | Hauteur de la platine |
| $b_p =$ | 170 | [mm] | Largeur de la platine |
| $t_p =$ | 20 | [mm] | Epaisseur de la platine |
| Matériau: | ACIER E24 | | |
| $f_{yp} =$ | 235.00 | [MPa] | Résistance |

Jarret inférieur

| | | | |
|------------|------|------|------------------------|
| $w_d =$ | 170 | [mm] | Largeur de la platine |
| $t_{fd} =$ | 13 | [mm] | Epaisseur de l'aile |
| $h_d =$ | 290 | [mm] | Hauteur de la platine |
| $t_{wd} =$ | 8 | [mm] | Epaisseur de l'âme |
| $l_d =$ | 1500 | [mm] | Longueur de la platine |

Jarret inférieur

$w_d = 170$ [mm] Largeur de la platine

$\alpha = 16.4$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E24

$f_{ybu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} = 335$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 81$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ysu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 335$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 81$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ysu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme

$a_r = 9$ [mm] Soudure semelle

$a_s = 6$ [mm] Soudure du raidisseur

$a_{rd} = 9$ [mm] Soudure horizontale

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 12: 1.35G+1.5S 1*1.35+3*1.50

$M_{b1,Ed} = 16.36$ [T*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 6.16$ [T] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -4.61$ [T] Effort axial dans la poutre droite

$M_{c1,Ed} = 16.36$ [T*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur

$V_{c1,Ed} = 4.61$ [T] Effort tranchant dans le poteau inférieur

$M_{b1,Ed} = 16.36$ [T*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$N_{c1,Ed} = -6.16$ [T] Effort axial dans le poteau inférieur

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

$A_b = 72.73$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{cb,Rd} = 174.29$ [T] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 58.34$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 80.71$ [T] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0.08 < 1.00$ **vérifié** (0.08)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1019.15$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 24.42$ [T*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1912.71$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 45.83$ [T*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 45.83$ [T*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 639$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 71.75$ [T] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 5.7$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 16.4$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

Pression diamétrale:

| | | | |
|--|--------------------------|---|------------------------|
| $\beta =$ | 5.7 [Deg] | Angle entre la platine d'about et la poutre | |
| $b_{\text{eff,c,wb}} =$ | 247 [mm] | Largeur efficace de l'âme à la compression | [6.2.6.2.(1)] |
| $A_{\text{vb}} =$ | 35.14 [cm ²] | Aire de la section au cisaillement | EN1993-1-1:[6.2.6.(3)] |
| $\omega =$ | 0.84 | Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement | [6.2.6.2.(1)] |
| $\sigma_{\text{com,Ed}} =$ | 153.44 [MPa] | Contrainte de compression maximale dans l'âme | [6.2.6.2.(2)] |
| $k_{\text{wc}} =$ | 1.00 | Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression | [6.2.6.2.(2)] |
| $A_s =$ | 16.20 [cm ²] | Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme | EN1993-1-1:[6.2.4] |
| $F_{\text{c,wb,Rd1}} = [\omega k_{\text{wc}} b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M0}} + A_s f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M0}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$ | | | |
| $F_{\text{c,wb,Rd1}} =$ | 407.23 [T] | Résistance de l'âme de la poutre | [6.2.6.2.(1)] |

Flambement:

| | | | |
|--|------------|---|----------------------|
| $d_{\text{wb}} =$ | 299 [mm] | Hauteur de l'âme comprimée | [6.2.6.2.(1)] |
| $\lambda_p =$ | 1.06 | Elancement de plaque | [6.2.6.2.(1)] |
| $\rho =$ | 0.77 | Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément | [6.2.6.2.(1)] |
| $\lambda_s =$ | 5.94 | Elancement du raidisseur | EN1993-1-1:[6.3.1.2] |
| $\chi =$ | 1.00 | Coefficient de flambement du raidisseur | EN1993-1-1:[6.3.1.2] |
| $F_{\text{c,wb,Rd2}} = [\omega k_{\text{wc}} \rho b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M1}} + A_s \chi f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M1}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$ | | | |
| $F_{\text{c,wb,Rd2}} =$ | 358.88 [T] | Résistance de l'âme de la poutre | [6.2.6.2.(1)] |

Résistance de l'aile du renfort

| | | | |
|--|-----------|---------------------------------|---------------|
| $F_{\text{c,wb,Rd3}} = b_b t_b f_{\text{yb}} / (0.8 \gamma_{\text{M0}})$ | | | |
| $F_{\text{c,wb,Rd3}} =$ | 64.67 [T] | Résistance de l'aile du renfort | [6.2.6.7.(1)] |

Résistance finale:

| | | | |
|--|-----------|----------------------------------|---------------|
| $F_{\text{c,wb,Rd,low}} = \text{Min}(F_{\text{c,wb,Rd1}}, F_{\text{c,wb,Rd2}}, F_{\text{c,wb,Rd3}})$ | | | |
| $F_{\text{c,wb,Rd,low}} =$ | 64.67 [T] | Résistance de l'âme de la poutre | [6.2.6.2.(1)] |

Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

| | | | |
|---------------|-------------|---|-----------|
| $M_{b1,Ed} =$ | 16.36 [T*m] | Moment fléchissant dans la poutre droite | [5.3.(3)] |
| $M_{b2,Ed} =$ | 0.00 [T*m] | Moment fléchissant dans la poutre gauche | [5.3.(3)] |
| $V_{c1,Ed} =$ | 4.61 [T] | Effort tranchant dans le poteau inférieur | [5.3.(3)] |
| $V_{c2,Ed} =$ | 0.00 [T] | Effort tranchant dans le poteau supérieur | [5.3.(3)] |
| $z =$ | 550 [mm] | Bras de levier | [6.2.5] |

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 27.42 \quad [T] \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 35.14 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]$$

$$A_{vc} = 35.14 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]$$

$$d_s = 642 \quad [mm] \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 0.16 \quad [T \cdot m] \quad \text{Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 0.10 \quad [T \cdot m] \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 0.10 \quad [T \cdot m] \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 44.58 \quad [T] \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0.62 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.62)$$

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

| Nr | m | m _x | e | e _x | p | l _{eff,cp} | l _{eff,nc} | l _{eff,1} | l _{eff,2} | l _{eff,cp,g} | l _{eff,nc,g} | l _{eff,1,g} | l _{eff,2,g} |
|----|----|----------------|----|----------------|-----|---------------------|---------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|----------------------|
| 1 | 32 | - | 35 | - | 80 | 199 | 189 | 189 | 189 | 179 | 144 | 144 | 144 |
| 2 | 32 | - | 35 | - | 80 | 199 | 170 | 170 | 170 | 160 | 80 | 80 | 80 |
| 3 | 32 | - | 35 | - | 80 | 199 | 170 | 170 | 170 | 160 | 80 | 80 | 80 |
| 4 | 32 | - | 35 | - | 100 | 199 | 170 | 170 | 170 | 200 | 100 | 100 | 100 |
| 5 | 32 | - | 35 | - | 100 | 199 | 170 | 170 | 170 | 200 | 100 | 100 | 100 |
| 6 | 32 | - | 35 | - | 80 | 199 | 170 | 170 | 170 | 160 | 80 | 80 | 80 |
| 7 | 32 | - | 35 | - | 80 | 199 | 175 | 175 | 175 | 179 | 130 | 130 | 130 |

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

| Nr | m | m _x | e | e _x | p | l _{eff,cp} | l _{eff,nc} | l _{eff,1} | l _{eff,2} | l _{eff,cp,g} | l _{eff,nc,g} | l _{eff,1,g} | l _{eff,2,g} |
|----|----|----------------|----|----------------|-----|---------------------|---------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|----------------------|
| 1 | 39 | - | 35 | - | 80 | 246 | 229 | 229 | 229 | 203 | 169 | 169 | 169 |
| 2 | 39 | - | 35 | - | 80 | 246 | 201 | 201 | 201 | 160 | 80 | 80 | 80 |
| 3 | 39 | - | 35 | - | 80 | 246 | 201 | 201 | 201 | 160 | 80 | 80 | 80 |
| 4 | 39 | - | 35 | - | 100 | 246 | 201 | 201 | 201 | 200 | 100 | 100 | 100 |
| 5 | 39 | - | 35 | - | 100 | 246 | 201 | 201 | 201 | 200 | 100 | 100 | 100 |
| 6 | 39 | - | 35 | - | 80 | 246 | 201 | 201 | 201 | 160 | 80 | 80 | 80 |
| 7 | 39 | - | 35 | - | 80 | 246 | 201 | 201 | 201 | 203 | 140 | 140 | 140 |

Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} / 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 129.34 \quad [T] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.04 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.04)$$

Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = 12.69 \quad [T] \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 19.25 \quad [T] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

| Nr | h_j | $F_{tj,Rd}$ | $F_{t,fc,Rd}$ | $F_{t,wc,Rd}$ | $F_{t,ep,Rd}$ | $F_{t,wb,Rd}$ | $F_{t,Rd}$ | $B_{p,Rd}$ |
|----|-------|-------------|---------------|---------------|---------------|---------------|------------|------------|
| 1 | 590 | 18.82 | 18.82 | 32.53 | 25.37 | 43.89 | 25.37 | 38.49 |
| 2 | 510 | 8.57 | 18.27 | 29.84 | 24.92 | 38.46 | 25.37 | 38.49 |
| 3 | 430 | 9.78 | 18.27 | 29.84 | 24.92 | 38.46 | 25.37 | 38.49 |
| 4 | 350 | 7.40 | 18.27 | 29.84 | 24.92 | 38.46 | 25.37 | 38.49 |
| 5 | 230 | - | 18.27 | 29.84 | 24.92 | 38.46 | 25.37 | 38.49 |
| 6 | 150 | - | 18.27 | 29.84 | 24.92 | 38.46 | 25.37 | 38.49 |
| 7 | 70 | - | 18.41 | 30.53 | 24.92 | 38.46 | 25.37 | 38.49 |

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 22.28 \quad [T*m] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.73 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.73)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0.60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0.93 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 10.43 \quad [T] \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 12.69 \quad [T] \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 17.02 \quad [T] \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 17.02 \quad [T] \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

| Nr | $F_{tj,Rd,N}$ | $F_{tj,Ed,N}$ | $F_{tj,Rd,M}$ | $F_{tj,Ed,M}$ | $F_{tj,Ed}$ | $F_{vj,Rd}$ |
|----|---------------|---------------|---------------|---------------|-------------|-------------|
| 1 | 25.37 | -0.66 | 18.82 | 13.81 | 13.15 | 13.14 |

| Nr | $F_{tj,Rd,N}$ | $F_{tj,Ed,N}$ | $F_{tj,Rd,M}$ | $F_{tj,Ed,M}$ | $F_{tj,Ed}$ | $F_{vj,Rd}$ |
|----|---------------|---------------|---------------|---------------|-------------|-------------|
| 2 | 25.37 | -0.66 | 8.57 | 6.29 | 5.63 | 17.55 |
| 3 | 25.37 | -0.66 | 9.78 | 7.18 | 6.52 | 17.03 |
| 4 | 25.37 | -0.66 | 7.40 | 5.43 | 4.78 | 18.06 |
| 5 | 25.37 | -0.66 | 0.00 | 0.00 | -0.66 | 20.86 |
| 6 | 25.37 | -0.66 | 0.00 | 0.00 | -0.66 | 20.86 |
| 7 | 25.37 | -0.66 | 0.00 | 0.00 | -0.66 | 20.86 |

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.73

9.4 : Assemblage de traverse– traverse IPE360 :

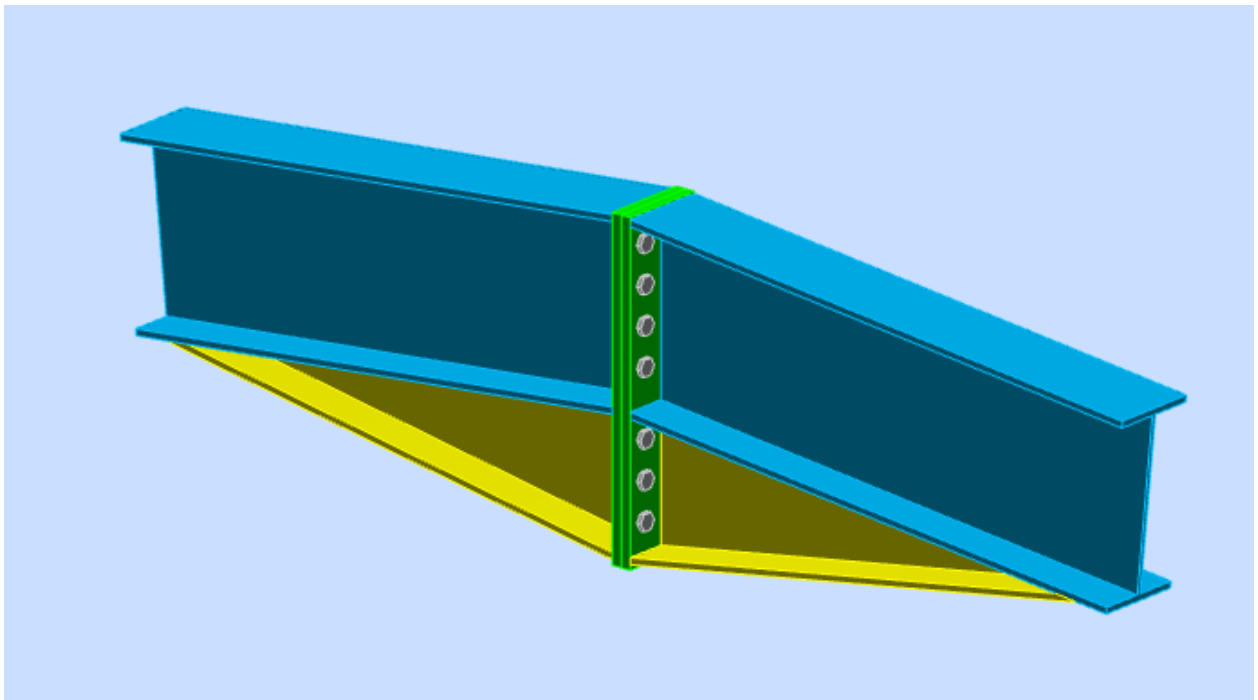
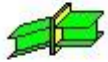


