



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du Génie De Construction

Département De Génie Civil.



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de

Master professionnel Génie civil

OPTION : Charpente métallique

Thème

*Etude d'un Bâtiment (R+4) en
construction métallique à usage
d'habitation*

Réalisé par :

M^{elle} AHMED ZAID Dihia.

Devant le jury composé :

ILLOULI. S

BOUDJEMIA. A

DAHMANI.L

Président.

Encadreur.

Examineur.

2021/2022

Remerciements

Je remercie le bon Dieu de m'avoir donné le courage et la patience pour réaliser ce modeste travail.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon promoteur Mr. BOUDJEMIA pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur

et sa disponibilité durant la préparation de ce mémoire.

Je remercie chaleureusement Mr DAHMANI. L pour son aide précieuse et les conseils qu'il m'a apportés.

Je remercie l'ensemble des enseignants du département de Génie civil et spécialement ceux de la classe Construction métallique.

Je remercie les membres du jury qui feront l'honneur de juger mon travail, ainsi que pour leurs remarques et conseils sur le mémoire.

Sans oublier tous ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin à l'accomplissement de ce modeste travail.

Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail tout particulièrement
à ma très chère mère et à mon père qui ont
toujours été là pour moi, je ne les remercierai
jamais assez, que Dieu les garde*

*A la mémoire de mon grand père, Qui a été un
second père pour moi, un homme plein de
tendresse, que dieu le garde dans son vaste
paradis.*

Je le dédie aussi :

À mon frère et ma sœur

À toutes ma famille

À mes amis (Lylia ; Lydia ; Karima ; Aldjia ;

Omar ;

*Mouh , Nina, Djoudjou ; cherif , mourad) et tous
mes amis sans exception.*

Et à tous ceux qui me sont chères.

Table des figures

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Figure I-1 : Vue perspective de la structure

Figure I-2 : Plancher mixte avec connecteur acier-béton

Figure I-3 : Escalier droit à deux volées avec palier de pose

Chapitre II : évaluation des actions

Figure II-1 : hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

Figure II-2 : Légende pour les parois verticales.

Figure II-3 : Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le long pan.

Figure II-4 : Légende pour les parois verticales

Figure II-5 : Zones de pression des parois verticales.

Figure II-6 : Légende pour les parois verticales.

Figure II.7. Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales

Chapitre III : Evaluation des charges et surcharges

Figure III-1 : plancher terrasse

Figure III-2 : plancher d'étage courant

Figure III-3 : Vue de l'acrotère

Chapitre V : Etude du plancher mixte

Figure V-1 : Eléments constructifs d'un plancher mixte.

Figure V-2: Dimension de la TN40.

Figure V-3 : La largeur participante de la dalle en béton (b_{eff}).

Figure V-4 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive)

Figure V-5 : La position d'un connecteur.

Figure V-6 : schéma d'un goujon.

Chapitre VI : Etude des éléments secondaires

Figure VI-1: Vue en plan de l'escalier.

Figure VI-2 : Disposition et dimension des éléments des escaliers

Figure VI-3 : Formule de BLONDEL

Figure VI-4 : Disposition des cornières.

Figure VI-5: charges repris par la cornière.

Figure VI-6: Charges appliquées sur un limon.

Figure VI-7 : charge équivalente(G)

Figure VI-8 : charge équivalente(Q)

Figure VI-9: Coupe verticale de l'acrotère

Figure VI.10 : Diagramme des moments et efforts

Figure VI-11: Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Figure VI-12: Ferrailage de l'acrotère.

Chapitre VII : Etude sismique

Figure VII-1 : la répartition de l'effort sismique longitudinal selon la hauteur

Figure VII-2 : la répartition de l'effort sismique transversal selon la hauteur.

Chapitre VIII : Etude dynamique

Figure VIII-1 : Création des lignes de construction.

Figure VIII-2 : Choix des profilés des barres.

Figure VIII-3 : Définition des charges.

Figure VIII-4 : Choix des bardages.

Figure VIII-5: Application des charges surfaciques.

Figure VIII-6: Définition des charges dynamiques.

Figure VIII-7: Définition des paramètres RPA.

Figure VIII-8 : Considération de la masse sismique.

Figure VIII-9 : définir les combinaisons d'actions.

Figure VIII-10: Analyse de la structure.

Figure VIII-11 : Affichage des résultats.

CHAPITRE IX : pré-dimensionnement des contreventements

Figure IX.1: Valeurs du coefficient de force C_f pour des sections rectangulaires en fonction du rapport d/b des dimensions dans le plan du bâtiment

Figure IX.2 : Valeurs du facteur d'élanement $\psi\lambda$, en fonction de l'élanement λ , et de l'opacité de la construction.

CHAPITRE X : Vérification des éléments

Figure X. 1: Etape de modélisation à l'aide du logiciel ROBOT

Figure X.2 : Vue en 3D de la structure

Figure X.3: Vue en élévation de la face long-pan

Figure X.4: Vue en élévation de la face pignon

Figure X.5: Vue en plan du plancher terrasse

Chapitre XI : Calcul des assemblages

Figure XI-1 : Assemblage solive-poutre principale.

Figure XI-2: Assemblage poteau-poutre principale

Chapitre XII : Etude des fondations

Figure XII.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

Figure XII.2: Dimensionnement de la semelle

Figure XII.3. Ferrailage de la semelle isolée.

Liste des tableaux

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Tableau I-1 : Caractéristiques mécaniques du béton.

Tableau I-2 : Caractéristiques mécaniques de l'acier.

Chapitre II : évaluation des actions

Tableau II.1 : coefficient de forme des toitures μ

Tableau II-2 : Caractéristiques de chaque catégorie de terrain.

Tableau II-3 : valeur de la pression dynamique de référence

Tableau II-4 : Etapes de calculs des actions du vent.

Tableau II-5 : C_{pe} Pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

Tableau II-6 : Coefficients de pression extérieure des toitures plates.

Tableau II-7 : Calcul de (C_r) , (I_v) , (C_{ex}) , (Q_{ref}) et (q_h) pour chaque étage.

Tableau II-8 : Valeurs des coefficients C_{pe} pour les versants de toiture.

Tableau II-9 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de long-pan.

Tableau II-10 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de long-pan.

Chapitre III : Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.1: charges permanentes du plancher terrasse inaccessible

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

Tableau III. 3: charges permanentes des murs extérieurs

Tableau III.4 : charges permanentes des murs intérieures.

Tableau III.5 : charges permanentes de la volée.

Tableau III.6 : charges permanentes du palier.

Chapitre IV : Pré- dimensionnement des éléments

Tableau IV-1 : Caractéristiques de l'IPE 160

Tableau IV-2 : Caractéristiques de l'IPE 200.

Tableau IV-3 : Caractéristiques de l'IPE 300

Tableau IV-4 : Légende pour choisir la courbe de flambement.

Chapitre V : Etude du plancher mixte

Tableau V-1: Caractéristiques du bac d'acier TN40.

Tableau V-2 : Evaluation des charges.

Tableau V-3 : Evaluation des charges.

Tableau V-4 Evaluation des charges.

Tableau V.5. Evaluation des charges.

Tableau V-6 : Evaluation des charges.

Chapitre VI : Etude des éléments secondaires

Tableau VI-1 : Caractéristique et dimension L 40 x 40 x 4.

Tableau VI-2 : Combinaison des charges

Chapitre VII : Etude sismique

Tableau VII-1 : Valeurs des coefficients d'accélération de zone (%)

Tableau VII-2 : Valeurs de T_1 et T_2

Tableau VII.3: Vérification des pénalités.

Tableau VII-4 : Résumant le poids des éléments constituant la terrasse

Tableau VII-5 : Résumant le poids des éléments constituant l'étage courant

Tableau VII-6 : Valeurs du poids de la structure

Tableau VII-7 : a répartition de l'effort sismique longitudinal selon la hauteur.