Figure9.4:Vue3D de l'assemblage traverse – traverse

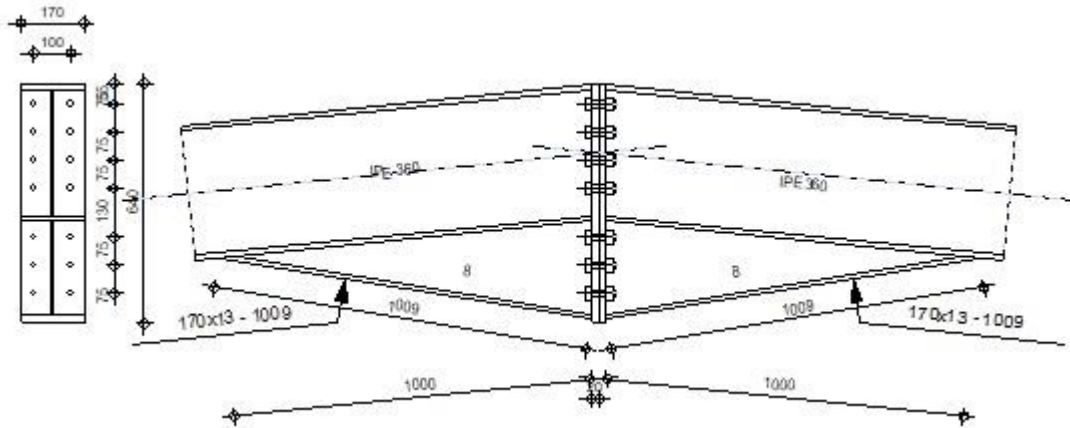


Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0.28



Géométrie

Gauche

Poutre

Profilé: IPE 360

Barre N°: 15

- $\alpha = -174.3$ [Deg] Angle d'inclinaison
- $h_{bl} = 360$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
- $b_{fbl} = 170$ [mm] Largeur de la section de la poutre
- $t_{wbl} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
- $t_{fbl} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
- $r_{bl} = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
- $A_{bl} = 72.73$ [cm²] Aire de la section de la poutre
- $I_{xbl} = 16265.60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E24

$f_{yb} = 235.00$ [MPa] Résistance

Droite

Poutre

Profilé: IPE 360

Barre N°: 16

| | | | |
|-------------|----------|--------------------|--|
| $\alpha =$ | -5.7 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_{br} =$ | 360 | [mm] | Hauteur de la section de la poutre |
| $b_{ibr} =$ | 170 | [mm] | Largeur de la section de la poutre |
| $t_{wbr} =$ | 8 | [mm] | Epaisseur de l'âme de la section de la poutre |
| $t_{ibr} =$ | 13 | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section de la poutre |
| $r_{br} =$ | 18 | [mm] | Rayon de congé de la section de la poutre |
| $A_{br} =$ | 72.73 | [cm ²] | Aire de la section de la poutre |
| $I_{xbr} =$ | 16265.60 | [cm ⁴] | Moment d'inertie de la poutre |

Matériau: ACIER E24

$f_{yb} =$ 235.00 [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$ 18 [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon

$F_{tRd} =$ 12.69 [T] Résistance du boulon à la traction

$n_h =$ 2 Nombre de colonnes des boulons

$n_v =$ 7 Nombre de rangées des boulons

$h_1 =$ 55 [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement e_i
 $=$ 100 [mm]

Entraxe $p_i =$ 75;75;75;130;75;75 [mm]

Platine

$h_{pr} =$ 640 [mm] Hauteur de la platine

$b_{pr} =$ 170 [mm] Largeur de la platine

$t_{pr} =$ 20 [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$f_{ypr} =$ 235.00 [MPa] Résistance

Jarret inférieur

$w_{rd} =$ 170 [mm] Largeur de la platine

$t_{frd} =$ 13 [mm] Epaisseur de l'aile

$h_{rd} =$ 264 [mm] Hauteur de la platine

$t_{wrd} =$ 8 [mm] Epaisseur de l'âme

Jarret inférieur

$w_{rd} = 170$ [mm] Largeur de la platine
 $l_{rd} = 1000$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha_d = 9.4$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E24

$f_{ybu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 9$ [mm] Soudure semelle
 $a_{rd} = 9$ [mm] Soudure horizontale

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 12: 1.35G+1.5S 1*1.35+3*1.50

$M_{b1,Ed} = -8.69$ [T*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 0.01$ [T] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -4.71$ [T] Effort axial dans la poutre droite

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

$A_b = 72.73$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{cb,Rd} = 174.29$ [T] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 56.26$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 77.83$ [T] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0.00 < 1.00 **vérifié** (0.00)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1019.15 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 24.42 \text{ [T*m]}$ Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1796.72 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 43.06 \text{ [T*m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 43.06 \text{ [T*m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 613 \text{ [mm]}$ Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 70.24 \text{ [T]}$ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

| Nr | m | m _x | e | e _x | p | l _{eff,cp} | l _{eff,nc} | l _{eff,1} | l _{eff,2} | l _{eff,cp,g} | l _{eff,nc,g} | l _{eff,1,g} | l _{eff,2,g} |
|----|----|----------------|----|----------------|-----|---------------------|---------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|----------------------|
| 1 | 39 | - | 35 | - | 75 | 246 | 211 | 211 | 211 | 198 | 148 | 148 | 148 |
| 2 | 39 | - | 35 | - | 75 | 246 | 201 | 201 | 201 | 150 | 75 | 75 | 75 |
| 3 | 39 | - | 35 | - | 103 | 246 | 201 | 201 | 201 | 205 | 103 | 103 | 103 |
| 4 | 39 | - | 35 | - | 103 | 246 | 201 | 201 | 201 | 205 | 103 | 103 | 103 |
| 5 | 39 | - | 35 | - | 75 | 246 | 201 | 201 | 201 | 150 | 75 | 75 | 75 |
| 6 | 39 | - | 35 | - | 75 | 246 | 201 | 201 | 201 | 150 | 75 | 75 | 75 |
| 7 | 39 | - | 35 | - | 75 | 246 | 201 | 201 | 201 | 198 | 138 | 138 | 138 |

Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low})$$

$N_{j,Rd} = 129.34 \text{ [T]}$ Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ 0.04 < 1.00 **vérifié** (0.04)

Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd} = 12.69 \text{ [T]}$ Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 30.31 \text{ [T]}$ Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

| Nr | h _j | F _{tj,Rd} | F _{t,fc,Rd} | F _{t,wc,Rd} | F _{t,ep,Rd} | F _{t,wb,Rd} | F _{t,Rd} | B _{p,Rd} |
|----|----------------|--------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|-------------------|-------------------|
| 1 | 550 | 25.37 | - | - | 25.37 | 40.45 | 25.37 | 60.62 |
| 2 | 475 | 12.97 | - | - | 24.92 | 38.46 | 25.37 | 60.62 |
| 3 | 400 | 18.45 | - | - | 24.92 | 38.46 | 25.37 | 60.62 |
| 4 | 270 | 12.45 | - | - | 24.92 | 38.46 | 25.37 | 60.62 |
| 5 | 195 | 1.00 | - | - | 24.92 | 38.46 | 25.37 | 60.62 |
| 6 | 120 | - | - | - | 24.92 | 38.46 | 25.37 | 60.62 |
| 7 | 45 | - | - | - | 24.92 | 38.46 | 25.37 | 60.62 |

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 31.03 \quad [T^*m] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.28 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.28)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0.60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0.93 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 10.48 \quad [T] \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 12.69 \quad [T] \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 26.80 \quad [T] \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 24.56 \quad [T] \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

| Nr | F _{tj,Rd,N} | F _{tj,Ed,N} | F _{tj,Rd,M} | F _{tj,Ed,M} | F _{tj,Ed} | F _{vj,Rd} |
|----|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------------|--------------------|
| 1 | 25.37 | -0.67 | 25.37 | 7.11 | 6.44 | 17.16 |
| 2 | 25.37 | -0.67 | 12.97 | 3.64 | 2.96 | 19.21 |
| 3 | 25.37 | -0.67 | 18.45 | 5.17 | 4.50 | 18.30 |
| 4 | 25.37 | -0.67 | 12.45 | 3.49 | 2.82 | 19.30 |
| 5 | 25.37 | -0.67 | 1.00 | 0.28 | -0.39 | 20.96 |

| Nr | F _{tj,Rd,N} | F _{tj,Ed,N} | F _{tj,Rd,M} | F _{tj,Ed,M} | F _{tj,Ed} | F _{vj,Rd} |
|----|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------------|--------------------|
| 6 | 25.37 | -0.67 | 0.00 | 0.00 | -0.67 | 20.96 |
| 7 | 25.37 | -0.67 | 0.00 | 0.00 | -0.67 | 20.96 |

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{j,Rd} = 136.83 \quad [T] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.00 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

Résistance des soudures

$$A_w = 131.13 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 64.98 \quad [cm^2] \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 66.15 \quad [cm^2] \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 53531.06 \quad [cm^4] \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = -37.89 \quad [MPa] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -36.52 \quad [MPa] \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 0.02 \quad [MPa] \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0.80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3^*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 75.79 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.21)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 73.03 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.20)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 37.89 < 262.80 \quad \text{vérifié} \quad (0.14)$$

Rigidité de l'assemblage

$$t_{wash} = 4 \quad [mm] \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 13 \quad [mm] \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 18 \quad [mm] \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 56 \quad [mm] \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 5 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

| Nr | h _j | k ₃ | k ₄ | k ₅ | k _{eff,j} | k _{eff,j} h _j | k _{eff,j} h _j ² |
|----|----------------|----------------|----------------|----------------|--------------------|-----------------------------------|--|
|----|----------------|----------------|----------------|----------------|--------------------|-----------------------------------|--|

| Nr | h _j | k ₃ | k ₄ | k ₅ | k _{eff,j} | k _{eff,j} h _j | k _{eff,j} h _j ² |
|----|----------------|----------------|----------------|----------------|--------------------|-----------------------------------|--|
| | | | | | Somme | 58.78 | 2381.24 |
| 1 | 550 | ∞ | ∞ | 18 | 3 | 18.57 | 1020.74 |
| 2 | 475 | ∞ | ∞ | 9 | 2 | 11.68 | 554.50 |
| 3 | 400 | ∞ | ∞ | 12 | 3 | 11.54 | 461.10 |
| 4 | 270 | ∞ | ∞ | 12 | 3 | 7.78 | 209.90 |
| 5 | 195 | ∞ | ∞ | 9 | 2 | 4.79 | 93.24 |
| 6 | 120 | ∞ | ∞ | 9 | 2 | 2.94 | 35.22 |
| 7 | 45 | ∞ | ∞ | 16 | 3 | 1.47 | 6.54 |

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 405 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 15 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 50992.05 \text{ [T*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1.00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 50992.05 \text{ [T*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 2772.67 \text{ [T*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

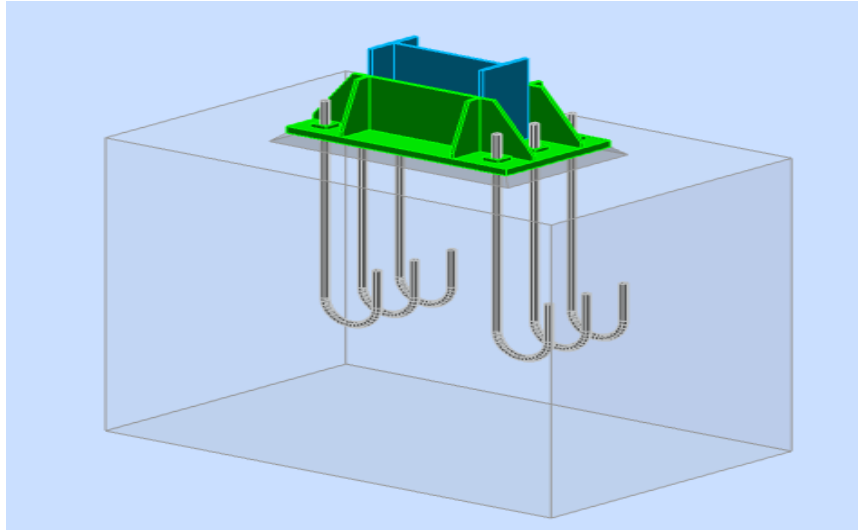
$$S_{j,pin} = 173.29 \text{ [T*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