Tableau VII-8 : a répartition de l'effort sismique transversal selon la hauteur

Tableau VII.9 : Valeurs des efforts tranchants selon le sens longitudinal

Tableau VII.10 : Valeurs des efforts tranchants selon le sens transversal

Chapitre XI : Calcul des assemblages

Tableau XI.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons de différentes nuances

Tableau XI.2: Dimensions des différents boulons

Chapitre XII : Etude des fondations

Tableau XII. 1: Valeurs de l'effort normal

Liste de symboles

Sollicitation /Contrainte /Déformation :

- E** Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\ 000\ \text{MPa}$).
- G** Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 84\ 000\ \text{MPa}$).
- F_p** Effort de précontrainte dans les boulons.
- M** Moment sollicitant, en générale.
- M_{cr}** Moment critique élastique de déversement.
- M_{eff}** Moment efficace (section de classe4).
- M_R** Moment résistant.
- M_U** Moment ultime.
- N** Effort normal, en générale.
- N_{pl}** Effort normal de 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** Limite d'élasticité d'une pièce.
- 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 de perçage pour boulon.
- 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** Elancement réduit.
- λ_{LT}** Elancement de déversement.
- u** Coefficient de frottement.
- χ** Coefficient de réduction de flambement.
- χ_{LT}** Coefficient de réduction de déversement.

Caractéristiques géométriques :

- A** Section brute d'une pièce.
- A_{eff}** Section efficace d'une pièce (classe 4).
- A_{net}** Section nette 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.
DI Largeur de déversement d'une poutre.
kl Longueur de flambement.
r Rigidité d'une barre t Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
t_f Epaisseur d'une semelle de poutre.
t_w Epaisseur d'une âme de poutre.
A 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).

Les termes lus 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_f longueur de flambement de la barre.

Lambda y élancement de la barre.

Lambda_y élancement relatif de la barre.

X_y coefficient de flambement.

Beta My coefficient dépendant du diagramme des moments.

Mi y 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.

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 k_{LT} .

k_{LT} coefficient de réduction pour le déversement.

Efforts 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.

$M_{ply,rd}$ moment ultime plastique.

$M_{ely,rd}$ moment ultime élastique.

$V_{ply,rd}$ résistance ultime en cisaillement.

$M_{plz,rd}$ moment ultime plastique.

$V_{plz,rd}$ résistance ultime en cisaillement.

Flèches (REPERE LOCAL) :

U_y flèche de la barre en y.

uy max flèche admissible de la barre en y.

$u_{inst,y}$ flèche due aux charges variables en y.

$u_{inst,max,y}$ flèche admissible due aux charges variables en z.

uz flèche de la barre en z.

uz_{max} flèche admissible de la barre en z .

u_{inst,z} flèche due aux charges variables en z.

u_{inst,max,z} flèche admissible de la barre en z.

Déplacements (REPERE GLOBAL) :

vx déplacement de la barre en X.

vx_{max} déplacement admissible de la barre en X.

vy déplacement de la barre en Y.

vy_{max} déplacement admissible de la barre en Y .

Sommaire

Remerciements

Dédicaces

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste de symboles

Introduction générale..... 01

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

| | |
|---|----|
| I.1- Introduction | 02 |
| I.2- Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage | 02 |
| I.3- Données concernant le site | 03 |
| I.4- Les éléments constitutifs de l'ouvrage | 04 |
| I.5- Règlements techniques utilisés | 06 |
| I.6- Matériaux utilisé | 06 |
| I.7- Assemblages | 08 |

Chapitre II : évaluation des actions

| | |
|--|----|
| II-1- Introduction..... | 09 |
| II-2- Etude de la neige | 09 |
| II-2-1- Calcul des charges de la neige | 09 |
| II-3- Etude du vent | 10 |
| II-3-1- Introduction | 10 |
| II-3-2- Domaines d'applications | 11 |
| II-3-3- Principe de calcul | 11 |
| II-3-4- Calcul de la pression statique due au vent | 12 |

Chapitre III : Evaluation des charges et surcharges

| | |
|--|----|
| III.1- Introduction..... | 26 |
| III.2- Charges permanentes | 26 |
| III.2.1-Plancher terrasse inaccessible | 26 |

Sommaire

| | |
|--|----|
| III.2.2.Plancher étage courant | 27 |
| III.2.3-Les façades | 28 |
| III.2.4-L'acrotère..... | 28 |
| III.2.5-Les escaliers | 29 |
| III.3-Charges variables | 29 |
| III.3.1 -Charges d'exploitations | 29 |
| III.3.2-Surcharges climatiques | 30 |
| III.3.3- Effet de la température | 30 |

Chapitre IV : Pré- dimensionnement des éléments

| | |
|--|----|
| IV.1- Introduction | 31 |
| IV.2- Règles empiriques de pré-dimensionnement | 31 |
| IV.3- Pré-dimensionnement des solives..... | 32 |
| IV.4- pré -dimensionnement des poutres secondaires | 32 |
| IV.5- pré -dimensionnement des poutres principales | 33 |
| IV.6- pré-dimensionnement des poteaux | 33 |
| IV.7- Conclusion | 36 |

Chapitre V : Etude du plancher mixte

| | |
|--|----|
| V-1- Introduction | 37 |
| V-2- Avantages des dalles mixtes | 37 |
| V-3- Etude du plancher mixte à dalle collaborant..... | 37 |
| V-4- Etude des solives (IPE160) | 38 |
| V-4-1- Vérification au stade de construction (avant la prise du béton) | 38 |
| V-4-1-1-Evaluation des charges | 38 |
| V-4-2- Vérification au stade final (après la prise du béton) | 40 |
| V-4-2-1- Plancher étage courant | 40 |
| V-4-2-2- Plancher terrasse | 45 |
| V-4-2-3- Vérification des fissures du béton | 47 |
| V-5- Calcul de la connexion acier-béton..... | 47 |
| V-5-1- Les types de connecteurs | 47 |

Sommaire

| | |
|---|----|
| V-5-2- Choix des dimensions des connecteurs suivant Eurocode 4 | 48 |
| V-5-3- Calcul du Nombre de connecteurs n | 48 |
| V-5-4- Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur | 49 |
| V-5-5- Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal | 49 |
| v-5-6- Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4) | 50 |
| V-6- Etude des poutres secondaires | 50 |
| V-7- Etude des poutres principales | 51 |
| V-7-1- Vérification au stade de montage | 51 |
| V-7-1-1-Calcul de réaction des poutres maîtresses sur les solives Rs | 51 |
| V-7-1-2-Vérification de l'effort tranchant | 51 |
| V-7-1-3-Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) | 51 |
| V-7-1-4-Vérification à l'ELS | 52 |
| V-7-1-5- Vérification au déversement | 52 |
| V-7-2- Vérification au stade final | 52 |
| V-7-2-1-Calcul de la réaction des poutres maîtresses sur les solives Rs | 52 |
| V-7-2-2-Caractéristiques de la dalle mixte | 53 |
| V-7-2-3- Vérification à l'ELU | 53 |
| V-7-3- Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) | 54 |

Chapitre VI : Etude des éléments secondaires

| | |
|--|----|
| VI-1-Introduction | 57 |
| VI-2- Etude des escaliers..... | 57 |
| VI-2-1-Introduction | 57 |
| VI-2-2- Pré-dimensionnement des marches | 58 |
| VI-2-2-1- choix des dimensions | 58 |
| VI-2-2-3- caractéristique géométriques de la cage d'escalier | 59 |
| VI-2-2-4- vérification de la formule de BLONDEL | 59 |
| VI-2-3- Dimensionnement des éléments porteurs | 59 |
| VI-2-3-1- dimensionnement de la cornière (support de marche) | 59 |
| VI-2-3-2- Dimensionnement de la poutre Limon | 62 |
| VI-3- Etude de l'acrotère | 67 |
| VI-3-1-Introduction | 67 |

Sommaire

| | |
|--|----|
| VI-3-2-Evaluation des charges | 68 |
| VI-3-3-Evaluation des sollicitations | 68 |
| VI-3-4-Combinaison des charges | 68 |
| VI-3-5- Ferrailage | 69 |
| VI-3-5-1- Calcul des armatures a l'ELU | 69 |
| VI-3-5-2- Vérification a L'ELU | 70 |
| VI-3-5-3- Vérification a L'ELS | 72 |
| VI-3-6- Conclusion | 73 |

Chapitre VII : Etude sismique

| | |
|---|----|
| VII-1-Introduction | 74 |
| VII-2- choix de la méthode de calcul | 74 |
| VII-3- Calcul de la force sismique totale | 76 |
| VII-3-1- Détermination du coefficient d'accélération de Zone | 76 |
| VII-3-2- Détermination du facteur d'amplification dynamique moyenne D | 76 |
| VII-3-3-Estimation de la période fondamentale de la structure | 77 |
| VII-3-4-détermination du coefficient de comportement global de la structure R | 79 |
| VII-3-5-Détermination du facteur de qualité Q | 79 |
| VII-3-6-Poids totale de la structure W | 81 |
| VII-3-7- Distribution horizontale des forces sismiques (efforts tranchants) | 85 |

Chapitre VIII : Etude dynamique

| | |
|---|----|
| VIII-1- Introduction | 87 |
| VIII-2- Présentation de Robot Structural Analysis 2014 | 87 |
| VIII-3- Etape de modélisation de la structure avec robot | 88 |
| VIII-3-1- Choix du type de structure | 88 |
| VI-3-2 Réglage des préférences et des préférences de la tâche | 90 |
| VIII-4- Modélisation du projet | 91 |
| VIII-4-1- lignes de construction | 91 |
| VI.4.2 définition des sections | 92 |
| VIII-4-3- définition de la structure | 93 |

Sommaire

| | |
|---|-----|
| VIII-4-4- Conditions d'appuis | 93 |
| VIII-4-5- Définitions des cas de charges | 93 |
| VIII-4-6- Chargement de la structure | 94 |
| VIII-4-7- Les combinaisons d'actions | 95 |
| VIII-4-8- Vérification de la structure | 97 |
| VIII-4-9- Exploitation des résultats | 98 |
| VIII-4-10- Vérification selon RPA 2003 | 98 |
| VIII-5- Vérification de la structure contreventée | 99 |
| VIII-5-1- Période | 100 |
| VIII-5-2- La participation massique | 101 |
| VIII-5-3- Vérification de la force sismique à la base | 102 |
| VIII.5.4 Les déplacements | 102 |
| VIII.5.5 justification vis-à-vis de l'effet p- δ | 103 |

CHAPITRE IX : pré-dimensionnement des contreventements

| | |
|---|-----|
| IX.1-introduction | 105 |
| IX.2-Calcul des forces exercées par le vent | 105 |
| IX-3- Calcul de la palée de stabilité en long pan | 108 |
| IX-3-1-Dimensionnement des des diagonales en X | 108 |
| IX-3-2-Vérification des diagonales à la traction | 108 |
| IX-3-3-Vérification au flambement | 108 |
| IX-3-4-Vérification a la résistance de la section longitudinale | 110 |
| IX.4- Conclusion | 110 |

Chapitre X : Vérification des éléments

| | |
|-------------------------------------|-----|
| X.1-Introduction | 111 |
| X.2-Méthode de travail | 111 |
| X.3- Etapes de modélisation | 112 |
| X.3.1- Matériaux utilisé | 112 |
| X.4- Modélisation géométrique | 113 |
| X.4.1 – Chargements | 114 |

Sommaire

| | |
|--|-----|
| X.4.2- Les Combinaisons d'actions | 115 |
| X.5- Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT | 115 |
| X.5.1. Vérification des solives | 115 |
| X.5.2 Vérification des poutres principale | 118 |
| X.5.3- Vérification des poutres secondaire | 122 |
| X.5.4- Vérification des poteaux | 125 |
| X.5.5- Vérification des contreventements | 127 |
| X.6- Conclusion | 128 |

Chapitre XI : Calcul des assemblages

| | |
|---|-----|
| XI.1-Introduction | 129 |
| XI.2- Fonctionnement des assemblages | 129 |
| XI.3- Calcul des assemblages | 130 |
| XI.3.1- Assemblage solive- poutre principale (IPE 160-IPE360) | 130 |
| XI.4 - Assemblage poteau- poutre principale (HEA 300-IPE360) | 135 |
| XI.5- Assemblage des poutres principal –poteau | 139 |
| XI.6 Assemblage solive-poutre principal | 147 |
| XI.7- Assemblage des poutres secondaire –poteau | 152 |
| XI.8- Assemblage des contreventements | 157 |
| XI.9 Encastrement en pieds de poteau | 164 |

Chapitre XII : Etude des fondations

| | |
|---|-----|
| XII.1-Introduction | 172 |
| XII.2-Classification des fondations | 172 |
| XII.2.1-Choix du type de fondation | 172 |
| XII.2.2- Étude des semelles | 173 |
| XII.3-Calcul du ferrailage | 175 |
| XII.4-Condition de non fragilité | 176 |
| XII.5-Etude des longrines | 176 |

| | |
|----------------------------------|------------|
| Conclusion générale | 179 |
|----------------------------------|------------|

Références bibliographiques

Annexes

Introduction générale

Le but des études en génie civil est de concevoir et construire des ouvrages capables de résister aux multiples phénomènes naturels (tremblement de terre, vent extrême, neige....), concevoir et construire se fait avec des matériaux et chacun d'entre eux à ses spécificités tant sur le plan conceptuel que technique, mécanique et formel.

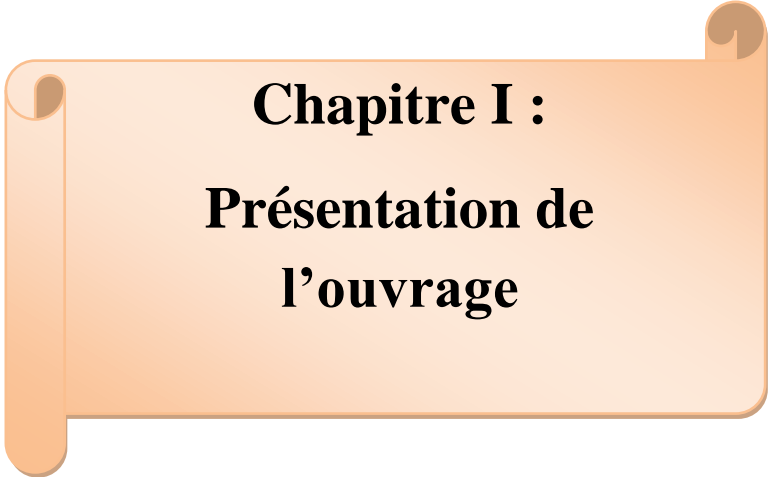
Parmi les différents modes de construction, la construction métallique, qui répond aux besoins actuels, elle donne au concepteur la liberté dans les dimensions, la forme, le temps, et la sécurité. Avec ces avantages la construction métallique a pris sa place, et on remarque que toutes les infrastructures industrielles sont construites avec ce type de construction

Cependant L'acier présente deux inconvénients majeurs : sa corrodabilité et sa faible résistance au feu du fait qu'il perd sa résistance et s'écroule rapidement sous une température relativement élevée, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ses voisins en danger sans oublier les pertes matérielles.

Le principe de ce présent travail est l'étude et la conception d'un bâtiment R+4 en construction métallique à usages d'habitation

L'objectif de ce mémoire est de présenter simplement des connaissances récentes sur la façon de concevoir une structure qui sera appelée à résister à différentes sollicitations d'ordre statique et dynamique. , de mettre en évidence et d'approfondir les connaissances acquises durant les années de formation dans le domaine, d'autre part de découvrir et d'appliquer les différents règlements et documents technique réglementaires(DTR).

Aussi, on apprendra à utiliser le logiciel Robot Analyse Structural 2014 qui sera l'outil de calcul structural.



Chapitre I :
Présentation de
l'ouvrage

I.1- Introduction :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment (R+04) en charpente métallique à usage d'habitation. L'ouvrage est implanté à Ouled Fayet, commune de la wilaya d'Alger, qui est située à environ 19 km au sud-ouest d'Alger ville située à 170m d'altitude, elle est classée zone de forte sismicité (zone III) selon le Règlement Parasismique Algérien [RPA99/03].