Composant le plus faible:

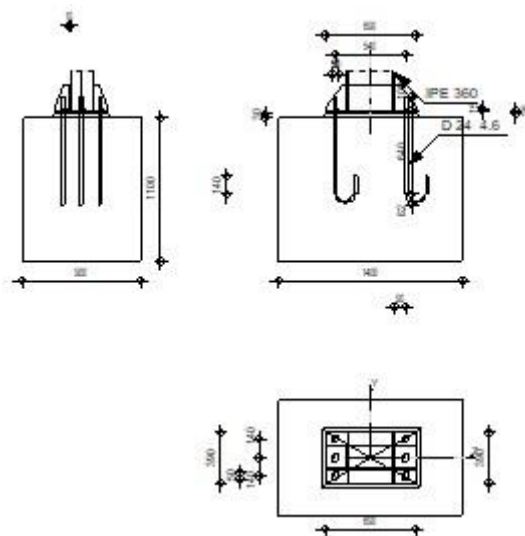
AILE ET AME DE LA POUTRE EN COMPRESSION

9.5 :Encastrement en pieds de poteau



Figur9.5 : Vue 3D de l'assemblage au niveau de pied de poteau

| | | |
|--|---|------------------------------|
| | <p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018</p> <p>Calcul du Pied de Poteau encastré</p> <p>Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p> | |
| | | <p>Ratio 0.60</p> |



Géométrie

Poteau

Profilé: IPE 360

Barre N°: 2

$L_c = 9.00$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 360$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 170$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 18$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 72.73$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 16265.60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E24

$f_{yc} = 235.00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 365.00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

Platine de prescellement

$l_{pd} = 690$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 390$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ypd} = 235.00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 365.00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 240.00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 400.00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 24$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 3.53$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 4.52$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage

$n_V = 3$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 540$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 140$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 100$ [mm]

$L_2 = 640$ [mm]

$L_3 = 163$ [mm]

$L_4 = 140$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 50$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 50$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 15$ [mm] Epaisseur

Raidisseur

$l_s = 690$ [mm] Longueur

$w_s = 390$ [mm] Largeur

$h_s = 200$ [mm] Hauteur

$t_s = 10$ [mm] Epaisseur

$d_1 = 40$ [mm] Grugeage

$d_2 = 20$ [mm] Grugeage

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1.50$ Coefficient de sécurité partiel

Semelle isolée

$L = 1400$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 900$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 1100$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25

$f_{ck} = 25.00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12.00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0.30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

Soudures

$a_p = 15$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 15$ [mm] Raidisseurs

Efforts

Cas: 16: G+Q-1.2EX (1+2) * 1.00+30*-1.20

$N_{j,Ed} = -5.18$ [T] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = -0.00$ [T] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = -3.88$ [T] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = 8.65$ [T*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = -0.01$ [T*m] Moment fléchissant

Résultats

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 16.67$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 24.04$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp} / (3 * f_j * \gamma_{M0}))}$$

$c = 45$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 103$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 260$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 267.93$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 2411.37$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$F_{rd,u} = 136.61$ [T] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0.67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

| | | | | |
|-------------------------------------|---------|--------------------|---|---------------|
| $f_{jd} =$ | 33.33 | [MPa] | Résistance de calcul du matériau du joint | [6.2.5.(7)] |
| $A_{c,n} =$ | 1962.58 | [cm ²] | Aire de compression efficace | [6.2.8.2.(1)] |
| $A_{c,y} =$ | 637.41 | [cm ²] | Aire de flexion My | [6.2.8.3.(1)] |
| $A_{c,z} =$ | 801.75 | [cm ²] | Aire de flexion Mz | [6.2.8.3.(1)] |
| $F_{c,Rd,i} = A_{c,i} \cdot f_{jd}$ | | | | |
| $F_{c,Rd,n} =$ | 667.09 | [T] | Résistance du béton à la compression | [6.2.8.2.(1)] |
| $F_{c,Rd,y} =$ | 216.66 | [T] | Résistance du béton à la flexion My | [6.2.8.3.(1)] |
| $F_{c,Rd,z} =$ | 272.52 | [T] | Résistance du béton à la flexion Mz | [6.2.8.3.(1)] |

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

| | | | | |
|--|---------|--------------------|---|------------------------|
| $CL =$ | 1.00 | | Classe de la section | EN 1993-1-1:[5.5.2] |
| $W_{pl,y} =$ | 4099.65 | [cm ³] | Facteur plastique de la section | EN1993-1-1:[6.2.5.(2)] |
| $M_{c,Rd,y} =$ | 98.24 | [T*m] | Résistance de calcul de la section à la flexion | EN1993-1-1:[6.2.5] |
| $h_{f,y} =$ | 432 | [mm] | Distance entre les centres de gravité des ailes | [6.2.6.7.(1)] |
| $F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$ | | | | |
| $F_{c,fc,Rd,y} =$ | 227.64 | [T] | Résistance de l'aile et de l'âme comprimées | [6.2.6.7.(1)] |
| $W_{pl,z} =$ | 1973.10 | [cm ³] | Facteur plastique de la section | EN1993-1-1:[6.2.5.(2)] |
| $M_{c,Rd,z} =$ | 47.28 | [T*m] | Résistance de calcul de la section à la flexion | EN1993-1-1:[6.2.5] |
| $h_{f,z} =$ | 201 | [mm] | Distance entre les centres de gravité des ailes | [6.2.6.7.(1)] |
| $F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$ | | | | |
| $F_{c,fc,Rd,z} =$ | 234.90 | [T] | Résistance de l'aile et de l'âme comprimées | [6.2.6.7.(1)] |

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

| | | | | |
|--|--------|-----|---|---------------|
| $N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$ | | | | |
| $N_{j,Rd} =$ | 667.09 | [T] | Résistance de la semelle à l'effort axial | [6.2.8.2.(1)] |
| $F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$ | | | | |
| $F_{c,Rd,y} =$ | 216.66 | [T] | Résistance de la semelle dans la zone comprimée | [6.2.8.3] |
| $F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$ | | | | |
| $F_{c,Rd,z} =$ | 234.90 | [T] | Résistance de la semelle dans la zone comprimée | [6.2.8.3] |

Zone tendue

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

| | | | | |
|------------|--------|--------------------|--|---------------|
| $A_b =$ | 3.53 | [cm ²] | Aire de section efficace du boulon | [Tableau 3.4] |
| $f_{ub} =$ | 400.00 | [MPa] | Résistance du matériau du boulon à la traction | [Tableau 3.4] |

$A_b = 3.53$ [cm²] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]

$\beta = 0.85$ Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]

$$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd,s1} = 8.81$ [T] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$$F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$$

$F_{t,Rd,s} = 8.81$ [T] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 25.00$ [MPa] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]

$$f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$$

$f_{ctd} = 1.20$ [MPa] Résistance de calcul à la traction EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$\eta_1 = 1.00$ Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$\eta_2 = 1.00$ Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$f_{bd} = 2.69$ [MPa] Adhérence de calcul admissible EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$h_{ef} = 640$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$$

$F_{t,Rd,p} = 13.25$ [T] Résistance de calc. pour le soulèvement EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p})$$

$F_{t,Rd} = 8.81$ [T] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 272$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 272$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 68$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 1.02$ [T*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 1.02$ [T*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 59.91$ [T] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 28.00$ [T] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 26.44$ [T] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd,y} = 26.44 \quad [T] \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode à la traction} \quad [6.2.4]$$

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$l_{eff,1} = 221 \quad [mm] \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1} \quad [6.2.6.5]$$

$$l_{eff,2} = 221 \quad [mm] \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 38 \quad [mm] \quad \text{Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$M_{pl,1,Rd} = 0.83 \quad [T^*m] \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 1} \quad [6.2.4]$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0.83 \quad [T^*m] \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,1,Rd} = 86.98 \quad [T] \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 1} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,2,Rd} = 29.12 \quad [T] \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,3,Rd} = 17.62 \quad [T] \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 3} \quad [6.2.4]$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = 17.62 \quad [T] \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode à la traction} \quad [6.2.4]$$

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$$F_{T,Rd,y} = 26.44 \quad [T] \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone tendue} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$$

$$F_{T,Rd,z} = 17.62 \quad [T] \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone tendue} \quad [6.2.8.3]$$

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad (6.24) \quad 0.01 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.01)$$

$$e_y = 1669 \quad [mm] \quad \text{Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,y} = 216 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier } F_{C,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,y} = 270 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier } F_{T,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,y} = 14.75 \quad [T^*m] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad (6.23) \quad 0.59 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.59)$$

$$e_z = 3 \quad [mm] \quad \text{Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,z} = 101 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier } F_{C,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,z} = 140 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier } F_{T,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,z} = 1.31 \quad [T^*m] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad (6.23) \quad 0.01 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.01)$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0.60 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.60)$$

Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0.71$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0.71$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = 2.50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 31.49$ [T] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0.96$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0.96$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2.50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 42.95$ [T] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0.37$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 4.52$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 400.00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 5.43$ [T] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0.30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 5.18$ [T] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$F_{f,Rd} = 1.55$ [T] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 34.15$ [T] Résistance de l'assemblage au cisaillement

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ $0.00 < 1.00$ **vérifié** (0.00)

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 34.15 \quad [T] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0.11 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.11)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0.11 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.11)$$

Contrôle des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$$M_1 = 0.70 \quad [T \cdot m] \quad \text{Moment fléchissant du raidisseur}$$

$$Q_1 = 7.75 \quad [T] \quad \text{Effort tranchant du raidisseur}$$

$$z_s = 45 \quad [mm] \quad \text{Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)}$$

$$I_s = 2486.94 \quad [cm^4] \quad \text{Moment d'inertie du raidisseur}$$

$$\sigma_d = 5.56 \quad [MPa] \quad \text{Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 49.46 \quad [MPa] \quad \text{Contrainte normale dans les fibres supérieures} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\tau = 38.01 \quad [MPa] \quad \text{Contrainte tangentielle dans le raidisseur} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_z = 66.07 \quad [MPa] \quad \text{Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0.28 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.28)$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$$M_1 = 0.17 \quad [T \cdot m] \quad \text{Moment fléchissant du raidisseur}$$

$$Q_1 = 3.32 \quad [T] \quad \text{Effort tranchant du raidisseur}$$

$$z_s = 34 \quad [mm] \quad \text{Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)}$$

$$I_s = 2766.37 \quad [cm^4] \quad \text{Moment d'inertie du raidisseur}$$

$$\sigma_d = 0.51 \quad [MPa] \quad \text{Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 11.27 \quad [MPa] \quad \text{Contrainte normale dans les fibres supérieures} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\tau = 16.29 \quad [MPa] \quad \text{Contrainte tangentielle dans le raidisseur} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_z = 28.22 \quad [MPa] \quad \text{Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0.12 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.12)$$

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$$\sigma_{\perp} = 5.18 \quad [MPa] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 5.18 \quad [MPa] \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{y||} = -0.00 \quad [MPa] \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{z||} = -0.74 \quad [MPa] \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} = 5.18$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0.85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0.02 < 1.00$ **vérifié** (0.02)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0.03 < 1.00$ **vérifié** (0.03)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0.03 < 1.00$ **vérifié** (0.03)

Soudures verticales des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} = 0.00$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 0.00$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 18.73$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 0.00$ [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0.85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0.09 < 1.00$ **vérifié** (0.09)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} = 5.76$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 5.76$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 5.43$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 14.87$ [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0.85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0.04 < 1.00$ **vérifié** (0.04)

Soudures horizontales des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} = 10.86$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 10.86$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 16.25$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 35.56$ [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0.85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0.10 < 1.00$ **vérifié** (0.10)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

| | | | | |
|----------------------|-------|-------|---|-------------|
| $\sigma_{\perp} =$ | 7.68 | [MPa] | Contrainte normale dans la soudure | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{\perp} =$ | 7.68 | [MPa] | Contrainte tangentielle perpendiculaire | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{\parallel} =$ | 6.43 | [MPa] | Contrainte tangentielle parallèle | [4.5.3.(7)] |
| $\sigma_z =$ | 18.97 | [MPa] | Contrainte totale équivalente | [4.5.3.(7)] |
| $\beta_w =$ | 0.85 | | Coefficient dépendant de la résistance | [4.5.3.(7)] |

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0.06 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.06)$$

Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$$b_{eff} = 103 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de la semelle de tronçon T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$l_{eff} = 260 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur efficace de la semelle de tronçon en T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$$

$$k_{13,y} = 20 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coef. de rigidité du béton comprimé} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$l_{eff} = 272 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 68 \quad [\text{mm}] \quad \text{Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,y} = 6 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$L_b = 274 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$$

$$k_{16,y} = 2 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$\lambda_{0,y} = 0.64 \quad \text{Elancement du poteau} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,ini,y} = 7976.96 \quad [\text{T*m}] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [\text{Tableau 6.12}]$$

$$S_{j,rig,y} = 11610.41 \quad [\text{T*m}] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y} \quad \text{SEMI-RIGIDE} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$$

$$k_{13,z} = 34 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coef. de rigidité du béton comprimé} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$l_{eff} = 221 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 38 \quad [\text{mm}] \quad \text{Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,z} = 27 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

| | | | | |
|---------------------------------------|----------|-------|---|----------------|
| $L_b =$ | 274 | [mm] | Longueur efficace du boulon d'ancrage | [Tableau 6.11] |
| $k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$ | | | | |
| $k_{16,z} =$ | 2 | [mm] | Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction | [Tableau 6.11] |
| $\lambda_{0,z} =$ | 2.53 | | Elancement du poteau | [5.2.2.5.(2)] |
| $S_{j,ini,z} =$ | 14680.63 | [T*m] | Rigidité en rotation initiale | [6.3.1.(4)] |
| $S_{j,rig,z} =$ | 744.82 | [T*m] | Rigidité de l'assemblage rigide | [5.2.2.5] |
| $S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE | | | | [5.2.2.5.(2)] |

Composant le plus faible:

BOULON D'ANCRAGE A LA RUPTURE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.60

9.6 :Assemblage solive-poutre mixte.

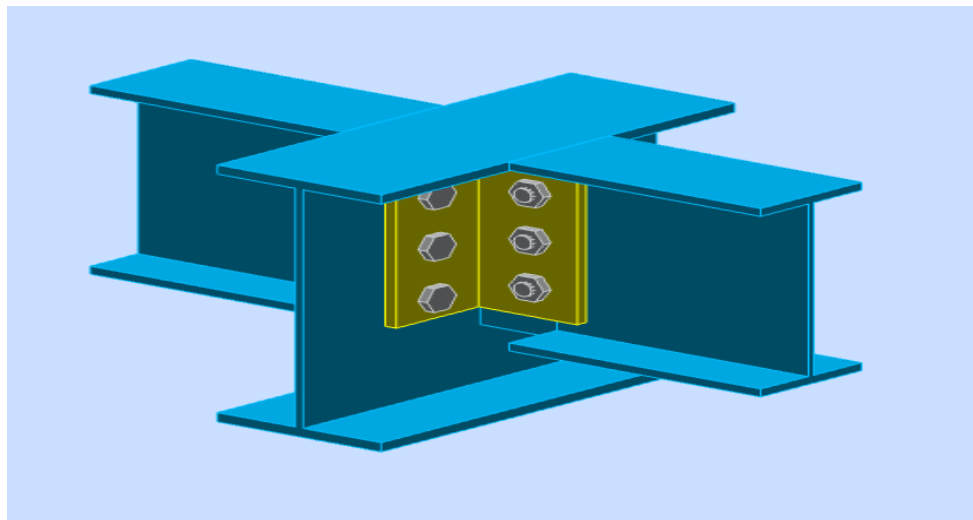
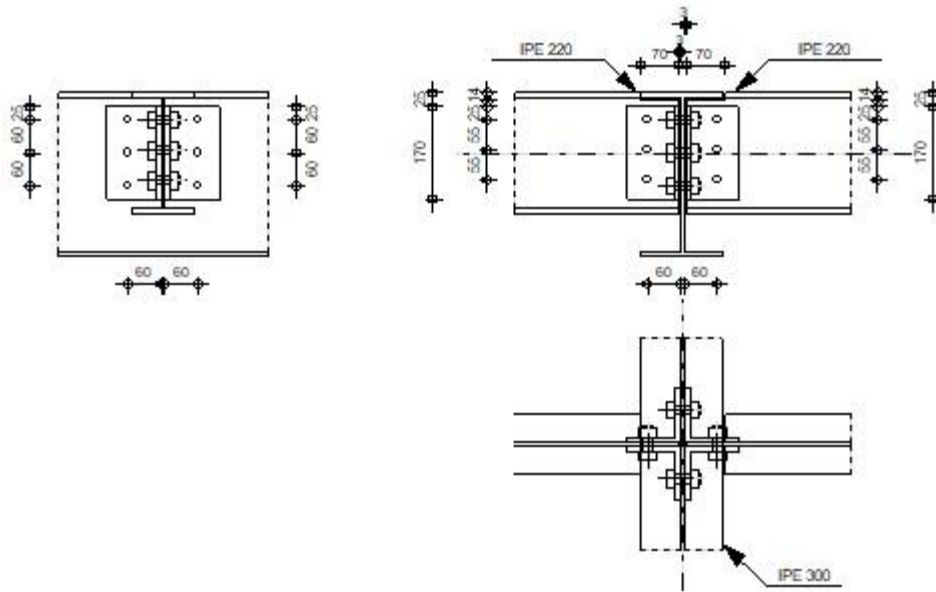


Figure 9.6 : Vue en 3D de l'assemblage solive-poutre mixte

| | | |
|---|--|---|
|  | Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 |  |
| | Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme) EN 1993-1-8:2005/AC:2009 | |



Géométrie

Poutre principale

Profilé: IPE 300

Barre N°: 186

$\alpha = -90.0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_g = 300$ [mm] Hauteur de la section poutre principale

$b_{fg} = 150$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale

$t_{wg} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale

$t_{fg} = 11$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale

$r_g = 15$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale

$A_p = 53.81$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale

$I_{yp} = 8356.11$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau: ACIER E24

$f_{yg} = 235.00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ug} = 365.00$ [MPa] Résistance à la traction

Gauche

Poutre

Profilé: IPE 220

Barre N°: 206

$\alpha = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison

| | | | |
|-------------|---------|--------------------|--|
| $\alpha =$ | 0.0 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_{bl} =$ | 220 | [mm] | Hauteur de la section de la poutre |
| $b_{bl} =$ | 110 | [mm] | Largeur de la section de la poutre |
| $t_{wbl} =$ | 6 | [mm] | Epaisseur de l'âme de la section de la poutre |
| $t_{fbl} =$ | 9 | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section de la poutre |
| $r_{bl} =$ | 12 | [mm] | Rayon de congé de la section de la poutre |
| $A_b =$ | 33.37 | [cm ²] | Aire de la section de la poutre |
| $I_{ybl} =$ | 2771.84 | [cm ⁴] | Moment d'inertie de la poutre |

Matériau: ACIER E24

| | | | |
|-------------|--------|-------|--------------------------|
| $f_{ybl} =$ | 235.00 | [MPa] | Résistance de calcul |
| $f_{ubl} =$ | 365.00 | [MPa] | Résistance à la traction |

Encoche de la poutre

| | | | |
|---------|----|------|-----------------------|
| $h_1 =$ | 14 | [mm] | Encoche supérieur |
| $h_2 =$ | 0 | [mm] | Encoche inférieure |
| $l =$ | 70 | [mm] | Longueur de l'encoche |

Cornière

Profilé: CAE 100x10

| | | | |
|-------------|-----|-------|--|
| $\alpha =$ | 0.0 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_{kl} =$ | 100 | [mm] | Hauteur de la section de la cornière |
| $b_{kl} =$ | 100 | [mm] | Largeur de la section de la cornière |
| $t_{fkl} =$ | 10 | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section de la cornière |
| $r_{kl} =$ | 12 | [mm] | Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière |
| $l_{kl} =$ | 170 | [mm] | Longueur de la cornière |

Matériau: ACIER E24

| | | | |
|-------------|--------|-------|--------------------------|
| $f_{ykl} =$ | 235.00 | [MPa] | Résistance de calcul |
| $f_{ukl} =$ | 365.00 | [MPa] | Résistance à la traction |

Boulons

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

| | |
|-----------------|----------------------------|
| Classe = HR 8.8 | Classe du boulon |
| $d =$ | 16 [mm] Diamètre du boulon |

| | | | |
|------------|--------|--------------------|---------------------------------------|
| Classe = | HR 8.8 | | Classe du boulon |
| $d_0 =$ | 18 | [mm] | Diamètre du trou de boulon |
| $A_s =$ | 1.57 | [cm ²] | Aire de la section efficace du boulon |
| $A_v =$ | 2.01 | [cm ²] | Aire de la section du boulon |
| $f_{ub} =$ | 900.00 | [MPa] | Résistance à la traction |
| $k =$ | 1 | | Nombre de colonnes des boulons |
| $w =$ | 3 | | Nombre de rangées des boulons |
| $e_1 =$ | 25 | [mm] | Niveau du premier boulon |
| $p_1 =$ | 55 | [mm] | Entraxe |

Droite

Poutre

| | |
|-----------|---------|
| Profilé: | IPB 220 |
| Barre N°: | 208 |

| | | | |
|-------------|---------|--------------------|--|
| $\alpha =$ | 0.0 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_{br} =$ | 220 | [mm] | Hauteur de la section de la poutre |
| $b_{br} =$ | 110 | [mm] | Largeur de la section de la poutre |
| $t_{wbr} =$ | 6 | [mm] | Épaisseur de l'âme de la section de la poutre |
| $t_{fbr} =$ | 9 | [mm] | Épaisseur de l'aile de la section de la poutre |
| $r_{br} =$ | 12 | [mm] | Rayon de congé de la section de la poutre |
| $A_{br} =$ | 33.37 | [cm ²] | Aire de la section de la poutre |
| $I_{ybr} =$ | 2771.84 | [cm ⁴] | Moment d'inertie de la poutre |

Matériau: ACIER E24

| | | | |
|-------------|--------|-------|--------------------------|
| $f_{ybr} =$ | 235.00 | [MPa] | Résistance de calcul |
| $f_{ubr} =$ | 365.00 | [MPa] | Résistance à la traction |

Encoche de la poutre

| | | | |
|---------|----|------|-----------------------|
| $h_1 =$ | 14 | [mm] | Encoche supérieur |
| $h_2 =$ | 0 | [mm] | Encoche inférieure |
| $l =$ | 70 | [mm] | Longueur de l'encoche |

Cornière

Profilé: CAE 100x10

| | | | |
|------------|-----|------|--------------------------------------|
| $h_{kr} =$ | 100 | [mm] | Hauteur de la section de la cornière |
|------------|-----|------|--------------------------------------|

Profilé: CAE 100x10

$h_{kr} = 100$ [mm] Hauteur de la section de la cornière
 $b_{kr} = 100$ [mm] Largeur de la section de la cornière
 $t_{fkr} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
 $r_{kr} = 12$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
 $l_{kr} = 170$ [mm] Longueur de la cornière

Matériau: ACIER E24

$f_{ykr} = 235.00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ukr} = 365.00$ [MPa] Résistance à la traction

Boulons

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1.57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2.01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 900.00$ [MPa] Résistance à la traction
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 3$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 25$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 60$ [mm] Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1.57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2.01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 900.00$ [MPa] Résistance à la traction
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 3$ Nombre de rangées des boulons

Classe = HR 8.8 Classe du boulon
 $e_1 = 25$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 55$ [mm] Entraxe

Efforts

Cas: 16: $G+Q-1.2EX (1+2) * 1.00+30*-1.20$

Gauche

$N_{b2,Ed} = 0.03$ [T] Effort axial
 $V_{b2,Ed} = -2.51$ [T] Effort tranchant
 $M_{b2,Ed} = -0.00$ [T*m] Moment fléchissant

Droite

$N_{b1,Ed} = 0.02$ [T] Effort axial
 $V_{b1,Ed} = -0.50$ [T] Effort tranchant
 $M_{b1,Ed} = -0.00$ [T*m] Moment fléchissant

Résultats

Gauche

Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 8.86$ [T] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

$F_{t,Rd} = 10.37$ [T] Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9 * f_u * A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2.19$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2.19 > 0.00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0.74$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0.74 > 0.00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 7.72$ [T] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0.46$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0.46 > 0.00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 5.51$ [T] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 63$ [mm Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre]

$M_0 = 0.0$ [T* Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 * V_{b2,Ed} * e$
= 8 m]

$F_{Vz} = 0.4$ [T] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = 0.5 * |V_{b1,Ed}| / n$
= 2

$F_{Mx} = 0.6$ [T] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum z_i^2$
= 6

$F_{x2,Ed} = 0.6$ [T] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x2,Ed} = F_{Mx}$
= 6

$F_{z2,Ed} = 0.4$ [T] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
= 2

$F_{Ed} = 0.7$ [T] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
= 8

$F_{Rdx} = 7.7$ [T] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = F_{bRd2x}$
= 2

$F_{Rdz} = 5.5$ [T] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = F_{bRd2z}$
= 1

$|F_{x2,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|0.66| < 7.72$ **vérifié** (0.09)

$|F_{z2,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|0.42| < 5.51$ **vérifié** (0.08)

$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$ $0.78 < 8.86$ **vérifié** (0.09)

Traction des boulons

$e = 64$ [m Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale]