L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux. poutres) et de planchés mixtes collaborant (béton – acier).

I.2- Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

- La longueur totale de l'ouvrage (long pan)16 m
- La largeur totale de l'ouvrage (pignon)12 m
- La hauteur totale de l'ouvrage16.3 m
- La hauteur du RDC3.26m
- La hauteur des étages3.26m

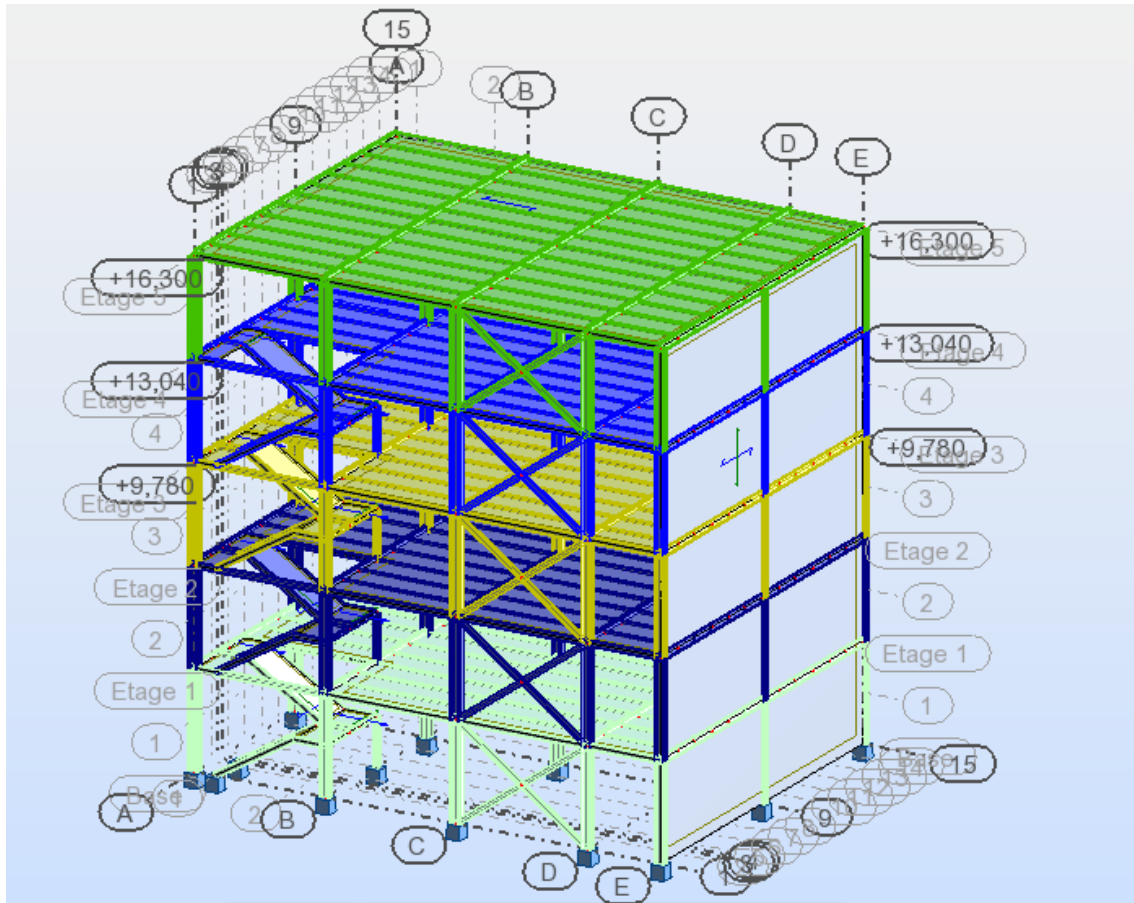


Figure I-1 : vue perspective de la structure

I.3- Données concernant le site :

- Altitude : 170m
- Zone de neige : B
- Zone du vent : 1
- Catégorie du terrain : I
- Site plat

I.4- Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

a) Les éléments horizontaux :

Dans ce projet, la structure horizontale est désignée par un plancher courant mixte et le plancher terrasse.

- **Plancher courant mixte:**

Une dalle mixte est un élément de construction des bâtiments métalliques à ossature mixte. Elle est composée d'une tôle nervurée sur laquelle on coule une dalle en béton comportant, un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de la température .

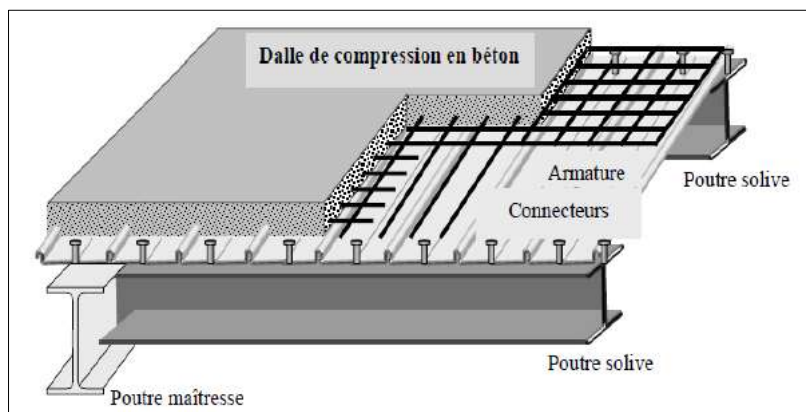


Figure I-2 : Plancher mixte avec connecteur acier-béton

- **Plancher terrasse:**

Il est identique aux planchers courants sauf que le versant est incliné par une petite pente. La partie supérieure comporte des couches supplémentaires (isolation thermique, gravier de protection, étanchéité de protection).

b) Structure verticale :

- **Stabilité :**

Les structures verticales de contreventement sont chargées de transférer les forces horizontales aux fondations, tandis que les contreventements horizontaux sont chargés de rigidifier les surfaces horizontales telles que les planches, ces dernières doivent transmettre les

forces dues aux séismes et au vent, en agissant sur les points fixes verticaux des façades, donc:

- ✓ Contreventement vertical:
 - Dans le sens longitudinal la stabilité est assurée par portique ductile auto stable.
 - Dans le sens transversal la stabilité est assurée par palées triangulées en V brisé.

- ✓ Contreventement horizontal :
 - Assuré par les planchers mixtes.

• Les murs :

- Les murs de façade sont réalisés en double paroi avec brique creuses d'épaisseur 10 à 15cm, qui seront séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs ou murs de séparation sont en briques creuses d'épaisseur égale à 10 cm

• Les escaliers :

L'escalier est la partie du bâtiment qui est composée d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Il existe plusieurs types d'escalier (escalier droit, escalier balancé, escalier circulaire..). Le choix du type d'escalier dépend de plusieurs paramètres (hauteur à franchir, espace disponible...).

Chaque étage de notre bâtiment comporte des escaliers droits à deux volées, un palier de repos qui assure la circulation verticale entre les différents niveaux et un palier d'arrivée.

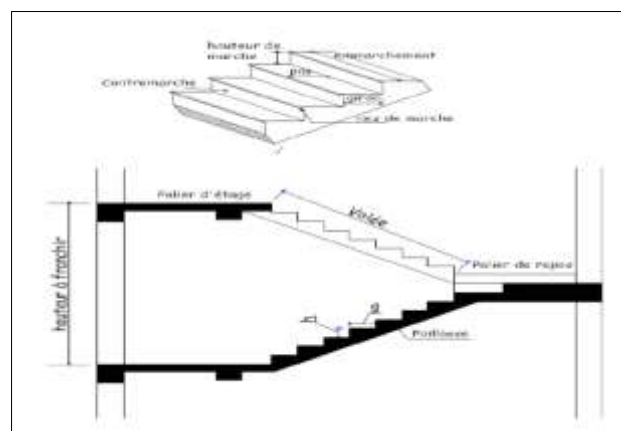


Figure I-3 : Escalier droit à deux volées avec palier de pose

- **L'acrotère:**

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur est de 0.5cm

- **Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation)

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.5- Règlements techniques utilisés :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
- DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques ALGERIENNES « RPA99/ VERSION 2003 ».
- DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV 99 ».
- BAEL91 : Calcul des Structures en béton.
- EUROCODE 3: (calcul des structures métalliques).
- EUROCODE 4:(calcul des structures mixtes).