$M_{0t} = 0.0$ [T* Moment fléchissant réel $M_{0t} = 0.5 * V_{b2,Ed} * e$
= 8 m]

$F_{t,Ed} = 0.6$ [T] Effort de traction dans le boulon extrême $F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
= 7

$F_{t,Ed} \leq F_{tRd}$ $0.67 < 10.37$ **vérifié** (0.06)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$F_{v,Ed} = 0.78 \quad [T] \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$$

$$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0 \quad 0.13 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.13)$$

Boulons assemblant la cornière à la poutre

RÉSISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 17.71 \quad [T] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon } F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 1.00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1.00 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 7.03 \quad [T] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0.67 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.67 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 4.68 \quad [T] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$$k_{1x} = 2.19 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.19 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0.74 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.74 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 15.45 \quad [T] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0.46 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.46 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rd2z} = 11.03$ [T] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 64$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_0 = 0.16$ [T*m] Moment fléchissant réel

$$M_0 = M_{b2,Ed} + V_{b2,Ed} \cdot e$$

$F_{Nx} = 0.01$ [T] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$$F_{Nx} = |N_{b2,Ed}| / n$$

$F_{Vz} = 0.84$ [T] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

$$F_{Vz} = |V_{b2,Ed}| / n$$

$F_{Mx} = 1.45$ [T] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x

$$F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$F_{Mz} = 0.00$ [T] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z

$$F_{Mz} = |M_0| \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$F_{x,Ed} = 1.46$ [T] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$F_{z2,Ed} = 0.84$ [T] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$$F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$F_{Ed} = 1.68$ [T] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{Rdx} = 7.03$ [T] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$F_{Rdz} = 4.68$ [T] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

| | | | |
|---------------------------|-----------------|---------|--------|
| $ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$ | $ 1.46 < 7.03$ | vérifié | (0.21) |
| $ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ | $ 0.84 < 4.68$ | vérifié | (0.18) |
| $F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ | $1.68 < 17.71$ | vérifié | (0.09) |

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort axial)

CORNIÈRE

$A_{nt} = 7.40$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 6.20$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 30.61$ [T] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$|0.5 \cdot N_{b2,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|0.02| < 30.61$ vérifié (0.00)

POUTRE

$A_{nt} = 4.37$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

POUTRE

$A_{nt} = 4.37$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 5.66$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 20.84$ [T] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$$|N_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |0.03| < 20.84 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort transversal)

CORNIÈRE

$A_{nt} = 3.10$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 9.00$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 17.07$ [T] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$$|0.5 * V_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-1.25| < 17.07 \quad \text{vérifié} \quad (0.07)$$

POUTRE

$A_{nt} = 2.83$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 7.37$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 14.42$ [T] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$$|V_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-2.51| < 14.42 \quad \text{vérifié} \quad (0.17)$$

Vérification de la résistance de la section de la cornière affaiblie par les trous

$A_t = 8.55$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 6.75$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0.71 < 0.80$$

$W_{net} = 43.19$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 1.04$ [T*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |-0.08| < 1.04 \quad \text{vérifié} \quad (0.08)$$

$A_v = 17.00$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = I_a * t_{fa}$

$A_{v,net} = 11.60$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$

$V_{pl,Rd} = 23.52$ [T] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$

$$|0.5 * V_{b2,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |-1.25| < 23.52 \quad \text{vérifié} \quad (0.05)$$

Vérification de la résistance de la section de la poutre affaiblie par les trous

$A_t = 6.12$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 4.00$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0.59 < 0.80$$

$W_{net} = 37.65 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 0.90 \text{ [T}\cdot\text{m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |-0.16| < 0.90 \quad \text{vérifié} \quad (0.18)$$

$A_v = 12.15 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 8.97 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$

$V_{pl,Rd} = 16.82 \text{ [T]}$ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$$V_{b2,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |-2.51| < 16.82 \quad \text{vérifié} \quad (0.15)$$

Droite

Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 8.86 \text{ [T]}$ Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

$F_{t,Rd} = 10.37 \text{ [T]}$ Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2.19$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.19 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$\alpha_{bx} = 0.74$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.74 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rd2x} = 7.72 \text{ [T]}$ Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$\alpha_{bz} = 0.46$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.46 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rd2z} = 5.51 \text{ [T]}$ Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 63 \text{ [mm]}$ Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

cisaillement des boulons

$e = 63$ [mm Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre]

$M_0 = 0.0$ [T*] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 * V_{b2,Ed} * e$
 = 2 m]

$F_{Vz} = 0.0$ [T] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = 0.5 * |V_{b2,Ed}| / n$
 = 8

$F_{Mx} = 0.1$ [T] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum z_i^2$
 = 3

$F_{x1,Ed} = 0.1$ [T] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x1,Ed} = F_{Mx}$
 = 3

$F_{z1,Ed} = 0.0$ [T] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
 = 8

$F_{Ed} = 0.1$ [T] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
 = 6

$F_{Rdx} = 7.7$ [T] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = F_{bRd2x}$
 = 2

$F_{Rdz} = 5.5$ [T] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = F_{bRd2z}$
 = 1

| | | | |
|----------------------------|-----------------|---------|--------|
| $ F_{x1,Ed} \leq F_{Rdx}$ | $ 0.13 < 7.72$ | vérifié | (0.02) |
| $ F_{z1,Ed} \leq F_{Rdz}$ | $ 0.08 < 5.51$ | vérifié | (0.02) |
| $F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ | $0.16 < 8.86$ | vérifié | (0.02) |

Traction des boulons

$e = 64$ [m Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale]

$M_{0t} = 0.0$ [T*] Moment fléchissant réel $M_{0t} = 0.5 * (M_{b1,Ed} + V_{b1,Ed} * e)$
 = 2 m]

$F_{t,Ed} = 0.1$ [T] Effort de traction dans le boulon extrême $F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
 = 4

| | | | |
|--------------------------|----------------|---------|--------|
| $F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ | $0.14 < 10.37$ | vérifié | (0.01) |
|--------------------------|----------------|---------|--------|

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 0.16$ [T] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$

| | | | |
|--|---------------|---------|--------|
| $F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$ | $0.03 < 1.00$ | vérifié | (0.03) |
|--|---------------|---------|--------|

Boulons assemblant la cornière à la poutre

RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 17.71$ [T] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1.00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1.00 > 0.00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 7.03$ [T] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0.67$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0.67 > 0.00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 4.68$ [T] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2.19$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2.19 > 0.00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0.74$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0.74 > 0.00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 15.45$ [T] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0.46$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0.46 > 0.00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 11.03$ [T] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

| | | | |
|---------------|------|--|---|
| $e =$ | 64 | [mm Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale] | |
| $M_0 =$ | 0.03 | [T* m] Moment fléchissant réel | $M_0 = V_{b1,Ed} * e$ |
| $F_{Nx} =$ | 0.01 | [T] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial | $F_{Nx} = N_{b1,Ed} / n$ |
| $F_{Vz} =$ | 0.17 | [T] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant | $F_{Vz} = V_{b1,Ed} / n$ |
| $F_{Mx} =$ | 0.29 | [T] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x | $F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$ |
| $F_{Mz} =$ | 0.00 | [T] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z | $F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$ |
| $F_{x,Ed} =$ | 0.30 | [T] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x | $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$ |
| $F_{z1,Ed} =$ | 0.17 | [T] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z | $F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$ |
| $F_{Ed} =$ | 0.34 | [T] Effort tranchant résultant dans le boulon | $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$ |
| $F_{Rdx} =$ | 7.03 | [T] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x | $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$ |
| $F_{Rdz} =$ | 4.68 | [T] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z | $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$ |

| | | | |
|---------------------------|-----------------|---------|--------|
| $ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$ | $ 0.30 < 7.03$ | vérifié | (0.04) |
| $ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ | $ 0.17 < 4.68$ | vérifié | (0.04) |
| $F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$ | $0.34 < 17.71$ | vérifié | (0.02) |

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort axial)

CORNIÈRE

$A_{nt} = 7.40$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 6.20$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 30.61$ [T] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

| | | | |
|------------------------------------|------------------|---------|--------|
| $ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$ | $ 0.01 < 30.61$ | vérifié | (0.00) |
|------------------------------------|------------------|---------|--------|

POUTRE

$A_{nt} = 4.37$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 5.66$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 20.84$ [T] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

| | | | |
|------------------------------|------------------|---------|--------|
| $ N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$ | $ 0.02 < 20.84$ | vérifié | (0.00) |
|------------------------------|------------------|---------|--------|

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort transversal)

CORNIÈRE

$A_{nt} = 3.10$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 9.00$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 17.07$ [T] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$$|0.5 \cdot V_{b1,Ed}| \leq V_{effRd} \quad | -0.25 | < 17.07 \quad \text{vérifié} \quad (0.01)$$

POUTRE

$A_{nt} = 2.83$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 7.37$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 14.42$ [T] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$$|V_{b1,Ed}| \leq V_{effRd} \quad | -0.50 | < 14.42 \quad \text{vérifié} \quad (0.03)$$

Vérification de la résistance de la section de la cornière affaiblie par les trous

$A_t = 8.67$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 6.87$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0.71 < 0.80$$

$W_{net} = 43.19$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 1.04$ [T*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad | -0.02 | < 1.04 \quad \text{vérifié} \quad (0.02)$$

$A_v = 17.00$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$$A_v = I_a \cdot t_f a$$

$A_{v,net} = 11.60$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$V_{pl,Rd} = 23.52$ [T] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$|0.5 \cdot V_{b1,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad | -0.25 | < 23.52 \quad \text{vérifié} \quad (0.01)$$

Vérification de la résistance de la section de la poutre affaiblie par les trous

$A_t = 6.22$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 4.10$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0.59 < 0.80$$

$W_{net} = 37.65$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 0.90$ [T*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad | -0.03 | < 0.90 \quad \text{vérifié} \quad (0.04)$$

$A_v = 12.15$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$A_v = 12.15$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 8.97$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$V_{pl,Rd} = 16.82$ [T] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

| | | | |
|------------------------------|-------------------|----------------|--------|
| $ V_{b1,Ed} \leq V_{pl,Rd}$ | $ -0.50 < 16.82$ | vérifié | (0.03) |
|------------------------------|-------------------|----------------|--------|

Vérification de la poutre principale

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

$k_x = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_x = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

| | | |
|-------------|---------------|----------------|
| $k_x > 0.0$ | $2.50 > 0.00$ | vérifié |
|-------------|---------------|----------------|

$\alpha_{bx} = 1.00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

| | | |
|---------------------|---------------|----------------|
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $1.00 > 0.00$ | vérifié |
|---------------------|---------------|----------------|

$F_{b,Rdx} = 8.46$ [T] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rdx} = k_x \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_z = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_z = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

| | | |
|-------------|---------------|----------------|
| $k_z > 0.0$ | $2.50 > 0.00$ | vérifié |
|-------------|---------------|----------------|

$\alpha_{bz} = 0.86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

| | | |
|---------------------|---------------|----------------|
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $0.86 > 0.00$ | vérifié |
|---------------------|---------------|----------------|

$F_{b,Rdz} = 7.28$ [T] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rdz} = k_z \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

FORCE RESULTANTE AGISSANT SUR LE BOULON DE RIVE

$F_{x,Ed} = 0.79$ [T] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{x1,Ed} + F_{x2,Ed}$

$F_{z,Ed} = 0.50$ [T] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{z1,Ed} + F_{z2,Ed}$

| | | | |
|-----------------------------|-----------------|----------------|--------|
| $ F_{x,Ed} \leq F_{b,Rdx}$ | $ 0.79 < 8.46$ | vérifié | (0.09) |
|-----------------------------|-----------------|----------------|--------|

| | | | |
|-----------------------------|-----------------|----------------|--------|
| $ F_{z,Ed} \leq F_{b,Rdz}$ | $ 0.50 < 7.28$ | vérifié | (0.07) |
|-----------------------------|-----------------|----------------|--------|

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.21

Chapitre 10: Dimensionnement des fondations

10.1 : Introduction :

Les Fondations sont les éléments les plus résistants de la structure, tel qu'elles transmettent les charges de la super structure.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur les sols ou cas des radiers) ; soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondation dépend essentiellement:

- La valeur de la contrainte admissible du sol.
- La distance entre axes des poutres.
- La charge transmise au sol.
- La raison économique.

D'après le rapport géotechnique, on a les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est estimée à 2 bars.

10.2 : Choix du mode de fondation :

On choisit des semelles isolées comme type de fondation et l'étude sera comme suite :

10.3 : Etude des semelles isolées:

Les résultats des sollicitations concernant les semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 10.1: Les différentes sollicitations des semelles isolées.

| | Nsd(KN) | Msd(KN.m) |
|-----|---------|-----------|
| ELS | 210.60 | 38.30 |
| ELU | 292.00 | 52.30 |

10.3.1 : caractéristique des matériaux :

10.3.1.1 : Béton :

10.3.1.1.1 : Contrainte limite du béton :

A) L'ELU :

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} f_{bu} = 0.85 \frac{25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

Acc : :

$\gamma_b=1,5$ situation courante

$\gamma_b=1,15$ situation accidentelle

- $\theta=1$ si: la durée d'exploitation est supérieure à 24h
- $\theta=0,9$ si: la durée d'exploitation entre 1 et 24h
- $\theta=0,85$ si: la durée d'exploitation est inférieure à 24h

B) L'ELS :

$$\bullet \quad \sigma_b=0,6f_c28 \quad \Leftrightarrow \quad \sigma_b=0,6 \times 25=15 \text{ MPa}$$

10.3.1.2 : Acier:

10.3.1.2.1 : Contraintes limites de l'acier:

A) L'ELU:

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

$\gamma_b=1,15$ situation courante.

$\gamma_b=1$ situation accidentelle

B) L'ELS:

$$\sigma_{st} = f_e \quad \text{si: la fissuration est peu nuisible}$$

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 400 \right. \\ \left. = 267 \text{ MPa} ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \quad \text{si: la fissuration est préjudiciable.} \right\}$$

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e = \frac{1}{2} \times 400 \right. \\ \left. = 200 \text{ MPa} ; 90 \sqrt{n \times f_{tj}} \quad \text{si: la fissuration est très préjudiciable.} \right\}$$

On a: fissuration Préjudiciable **donc:**

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 400 = 267 \text{ MPa} ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} = 201.63 \text{ MPa} \right\}$$

10.4: Etude d'ancrage

L'encastrement d'un pied de poteau sur un massif en béton est réalisé au moyen d'une platine appuyée sur le massif, et ancrée par des tiges de scellement. Pour le dimensionnement de l'encastrement

c'est-à-dire la détermination des efforts dans les tiges d'ancrage et dans la platine, ainsi que le moment et l'effort normal exercé sur la base du poteau sont équilibrés par la traction des tiges d'ancrages et la compression du béton. La liaison des poteaux à leur extrémité est considérée comme encastree dans les deux sens longitudinal et transversal. Le béton des poteaux est dosé à 350 kg/m^3 ; $= 25 \text{ MPa}$.

10.5: Dimensionnement des fondations:

- Pour le dimensionnement des fondations, On choisit une semelle qui se trouve sous le poteau (A), les autres poteaux doivent être calculés de la même manière.

10.5.1: Sollicitations maximales (selon logiciel Robot 2018)

- $N_{sd} = 292.00 \text{ KN}$
- $V_{sd} = 24.30 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 52.30 \text{ KN.m}$
- $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$
- $\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B}$ D'où: $B \times A \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{292}{200} = 1.46 \text{ m}^2$

$$\Rightarrow \sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \leq \sigma_{adm}$$

$$A \times B \geq 1.6 \text{ m}^2$$

→ On prend des semelles isolées (2mx1.6m)

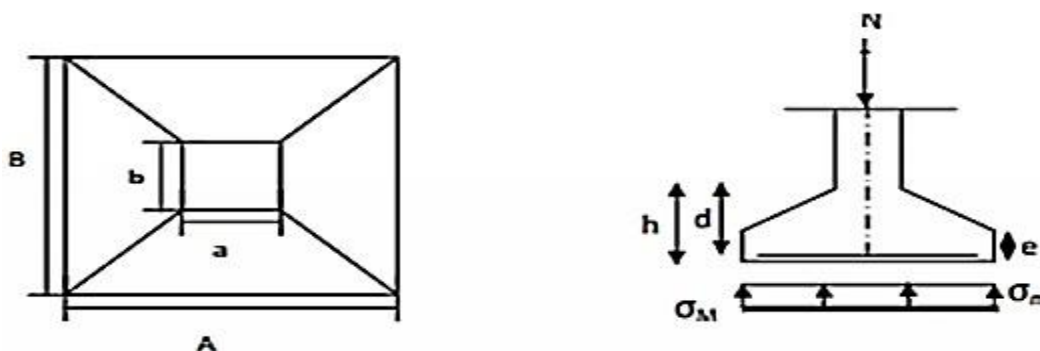


Figure 9.1: Diagramme des contraintes agissant sur les fondations

10.5.2: Détermination de la hauteur de la semelle:

- Nous avons:
- Poteaux IPE360
- $a=170\text{mm}=0.17\text{m}$
- $b=360\text{mm}=0.36\text{m}$

☞ Avec: $h=d+5\text{cm}$

$$d \geq \max\left(\frac{B-b}{4}; \frac{A-a}{4}\right)$$

$$d = 0.41 \text{ m} \geq 41\text{cm}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Donc: } h=45+5=50\text{cm}$$

10.5.3 : Vérification des contraintes:

La vérification de contraintes doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{(3\sigma_2 + \sigma_1)}{4}$$

☞ Avec:

$$\text{Poid propre de la semelle} = 2 \times 1.6 \times 0.5 \times 25 = 40\text{KN}$$

$$\text{Le poids propre de l'amorce Poteau} : 1.4 \times 0.9 \times 1.1 \times 25 = 34.65\text{KN}$$

$$P_{\text{total}} = 210.6 + 40 + 34.65 = 284.25\text{KN}$$

$$\circ e = \frac{Msd}{P} = \frac{38.30}{284.25} = 0.13 \leq \frac{38.30}{6} = 6.38 \quad CV$$

$$\circ \sigma_1 = \left(1 + 6 \frac{e_0}{B}\right) \times \frac{N}{A \times B}$$

$$\circ \sigma_2 = \left(1 - 6 \frac{e_0}{B}\right) \times \frac{N}{A \times B}$$

$$\sigma_1 = \left(1 + 6 \frac{0.13}{2}\right) \times \frac{284.25}{2 \times 1.6} = 123.47 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \left(1 - 6 \frac{0.13}{2}\right) \times \frac{284.25}{2 \times 1.6} = 54.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{(3\sigma_2 + \sigma_1)}{4} = \frac{(3 \times 54.18 + 123.47)}{4} = 71.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{sol}} = \frac{200\text{KN}}{\text{m}^2} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

10.5.4 : vérification élastabilité:

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement

de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques vers le haut à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondations résistant au renversement.

Tel que:

- e: excentricité.
- $e = (M_{sd}/N_{sd}) = (52.30/292) = 0.18$
- $6e = 6 \times 0.18 = 1.08$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A \times B} \left[1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right]$$

$$= \frac{292}{2 \times 1.6} \left[1 + \frac{6 \times 0.18}{2} \right] = 126.83 < 1.5 \times \sigma_{sol} = 300 \text{ MPa}$$

D'où: $126.83 \text{ KN/m}^2 < 300 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \Rightarrow$ condition vérifiée

10.5.5: Calcul du ferrailage:

$$A_u = \frac{N_u x (A - a)}{8 x d x \sigma_{st}} \text{ Avec: } \sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{292 \times (1.6 - 0.17) \times 10^{-3}}{8 \times 0,45 \times 347,83 \times 10^{-2}} = 3.3 \text{ cm}^2$$

A) L'ELS:

$$A_s = \frac{N_s x (A - a)}{8 x d x \sigma_{sol}} \text{ Avec: } \sigma_{sol} = \min \left\{ \frac{2}{3} F_e; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{210.6 \times (1.6 - 0.17) \times 10^{-3}}{8 \times 0.45 \times 201.63 \times 10^{-2}} = 4.14 \text{ cm}^2$$

On prend : 10T14 avec : $A_{st} = 15.39 \text{ cm}^2$

Vérification de condition de non-fragilité:

$$A_{st} > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_e} \text{ avec: } A_{st} = 15.39 \text{ cm}^2$$

$$0.23 \times 2 \times 0.45 \times \frac{2.1}{400} = 10.86 \text{ cm}^2 < A_{st}$$

$$= 15.39 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Calcul de l'espacement:

$$S_t \leq \min(15\Phi_{min}; 40 \text{ cm}) = \min(21; 40 \text{ cm}) \quad (\text{A.8.1,3/BAEL91}).$$

On prend: $S_t = 20 \text{ cm}$

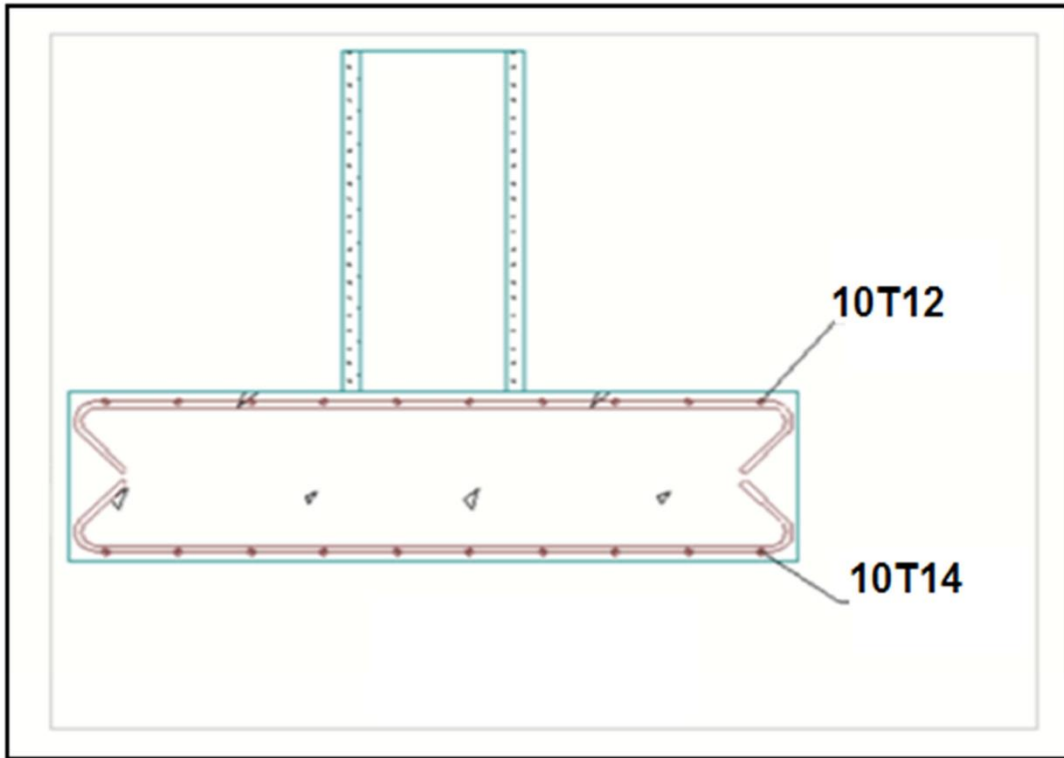


Figure 10.2: Vue en élévation du ferrailage.

10.6 : Dimensionnement des fûts

Ce type de fondations est utilisé lorsque la Couche de mauvaisso la une épaisseur inférieure à 5m ou dans lecas des sols gonflants.

Les fondations sont ancrées à $A=2\text{m}$; l'assemblage platine massif doit être au-des sous du sol. Donc on prévoit un poteau en BA (fut) de dimension $(140 \times 90)\text{cm}^2$.

➤ Calcul ferrailage

D'après le RPA99/Version2003 (article 7.4.2.1) la section minimale d'armateur longitudinale est : $A_{\min} = 0,8\% B$

Alors: $A_{\min} = 0,8\% \times (140 \times 90) = 100,8\text{cm}^2$

On prend:32T20

avec:

$A=100.53 \text{ cm}^2$.

Avec des Cadres $\varnothing 8$

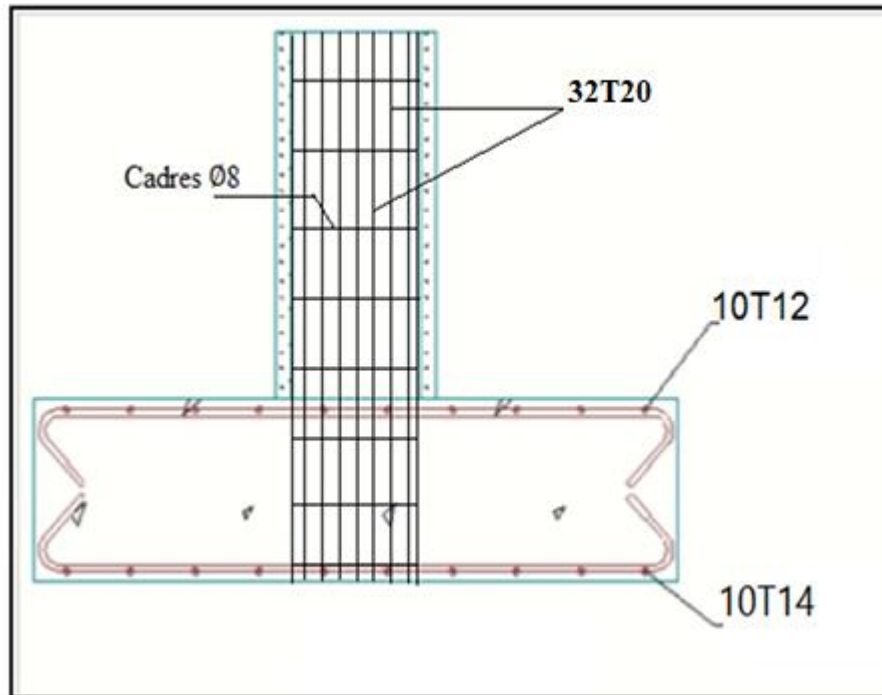


Figure10.3:Ferrailage de la semelle.