I.6- Matériaux utilisé :

Les matériaux utilisés sont essentiellement :

- Acier.
- Béton.
- Briques creuses (8 trous et 12 trous) pour la maçonnerie.
- Carrelage, sable
- Mortier pour le revêtement du sol.
- Mortier, plâtre pour le revêtement des murs.

On présentera les caractéristiques des principaux matériaux :

a) Acier :

• **Acier de construction :**

L'acier est un alliage métallique dont l'élément chimique principal est le fer et l'autre élément essentiel d'un taux plus faible est le Carbone (1%).

Les nuances d'acier courant et leurs résistances limites sont données par le règlement Eurocode 3 et CCM97

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier s235

Les caractéristiques mécaniques d'acier sont les suivantes :

| Caractéristique | Valeur |
|-------------------------------------|--|
| Module d'élasticité longitudinal | $E = 210000 \text{ MPa}$ |
| La résistance à la traction | $f_u = 360 \text{ MPa}$ |
| La limite élastique | $f_y = 235 \text{ Mpa}$ |
| Module d'élasticité transversale | $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ |
| La masse volumique | $p = 7850 \text{ Kg/m}^3$ |
| Coefficient de Poisson | $\nu = 0.3$ |
| Coefficient de dilatation thermique | $a = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ |

Tableau I-1 : Caractéristiques mécaniques du béton.

b) Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sables, et d'eau, aggloméré par un liant hydraulique qui sert de « colle » on y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques.

On utilise un béton de classe C25 qui présente les caractéristiques suivantes :

| Caractéristique | Valeur |
|--|---|
| Résistance caractéristique à La compression | $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ (BAEL99/A2.1, 12) |
| Résistance caractéristique à la traction | $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ ($f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$) |
| La masse volumique | $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$ |
| Coefficient de retrait | $\epsilon = 4 \times 10^{-6}$ |
| Coefficient de poisson | $\nu = 0$ à l'ELU $\nu = 0.2$ à l'ELS |
| module d'élasticité instantané | $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} = 32164.2 \text{ MPa}$ (BEAL99/ A2.1;21) |
| module d'élasticité différé | $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} = 10819 \text{ MPa}$ |

Tableau I-2 : Caractéristiques mécaniques de l'acier.

I.7- Assemblages :

Les assemblages principaux des systèmes structuraux assurant la stabilité sont :

a) Le boulonnage:

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, on utilise soit des boulons ordinaires ou bien des boulons à haute résistance (HR)

b) Le soudage :

Le soudage est une opération technique qui consiste à joindre deux pièces d'un même matériau à l'aide d'un cordon de soudure pour assurer la continuité métallique.

An orange scroll graphic with a gradient from light to dark orange, featuring a shadow and a rolled-up edge on the left side. The text is centered on the scroll.

Chapitre II :
Évaluation des actions

II-1- Introduction :

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissantes sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV 2013).

II-2- Etude de la neige :

Le règlement (RNV 2013) définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres, notre projet est implanté à Oued Fayet avec une altitude de : 170 m

II-2-1- Calcul des charges de la neige :

- Données du site:
- Zone: **B**
- Altitude: **170 m**

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

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

- S est la charge caractéristique de la neige par unité de surface, en KN/m²
- S_k (kN/m²) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

a) Calcul de la Charges de la neige sur le sol (S_k):

La valeur de S_k est déterminée par les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude H du point considéré (par rapport au niveau de la mer) en m du site considéré.

- Zone A : $S_k = \frac{0.07H+15}{100}$

- Zone B : $S_k = \frac{0.04H+10}{100}$
- Zone D : $S_k = \frac{0.0325H}{100}$
- Zone D : pas de charge de neige

Pour notre construction :

AN: **H** = 170 m

$$S_k = \frac{0.04H+10}{100} = \frac{0.04 \times 170 + 10}{100} = 0.168 \text{ Kn/m}^2$$

b) Calcul du coefficient de forme μ :

Les valeurs des coefficients de forme μ données ci - après concernant les toitures de forme courante. Pour des formes particulières de toiture, le cahier des charges doit préciser la valeur à prendre en compte.

| (α) pente du versant (en °) | $0 \leq \alpha \leq 30$ | $30 \leq \alpha \leq 60$ | $\alpha \geq 60$ |
|---|-------------------------|---|------------------|
| Coefficient μ | 0.8 | $0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$ | 0 |

Tableau II.1 : coefficient de forme des toitures μ

Pour notre construction :

On a : une terrasse ($\alpha=0^\circ$) donc $\mu= 0.8$

Et : $S = 0.8 \times 0.168 = 0.1344 \text{ Kn/m}^2$

$$S = 13.44 \text{ daN / m}^2$$

II-3- Etude du vent :

II-3-1- Introduction :

La surface terrestre est caractérisée par le mouvement des masses d'air qui résultent des différents niveaux d'absorption de l'énergie solaire, provoquant ainsi différents niveaux de réchauffement et de pression dans l'atmosphère.

Le déplacement de l'air tend à éliminer ces déséquilibres de pression, produisant ainsi ce que l'on appelle le vent.

L'effet du vent sur une construction métallique à faible hauteur est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent dans toutes les directions possibles. Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent **RNV2013**.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

II-3-2- Domaines d'applications :

Le règlement neige et vent (**RNV2013**) s'applique seulement sur :

- Les constructions dont la hauteur est inférieure à 200 m.
- Bâtiments à usage d'habitation, administratifs, scolaires, industriels, etc.....
- Cheminées et ouvrages similaires.
- Ouvrages de stockages (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc....).
- Structures verticales en treillis (pylônes, grues échafaudages, etc....)

II-3-3- Principe de calcul :

- Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.
- Les actions du vent sont proportionnelles à la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent, appelée maitre-couple.
- Pour la détermination de l'action du vent, on distingue deux catégories de construction :

- Catégorie 1 : elle regroupe l'ensemble des bâtiments (à usage d'habitation, administratif, scolaire,...)

- Catégorie 2 : elle regroupe les constructions ajourées telles que les structures verticales en treillis, les cheminées et ouvrages similaires

Pour notre construction : elle est classée dans la catégorie 1.

II-3-4- Calcul de la pression statique due au vent :

La pression statique due au vent P_h qui s'exerce sur une construction à la hauteur h est donné par la formule suivante :

$$P_h = C_d \times q_p \times (C_{pe} - C_{pi}) \text{ [daN/m}^2\text{]}$$

Avec :

q_p : pression dynamique du vent

C_d : coefficient dynamique

C_{pe} : coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : coefficient de pression intérieur.

Données relatives au site :

- Catégorie du terrain : I
- Site plat : $C_t = 1$ (Tableau 2.5. RNV2013) [1]
- Zone du vent I (ANNEXE.1. RNV2013)
- $q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m}^2$ (Tableau 2.2. RNV2013)
- $K_T = 0,17$ (facteur de terrain)
- $h_0 = 0,01 \text{ m}$ (paramètre de rugosité)
- $h_{min} = 1 \text{ m}$ (hauteurs minimales)
- $\xi = 0,44$

| Catégories de terrain | K_T | z_0 (m) | z_{min} (m) | ϵ |
|---|-------|--------------|------------------|------------|
| 0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer | 0,156 | 0,003 | 1 | 0,38 |
| I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles. | 0,170 | 0,01 | 1 | 0,44 |
| II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur. | 0,190 | 0,05 | 2 | 0,52 |
| III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes). | 0,215 | 0,3 | 5 | 0,61 |
| IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m. | 0,234 | 1 | 10 | 0,67 |

Tableau II-2 : Caractéristiques de chaque catégorie de terrain.

| zone | q_{ref} (daN / m ²) |
|------|-----------------------------------|
| I | 37.5 |
| II | 43.5 |
| III | 50.0 |
| IV | 57.5 |

Tableau II-3 : valeur de la pression dynamique de référence

Détermination du coefficient dynamique C_d :

Selon le règlement [RNV2013], le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Dans le cas des bâtiments dont la hauteur totale est inférieure à 15 m, la valeur de C_d est $C_d = 1$. Dans notre cas la hauteur totale du bâtiment est égale à 16.3 m et vu qu'elle ne dépasse la hauteur maximale (15 m) que de 1 m cela n'aura pas une grande influence sur les résultats qui vont suivre.