10.7 :Calcul des longrines:

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction. Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

10.7.1 :Pré-dimensionnement des longrines:

Suivant l'RPA99 version 2003 art 10.1.1 pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $b \geq 20 \text{ cm}$

$$\frac{h}{b} < 4$$



On opte pour :

$$h=40\text{cm}$$

$$b=30\text{ cm}$$

On calcule le ferrailage des Longrines par la relation suivante

$$F = \frac{N_{sd}}{\alpha} \leq 20 \text{ KN (RPA99 version 2003. Article 10.1.1.b)}$$

Tel que :

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$\alpha=12$ (site S3, zone IIa).

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés ($N=123.30 \text{ KN}$). (calculée par ROBOT sous la combinaison 0,8G+ Ex).

$$F = \frac{123.3}{12} = 10.27 \text{ KN} \leq 20 \text{ KN} \quad (\text{condition non vérifiée})$$

Le RPA99/V2003 exige une section minimale :

$$A_{\min} = 0,6\% B = 0,6\% \times (30 \times 40) \text{ cm}^2 = 5,4 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend 6T14 avec $A_{st}=9,24 \text{ cm}^2$

• Vérification de condition de non-fragilité

$$A_{st} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$A_{st}=9,24 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$$

$$0.23 \times 0.30 \times 0.40 \times \frac{2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2 \leq A_{st} \quad (\text{condition vérifiée})$$

• Calcul des armatures transversales

$$\phi_{\min} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{\min}; \frac{b}{10}\right) = \min(11.4; 14; 30) = 11.4 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- **Calcul d'espacement des cadres**

Le RPA99/V2003 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser:

$$S_t < \min(20\text{cm} ; 15\phi_t) = \min(20\text{cm} ; 12\text{cm}) \rightarrow \text{on prend: } S_t = 10\text{ cm.}$$

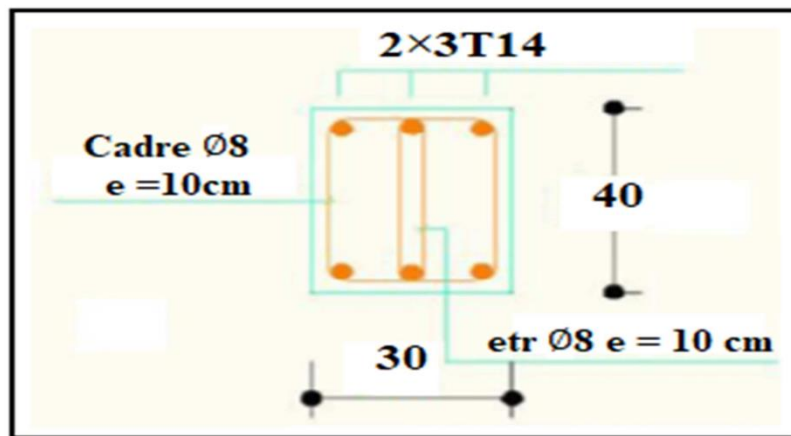


Figure10.4: Coupe transversale de la longrine.

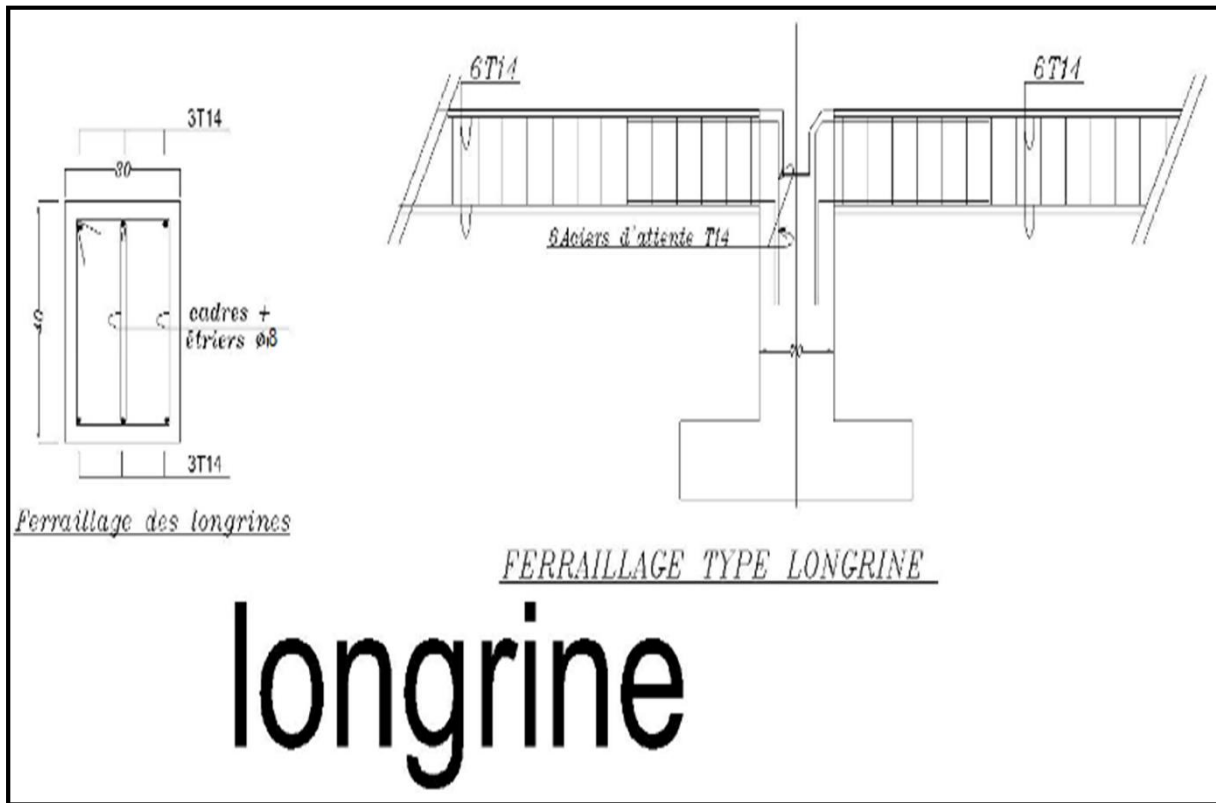


Figure 9.5: Ferrailage de la longrine.

CONCLUSION

Grâce à ce projet, nous avons pu élargir et enrichir nos connaissances, de mettre en pratique l'enseignement théorique reçu au cours de notre cursus universitaire ainsi que de nous familiariser avec les différentes normes et règlements mener dans le domaine de construction métallique tel que les Eurocode , le CCM97 ,le RNV2013 , le RPA2003.....etc. Et ainsi que les différents logiciels de calcul et dessin (robot en malgré que nous avons rencontré quelques difficultés dans les calculs.

Au cours de cette étude nous sommes parvenues à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La vérification des ossatures vis-à-vis des instabilités est une étape nécessaire pour un dimensionnement adéquat.
- La disposition de contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques.

Références Bibliographique

- [1] Règlement neige et vent version 2013.
- [2] Calcul des éléments de construction Métallique de Lahlou DAHMANI. Selon l'Eurocode 3, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2012.
- [3] Eurocode 3, les normes Européennes de conception, de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.
- [4] Calcul des constructions mixtes acier-béton d'après l'Eurocode 4.
- [5] Manuel de calcul des poutres et dalles mixtes qui s'inspire de l'Eurocode 1994-1-1.
- [6] MELLAK Hachemi, DTR B.C.2.2
- [7] Charges permanentes et charges d'exploitations, Éditions: CGS, Alger, 2004.
- [8] Document technique réglementaire DTR B.C.2.44.
- [9] Centre national de recherche appliquée en génie parasismique C.G.S. << Document technique réglementaire DTR B.C. 2.48-Règles parasismiques algériennes RPA 99/version 2003 >>. Alger
- [10] Jean Pierre Mougin, Béton armé «BAEL 91 Modifié 99», Editions Eyrolles, Paris, Deuxième tirage 2002.
- [11] Jean Morel, «Calcul Des Structures Métalliques Selon l'Eurocode 3», Edition Eyrolles, Paris, Sixième tirage 2005.
- [12] Rafik. TALEB. << Règles parasismiques algériennes RPA 99-version 2003 pour les structures en béton Armé: Interprétation et proposition >>. Journal of Materials and Engineering Structures. 2017, p. 140-3

Annexes

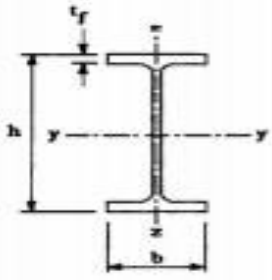
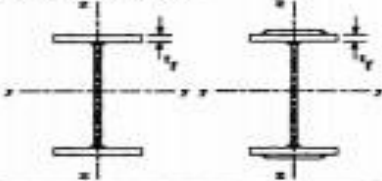
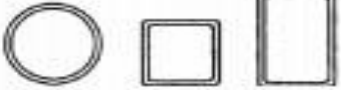
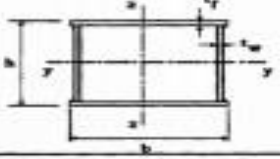

Annexe:catégoriesdeterrain

| Catégorie de terrain | K_T | $h_0(m)$ | $h_{min}(m)$ | ε |
|--|-------|----------|--------------|---------------|
| I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles. | 0.17 | 0.01 | 2 | 0.11 |
| II Région de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres. | 0.19 | 0.05 | 4 | 0.26 |
| III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV. | 0.22 | 0.3 | 8 | 0.37 |
| IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m. | 0.24 | 1 | 16 | 0.46 |

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

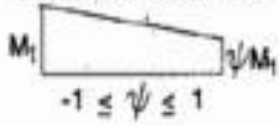
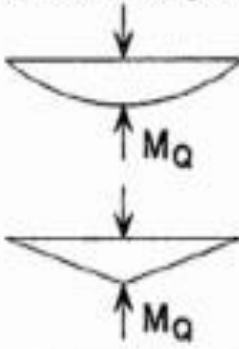
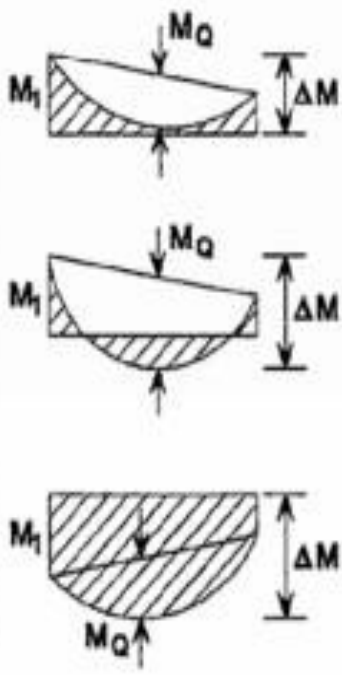
| Coefficients de réduction | | | | |
|---------------------------|--|--------|--------|--------|
| $\bar{\lambda}$ | Valeurs de χ pour la courbe de flambement | | | |
| | a | b | c | d |
| 0,2 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 |
| 0,3 | 0,9775 | 0,9641 | 0,9491 | 0,9235 |
| 0,4 | 0,9528 | 0,9261 | 0,8973 | 0,8504 |
| 0,5 | 0,9243 | 0,8842 | 0,8430 | 0,7793 |
| 0,6 | 0,8900 | 0,8371 | 0,7854 | 0,7100 |
| 0,7 | 0,8477 | 0,7837 | 0,7247 | 0,6431 |
| 0,8 | 0,7957 | 0,7245 | 0,6622 | 0,5797 |
| 0,9 | 0,7339 | 0,6612 | 0,5998 | 0,5208 |
| 1,0 | 0,6656 | 0,5970 | 0,5399 | 0,4671 |
| 1,1 | 0,5960 | 0,5352 | 0,4842 | 0,4189 |
| 1,2 | 0,5300 | 0,4781 | 0,4338 | 0,3762 |
| 1,3 | 0,4703 | 0,4269 | 0,3888 | 0,3385 |
| 1,4 | 0,4179 | 0,3817 | 0,3492 | 0,3055 |
| 1,5 | 0,3724 | 0,3422 | 0,3145 | 0,2766 |
| 1,6 | 0,3332 | 0,3079 | 0,2842 | 0,2512 |
| 1,7 | 0,2994 | 0,2781 | 0,2577 | 0,2289 |
| 1,8 | 0,2702 | 0,2521 | 0,2345 | 0,2093 |
| 1,9 | 0,2449 | 0,2294 | 0,2141 | 0,1920 |
| 2,0 | 0,2229 | 0,2095 | 0,1962 | 0,1766 |
| 2,1 | 0,2036 | 0,1920 | 0,1803 | 0,1630 |
| 2,2 | 0,1867 | 0,1765 | 0,1662 | 0,1508 |
| 2,3 | 0,1717 | 0,1628 | 0,1537 | 0,1399 |
| 2,4 | 0,1585 | 0,1506 | 0,1425 | 0,1302 |
| 2,5 | 0,1467 | 0,1397 | 0,1325 | 0,1214 |
| 2,6 | 0,1362 | 0,1299 | 0,1234 | 0,1134 |
| 2,7 | 0,1267 | 0,1211 | 0,1153 | 0,1062 |
| 2,8 | 0,1182 | 0,1132 | 0,1079 | 0,0997 |
| 2,9 | 0,1105 | 0,1060 | 0,1012 | 0,0937 |
| 3,0 | 0,1036 | 0,0994 | 0,0951 | 0,0882 |

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

| Type de Section | limites | axe de flambement | courbe de flambement |
|---|---|----------------------------------|----------------------|
| Sections en I laminées  | $h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$ | y - y z - z | a b |
| | $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$ | y - y z - z | b c |
| | $h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$ | y - y z - z y - y z - z | b c d d |
| Sections en I soudées  | $t_f \leq 40 \text{ mm}$ | y - y z - z | b c |
| | $t_f > 40 \text{ mm}$ | y - y z - z | c d |
| Sections creuses  | laminées à chaud | quel qu'il soit | a |
| | formées à froid - en utilisant f_{yb} *) | quel qu'il soit | b |
| | formées à froid - en utilisant f_{ya} *) | quel qu'il soit | c |
| Caissons soudés  | d'une manière générale (sauf ci-dessous) Soudures épaisses et | quel qu'il soit | b |
| | $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$ | y - y z - z | c c |
| Sections en U, L, T et sections pleines  | | quel qu'il soit | c |

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

| Diagramme des moments | Facteur de moment uniforme équivalent β_M |
|--|---|
| <p>Moments d'extrémité</p>  <p>M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$</p> | $\beta_{M,\psi} = 1,3 - 0,7\psi$ |
| <p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p>  <p>M_Q M_Q</p> | $\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$ |
| <p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p>  <p>M_1 M_Q ΔM M_1 M_Q ΔM M_1 M_Q ΔM</p> | $\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = Max M $ dû aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} max M \text{ pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ max M + min M \text{ pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$ |

| | M 12 | M 16 | M 20 | M 24 | M 27 |
|--------------------------------------|------|------|------|------|------|
| Diamètre tige d (mm) | 12 | 16 | 20 | 24 | 27 |
| Diamètre Trou d (mm) | 14 | 18 | 22 | 26 | 30 |
| Section Tige A (mm ²) | 113 | 201 | 314 | 452 | 573 |
| Section Résistance A _s | 84 | 157 | 245 | 353 | 459 |




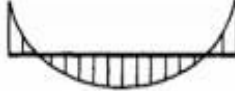
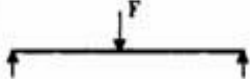

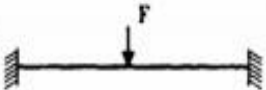

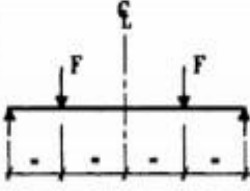
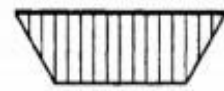
Caractéristique des boulons

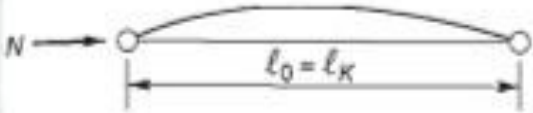
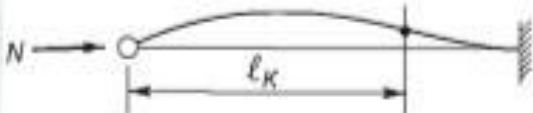
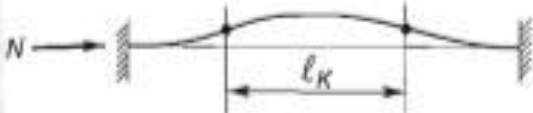
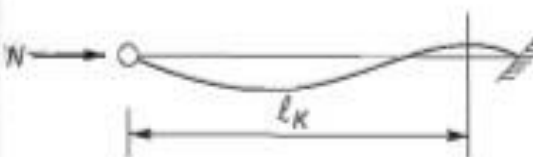



| Boulons | Valeurs usuelles (mm) | | | Valeurs minimales (mm) | | |
|---------|---------------------------------|----------------|----------------|---------------------------------|----------------|----------------|
| | P ₁ , P ₂ | e ₁ | e ₂ | P ₁ , P ₂ | e ₁ | e ₂ |
| M 12 | 40 | 25 | 20 | 35 | 20 | 15 |
| M 16 | 50 | 35 | 25 | 40 | 25 | 20 |
| M 20 | 60 | 40 | 30 | 45 | 30 | 25 |
| M 24 | 70 | 50 | 40 | 55 | 35 | 30 |
| M 27 | 80 | 55 | 45 | 65 | 40 | 35 |

Tableau : entraxe des boulons et pinces

| Diamètre nominal d _b (mm) | Aire nominale A (mm ²) | Aire résistante A _s (mm ²) |
|--------------------------------------|------------------------------------|---|
| 14 | 154 | 115 |
| 16 | 201 | 157 |
| 18 | 254 | 192 |
| 22 | 314 | 245 |
| 22 | 380 | 303 |
| 24 | 452 | 353 |

Les Dimensions des différents boulons

| Tableau F.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales | | | | | |
|--|---|---------------|--------------|-------|-------|
| Chargement et conditions d'appuis | Diagramme de moment de flexion | Valeur de k | Coefficients | | |
| | | | C_1 | C_2 | C_3 |
|  |  | 1,0 | 1,132 | 0,459 | 0,525 |
| | | 0,5 | 0,972 | 0,304 | 0,980 |
|  |  | 1,0 | 1,285 | 1,562 | 0,753 |
| | | 0,5 | 0,712 | 0,652 | 1,070 |
|  |  | 1,0 | 1,365 | 0,553 | 1,730 |
| | | 0,5 | 1,070 | 0,432 | 3,050 |
|  |  | 1,0 | 1,565 | 1,267 | 2,640 |
| | | 0,5 | 0,938 | 0,715 | 4,800 |
|  |  | 1,0 | 1,046 | 0,430 | 1,120 |
| | | 0,5 | 1,010 | 0,410 | 1,890 |

| Conditions d'appuis | m | ℓ_K |
|---|-------------------|----------------|
| • Sans déplacements des extrémités | | |
|  | 1 | ℓ_0 |
|  | 2 | $0,7 \ell_0$ |
|  | 4 | $0,5 \ell_0$ |
|  | $1 < m < 2$ | $> 0,7 \ell_0$ |
| • Avec liberté de déplacements aux extrémités | | |
|  | $\frac{1}{4}$ | $2 \ell_0$ |
|  | 1 | ℓ_0 |
|  | $m < \frac{1}{4}$ | $> 2 \ell_0$ |

Valeur de longueur de flambement en fonction de
longueur d'appuis

Coefficient de topographie

| | |
|--|-------|
| Site | C_t |
| Site plat | 1 |
| Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir | 1 |
| Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir | 1.3 |
| Site aux alentours des plateaux | 1.15 |
| Site aux alentours des collines | 1.15 |
| Site montagneux | 1.5 |

| A | | B | | C | | D | | E | |
|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|
| $C_{e.10}$ | $C_{e.1}$ | $C_{e.10}$ | $C_{e.1}$ | $C_{e.10}$ | $C_{e.1}$ | $C_{e.10}$ | $C_{e.1}$ | $C_{e.10}$ | $C_{e.1}$ |
| -1.0 | -1.3 | -0.8 | -1.0 | -0.5 | | +0.8 | 1.0 | -0.3 | |

Coefficient de pression extérieure pour les parois verticales

Coefficient de pression extérieure pour toiture à deux versants

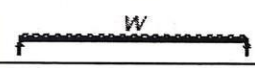
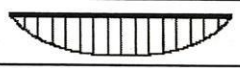
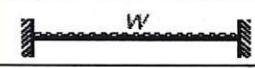

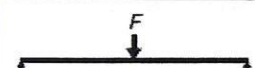

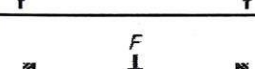
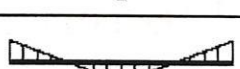
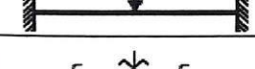
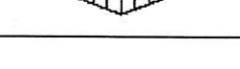
| (α) pente du versant (en °) | $0 \leq \alpha \leq 15$ | $15 < \alpha \leq 30$ | $30 < \alpha < 60$ | $\alpha \geq 60$ |
|--------------------------------------|-------------------------|---|---|------------------|
| Coefficient μ_1 | 0.8 | 0.8 | $0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$ | 0.0 |
| Coefficient μ_2 | 0.8 | $0.8 + 0.6 \left(\frac{\alpha - 15}{30} \right)$ | $1.1 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$ | 0.0 |

| Pente α | Zone pour vent de direction $\theta = 0^\circ$ | | | | | | | | | |
|----------------|--|-----------|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|
| | F | | G | | H | | I | | J | |
| | $C_{e,10}$ | $C_{e,1}$ | $C_{e,10}$ | $C_{e,1}$ | $C_{e,10}$ | $C_{e,1}$ | $C_{e,10}$ | $C_{e,1}$ | $C_{e,10}$ | $C_{e,1}$ |
| 5° | -1.7 | -2.5 | -1.2 | -2.0 | -0.6 | | -0.3 | | -0.3 | |
| 15° | -0.9 | -2.0 | -0.8 | -1.5 | -0.3 | | -0.4 | | -1.0 | -1.5 |
| | +0.2 | | +0.2 | | +0.2 | | | | | |
| 30° | -0.5 | -1.5 | -0.5 | -1.5 | -0.2 | | -0.4 | | -0.5 | |
| | +0.7 | | +0.7 | | +0.4 | | | | | |
| 45° | +0.7 | | +0.7 | | +0.6 | | -0.2 | | -0.3 | |
| 60° | +0.7 | | +0.7 | | +0.7 | | -0.2 | | -0.3 | |
| 75° | +0.8 | | +0.8 | | +0.8 | | -0.2 | | -0.3 | |

| Pente α | Zone pour vent de direction $\theta = 90^\circ$ | | | | | | | |
|----------------|---|-----------|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|
| | F | | G | | H | | I | |
| | $C_{e,10}$ | $C_{e,1}$ | $C_{e,10}$ | $C_{e,1}$ | $C_{e,10}$ | $C_{e,1}$ | $C_{e,10}$ | $C_{e,1}$ |
| 5° | -1.6 | -2.2 | -1.3 | -2.0 | -0.7 | -1.2 | -0.5 | |
| 15° | -1.3 | -2.0 | -1.3 | -2.0 | -0.6 | -1.2 | -0.5 | |
| 30° | -1.1 | -1.5 | -1.4 | -2.0 | -0.8 | -1.2 | -0.5 | |
| 45° | -1.1 | -1.5 | -1.4 | -2.0 | -0.9 | -1.2 | -0.5 | |
| 60° | -1.1 | -1.5 | -1.2 | -2.0 | -0.8 | -1.0 | -0.5 | |
| 75° | -1.1 | -1.5 | -1.2 | -2.0 | -0.8 | -1.0 | -0.5 | |

Valeurs de coefficient de forme en fonction de la pente de versant Pour une toiture simple à deux versants sans obstac les deretenue

Tableau 5: Calcul du coefficient C_1 en fonction des conditions de chargement et d'encastrement.

| Chargement et conditions d'appuis | Diagramme de moment de flexion | Valeur de k | Coefficients |
|---|---|---------------|----------------|
| | | | C_1 |
|  |  | 1,0 0,5 | 1,132 0,972 |
|  |  | 1,0 0,5 | 1,285 0,712 |
|  |  | 1,0 0,5 | 1,365 1,070 |
|  |  | 1,0 0,5 | 1,565 0,938 |
|  |  | 1,0 0,5 | 1,046 1,010 |

Valeurs de la section de résistance A_s des boulons à la traction

| | | | | | | | | |
|-------------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Diamètre nominale du boulon $d(mm)$ | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 24 | 27 | 30 |
| Section résistante $A_s(mm^2)$ | 115 | 157 | 192 | 245 | 303 | 353 | 459 | 561 |

Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier

| | | | | | | | |
|--|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| Valeur de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons | | | | | | | |
| Classe | 4.6 | 4.8 | 5.6 | 5.8 | 6.8 | 8.8 | 10.9 |
| $f_{yb}(N/mm^2)$ | 240 | 320 | 300 | 400 | 480 | 640 | 900 |
| $f_{ub}(N/mm^2)$ | 400 | 400 | 500 | 500 | 600 | 800 | 1000 |

Caractéristique mécanique des boulons HR

| | | |
|-------------|------------------|------------------|
| Appellation | $f_{ub}(N/mm^2)$ | $f_{yb}(N/mm^2)$ |
| HR 10.9 | 1000 | 900 |
| HR 8.8 | 800 | 640 |