Donc on prend : $C_d = 1$

Procédure de calcul :

Le Tableau II-4 présente un résumé des étapes de calcul des actions du vent. La colonne 3 correspond au paragraphe relatif à chaque paramètre.

| Paramètre | Symbole | Renvoi |
|---|--------------------------|----------------|
| - Pression dynamique de référence | q_{ref} | § 2.3.1 |
| - Hauteur de référence | z_e | § 2.3.2 |
| - Catégorie de terrain et facteurs de site | - | § 2.4.3 |
| - Intensité de turbulence I_v | I_v | § 2.4.6 |
| - Coefficient de topographie | $C_t(z)$ | § |
| - Coefficient de rugosité | $C_r(z)$ | 2.4.5. |
| - Coefficient d'exposition | $C_e(z)$ | § 2.4.4 |
| - Pression dynamique de pointe | q_p | § 2.4 § 2.3 |
| Pression exercée par le vent (par exemple sur les revêtements, bardages, fixations et éléments de construction) | | |
| - Coefficient de pression intérieur | C_{pi} | § 5.1 |
| - Coefficient de pression extérieur | C_{pe} | § 5.2 |
| - Coefficient de pression net | C_{pnet} | § 5.3 |
| - Coefficient de force | C_f | Chap. 4 |
| - Pression aérodynamique extérieure | $W_e = q_p \cdot C_{pe}$ | § 2.6.2 |
| - Pression aérodynamique intérieure | $W_i = q_p \cdot C_{pi}$ | § 2.6.2 |
| Forces exercées par le vent (effets globaux par exemple) | | |
| - Coefficient dynamique | C_d | Chap. 3 |
| - Force exercée par le vent (à partir des coefficients de force) | F_W | 2.6.1 |
| - Force exercée par le vent (à partir des coefficients de pression). | F_W | 2.6.2 |

Tableau II-4 : Etapes de calculs des actions du vent.

a) Pression dynamique de pointe à la hauteur h :

La pression dynamique de pointe à la hauteur de référence z_e est donnée par :

$$q_h(z_e) = q_{ref} \times C_{ex}(z_e) \quad \text{avec } q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m}^2$$

Avec :

- z_e [m] : hauteur de référence.
- C_{ex} : coefficient d'exposition au vent.
- q_{ref} [N/m²] : la pression dynamique de référence donnée par le Tableau II-3 en fonction de la zone de vent.

b) Coefficient d'exposition au vent à la hauteur h :

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

$$C_{ex}(ze) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 I_v(z)]$$

Avec :

- C_r : coefficient de rugosité.
- C_t : coefficient de topographie.
- $I_v(z)$: l'intensité de la turbulence.
- Z [m] : hauteur considérée.

c) Intensité de la turbulence :

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par les deux formules suivantes :

$$\begin{cases} I_v(Z) = \frac{1}{C_r \times \left(\frac{Z}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z > Z_{\min} \\ I_v(Z) = \frac{1}{C_r \times \left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z \leq Z_{\min} \end{cases}$$

Avec :

$C(z)$: est le coefficient de topographie.

Z_0 (m) : est le paramètre de rugosité.

Z_{\min} (m) : est la hauteur minimale.

d) Coefficient de rugosité :

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

$$\begin{cases} C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{pour } z_{\min} \leq z \end{cases}$$

Avec :

K_t : facteur de terrain.

Z_0 (en m) : paramètre de rugosité.

Z_{\min} (en m) : hauteur minimale

Z (en m) : hauteur considérée.

e) Coefficient de topographie :

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, les dénivellations isolées, etc.

f) Hauteur de référence :

La hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de la pression dynamique de pointe $q_p(h)$ dépendent des dimensions h et b de la construction, et sont donnés sur la figure ci-dessous.

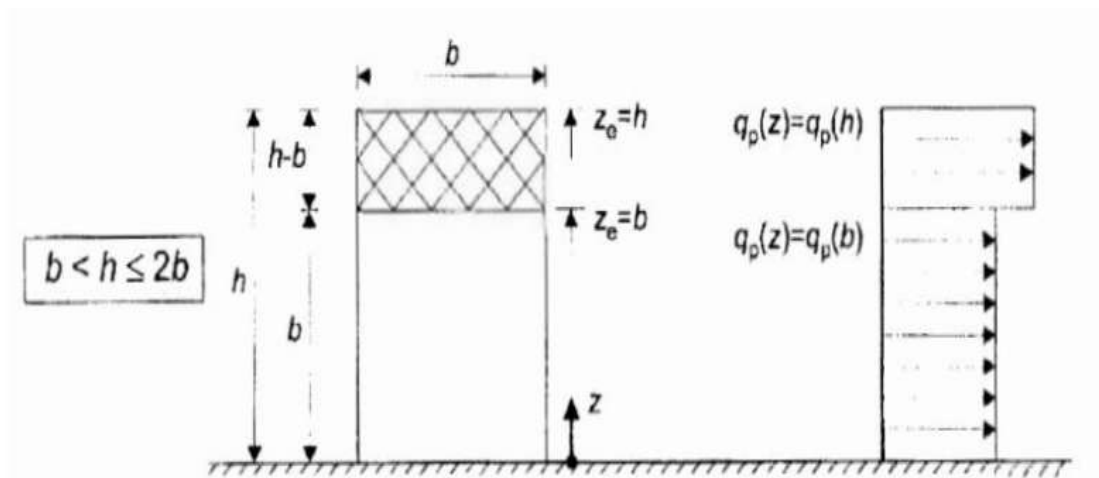


Figure II-1 : hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

$h = 16,3\text{m}$: hauteur totale de la construction

$b = 16\text{m}$: longueur de la construction

$Z_{\min} = 1\text{m}$

$Z_0 = 0,01\text{m}$

$b < h \leq 2b$ donc $Z = h = 16,3\text{m}$

On a $Z_{\min} < Z < 200\text{m}$

g) coefficients de pressions extérieures :

Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1m² et 10 m² dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés $C_{pe.1}$ pour les coefficients locaux, et $C_{pe.10}$ pour les coefficients globaux, respectivement.

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si : } A \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \log 10(A) \quad \text{si : } 1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si : } A \geq 10 \text{ m}^2$$

Où A en [m²] désigne la surface chargée de la paroi considérée.

- Parois verticales : il convient de diviser les parois comme l'indique la Figure II-2 les valeurs de $C_{pe.1}$ et $C_{pe.10}$ sont données dans le Tableau II-5

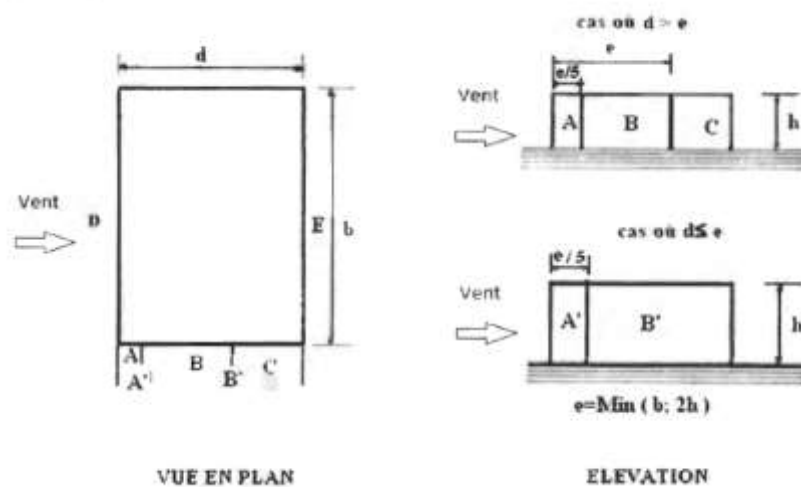


Figure II-2 : Légende pour les parois verticales.

| Paroi latérale | | | | | | Paroi au vent | | Paroi sous le vent | |
|----------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|---------------|------------|--------------------|------------|
| A, A' | | B, B' | | C | | D | | E | |
| $C_{pe.10}$ | $C_{pe.1}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.1}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.1}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.1}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.1}$ |
| -1.0 | -1.3 | -0.8 | -1.0 | -0.5 | -0.5 | +0.8 | 1.0 | -0.3 | -0.3 |

Tableau II-5 : C_{pe} Pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

- Toitures plates : ce sont celles dont l'angle de la pente est inférieur ou égal à 5°.

Il convient de diviser les parois comme l'indique la Figure II-3 les valeurs de $C_{pe.1}$ et $C_{pe.10}$ sont données dans le Tableau II-6.

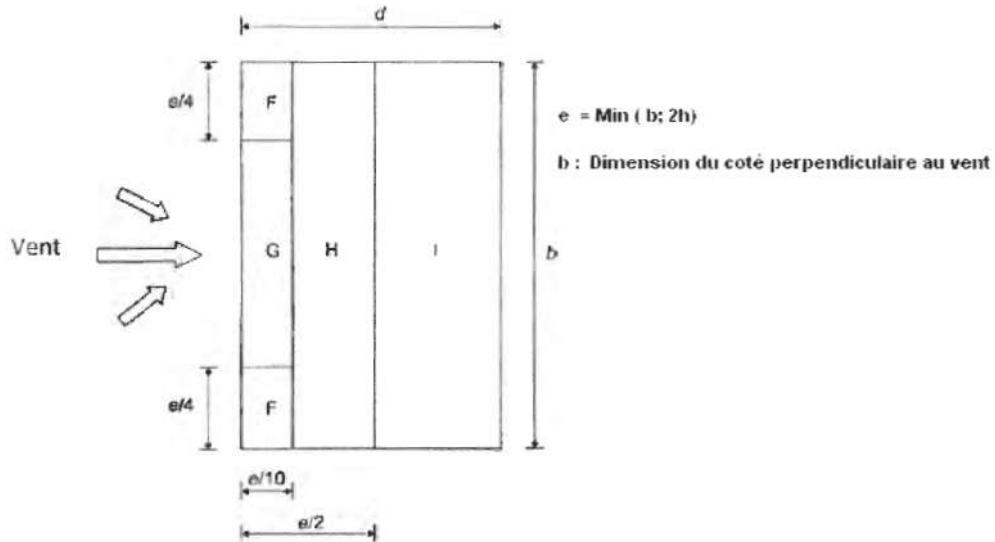


Figure II-3 : Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le long pan.

| | | Zones | | | | | | | |
|--------------------------------------|---------------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
| | | F | | G | | H | | I | |
| | | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.1}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.1}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.1}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.1}$ |
| Arêtes vives (sans acrotères) | | -1.8 | -2.5 | -1.2 | -2.0 | -0.7 | -1.2 | ± 0.2 | ± 0.2 |
| Avec acrotères | $h_p/h=0.025$ | -1.6 | -2.2 | -1.1 | -1.8 | -0.7 | -1.2 | ± 0.2 | ± 0.2 |
| | $h_p/h=0.05$ | -1.4 | -2.0 | -0.9 | -1.6 | -0.7 | -1.2 | ± 0.2 | ± 0.2 |
| | $h_p/h=0.10$ | -1.2 | -1.8 | -0.8 | -1.4 | -0.7 | -1.2 | ± 0.2 | ± 0.2 |
| Rives arrondies | $r/h=0.05$ | -1.0 | -1.5 | -1.2 | -1.8 | -0.4 | -0.4 | ± 0.2 | ± 0.2 |
| | $r/h=0.10$ | -0.7 | -1.2 | -0.8 | -1.4 | -0.3 | -0.3 | ± 0.2 | ± 0.2 |
| | $r/h=0.20$ | -0.5 | -0.8 | -0.5 | -0.8 | -0.3 | -0.3 | ± 0.2 | ± 0.2 |
| Brisis mansardés | $\alpha = 30^\circ$ | -1.0 | -1.5 | -1.0 | -1.5 | -0.3 | -0.3 | ± 0.2 | ± 0.2 |
| | $\alpha = 45^\circ$ | -1.2 | -1.8 | -1.3 | -1.9 | -0.4 | -0.4 | ± 0.2 | ± 0.2 |
| | $\alpha = 60^\circ$ | -1.3 | -1.9 | -1.3 | -1.9 | -0.5 | -0.5 | ± 0.2 | ± 0.2 |

Tableau II-6 : Coefficients de pression extérieure des toitures plates.

h) coefficients de pressions intérieures :

Direction du vent dans le sens V1 :

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

$$C_r(16,3\text{m}) = 0,17 \times \ln\left(\frac{16,3}{0,01}\right)$$

$$C_r(16,3\text{m}) = 1,25$$

• Coefficient de topographie :

Site plat : $C_t = 1$.

• Intensité de la turbulence :

On a $Z = 16,3\text{m}$

$$Z_{\min} = 1\text{m}$$

Donc : $z > z_{\min}$

$$\text{➤ } I_v(z) = \frac{1}{c_t(z) \times \ln\frac{z}{z_0}}$$

$$\text{➤ } I_v(16,3\text{m}) = \frac{1}{1 \times \ln\frac{16,3}{0,01}}$$

$$\text{➤ } I_v(16,3\text{m}) = 0,135$$

• Coefficient d'exposition :

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

$$C_e(16,3\text{m}) = (1)^2 \times (1,25)^2 \times [1 + (7 \times 0,135)]$$

$$C_e(16,3\text{m}) = 3,03$$

• Calcul de (C_r) , (I_v) , (C_{ex}) , (Q_{ref}) et (q_h) pour chaque étage :

| Étage | h [m] | $C_t(Z)$ | $C_r(Z)$ | $I_v(Z)$ | $C_{ex}(z)$ | Q_{ref} [daN/m ²] | $q_h(h)$ [daN/m ²] |
|------------------------|----------|----------|----------|----------|-------------|------------------------------------|-----------------------------------|
| RDC | 3,26 | 1 | 0,983 | 0,172 | 2,12 | 37,5 | 79,5 |
| 1 ^{er} étage | 6,52 | 1 | 1,10 | 0,154 | 2,514 | 37,5 | 94,27 |
| 2 ^{ème} étage | 9,78 | 1 | 1,17 | 0,145 | 2,758 | 37,5 | 103,42 |
| 3 ^{ème} étage | 13,04 | 1 | 1,21 | 0,139 | 2,888 | 37,5 | 108,30 |
| 4 ^{ème} étage | 16,3 | 1 | 1,25 | 0,135 | 3,03 | 37,5 | 113,62 |

Tableau II-7 : Calcul de (C_r) , (I_v) , (C_{ex}) , (Q_{ref}) et (q_h) pour chaque étage.

- Calcul des coefficients de pressions extérieures :
- Parois verticales :

Pour notre construction :

- Hauteur totale : $h = 16,3\text{m}$
- Longueur $b = 16\text{m}$
- Largeur $d = 12\text{m}$

On a $e = \min(b, 2h) \Rightarrow e = \min(16\text{m} ; 32,6\text{m})$ donc $e = 16\text{m}$

$e > d$ on adopte donc la division ci-dessous (Figure II-4).

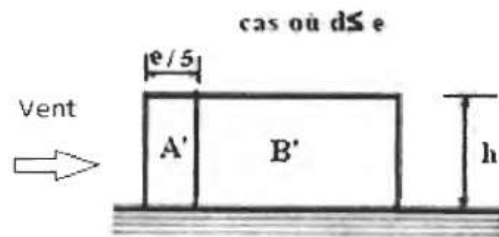


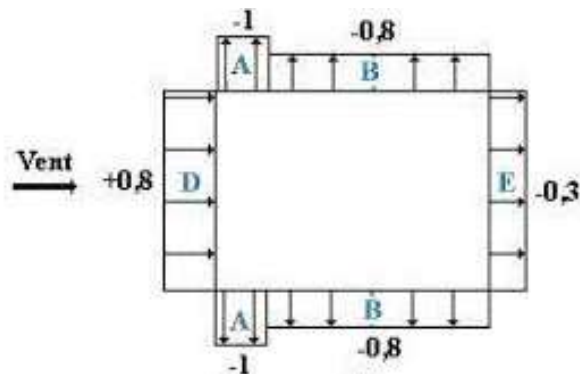
Figure II-4 : Légende pour les parois verticales.

Avec :

$$S_A = 3,2 \times 16,3 = 52,16\text{m}^2 \text{ (avec } \mathbf{3,2\text{m}}$$
 la longueur de la paroi A)

$$S_B = 12,8 \times 16,3 = 208,4\text{m}^2 \text{ (avec } \mathbf{12,8\text{m}}$$
 la longueur de la paroi B)

Les valeurs du Tableau II-7 sont présentées sur la Figure II-5.



$$A = 3,2\text{m} \quad ; \quad B = 12,8\text{m}$$

Figure II-5 : Zones de pression des parois verticales.

- Toiture plate :

Dans notre cas nous avons un bâtiment sans acrotère on prend donc :

| Zones | | | | | | | |
|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
| F | | G | | H | | I | |
| $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ |
| - 1,8 | -2,5 | - 1,2 | - 2,0 | - 0,7 | -1,2 | ± 0,2 | |

Tableau II-8 : Valeurs des coefficients C_{pe} pour les versants de toiture.

Avec :

- Zone F : Largeur : $e/10 = 1,6\text{m}$
Longueur : $e/4 = 4\text{ m}$
- Zone G : Largeur : $e/10 = 1,6\text{ m}$
Longueur : $e - (2e/4) = 8\text{m}$
- Zone H : Largeur : $(e/2) - 2,8 = 5,2\text{ m}$
Longueur : $b = 16\text{m}$
- Zone I : Largeur : $e/2 = 8\text{ m}$
Longueur : $b = 16\text{m}$

• **Calcul des surfaces :**

- Zone F : $1,6 \times 4 = 6,4\text{ m}^2$
- Zone G : $1,6 \times 8 = 12,8\text{ m}^2$
- Zone H : $5,2 \times 16 = 83,2\text{ m}^2$
- Zone I : $8 \times 16 = 128\text{m}^2$

• **Calcul des coefficients de pressions intérieurs :**

On utilisera les valeurs extrêmes : $C_i = -0,5$ et $C_i = +0,3$.

On garde $h_p = 113,62$ (la valeur la plus importante par mesure de sécurité).

| Toiture | | | | | |
|---------|----------|----------|-------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Zone | C_{pe} | C_{pi} | $C_{pe} - C_{pi}$ | qh (daN/m ²) | ph (daN/m ²) |
| A | - 1 | + 0,8 | - 1,8 | 113,62 | - 204.525 |
| | | - 0,5 | - 0,5 | 113,62 | - 56,81 |
| B | - 0,8 | + 0,8 | - 1,6 | 113,62 | - 181,8 |
| | | - 0,5 | - 0,3 | 113,62 | - 34.087 |
| D | + 0,8 | + 0,8 | 0 | 113,62 | 0 |
| | | - 0,5 | 1,3 | 113,62 | + 147,712 |
| E | - 0,3 | + 0,8 | - 1,1 | 113,62 | - 124,987 |
| | | - 0,5 | 0,2 | 113,62 | + 22,724 |
| F | - 1,6 | + 0,8 | - 2,4 | 113,62 | - 272.688 |
| | | - 0,5 | - 1,1 | 113,62 | - 124.982 |
| G | - 1,1 | + 0,8 | - 1,9 | 113,62 | - 215,878 |
| | | - 0,5 | - 0,6 | 113,62 | - 68.172 |
| H | - 0,7 | + 0,8 | - 1,5 | 113,62 | - 170.43 |
| | | - 0,5 | - 0,2 | 113,62 | - 22,724 |
| I | - 0,2 | + 0,8 | - 1 | 113,62 | - 113,62 |
| | | - 0,5 | 0,3 | 113,62 | + 34.086 |
| | + 0,2 | + 0,8 | - 0,6 | 113,62 | - 68.172 |
| | | - 0,5 | 0,7 | 113,62 | + 79,534 |

Tableau II-9 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de long-pan.

Direction du vent suivant le sens V2 :

- Calcul des coefficients de pressions extérieures :
- Parois verticales :
- Pour notre construction :
- Hauteur totale : $h = 16,3\text{m}$
- Longueur $b = 12\text{m}$
- Largeur $d = 16\text{m}$

On a $e = \min(b, 2h) \Rightarrow e = \min(12\text{m} ; 32,6\text{m})$ donc $e = 12\text{m}$

$e < d$ on adopte donc la division suivante :

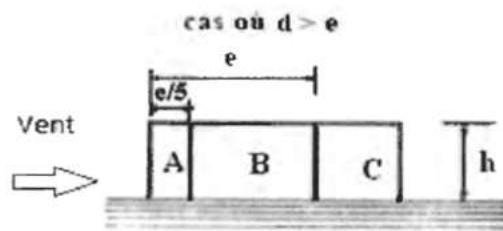


Figure II-6 : Légende pour les parois verticales.

Avec :

$$S_A = 2,4 \times 16,3 = 39,12\text{m}^2 \text{ (avec } 2,4\text{m la longueur de la paroi A)}$$

$$S_B = 9,6 \times 16,3 = 156,48\text{m}^2 \text{ (avec } 9,6\text{m la longueur de la paroi B)}$$

$$S_C = 4 \times 16,3 = 65,2 \text{ m}^2 \text{ (avec } 4 \text{ m la longueur de la paroi C)}$$

- Toiture plate :

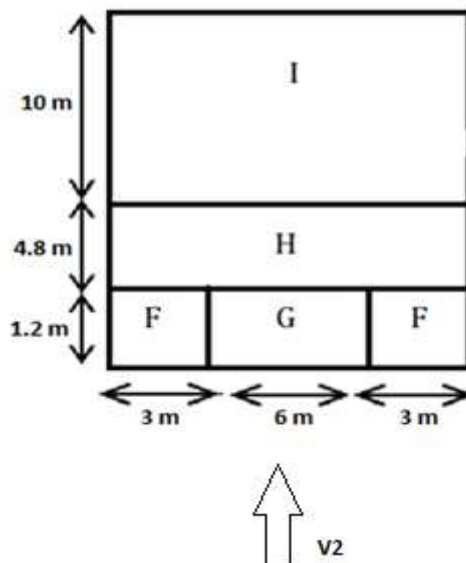


Figure II.7. Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales

Avec :

- Zone F : Longueur : $e/10 = 1,2 \text{ m}$
Largeur : $e/4 = 3 \text{ m}$
- Zone G : Longueur : $e/10 = 1,2 \text{ m}$
Largeur : $e - (2e/4) = 6 \text{ m}$

- Zone H : Longueur : $(e/2) - 1,2 = 4,8\text{m}$
Largeur : $b = 16\text{m}$
- Zone I : Longueur: $16 - e/2 = 10\text{ m}$
Largeur : $b = 16\text{ m}$

- Calcul des coefficients de pressions intérieurs :

On utilisera les valeurs extrêmes : $C_i = -0,5$ et $C_i = +0,3$.

| Toiture | | | | | |
|---------|----------|----------|-------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Zone | c_{pe} | c_{pi} | $C_{pe} - c_{pi}$ | qh (daN/m ²) | ph (daN/m ²) |
| A | - 1 | + 0,8 | - 1,8 | 113,62 | - 204.525 |
| | | - 0,5 | - 0,5 | 113,62 | - 56,81 |
| B | - 0,8 | + 0,8 | - 1,6 | 113,62 | - 181,8 |
| | | - 0,5 | - 0,3 | 113,62 | - 34.087 |
| D | + 0,8 | + 0,8 | 0 | 113,62 | 0 |
| | | - 0,5 | 1,3 | 113,62 | + 147,712 |
| E | - 0,3 | + 0,8 | - 1,1 | 113,62 | - 124,987 |
| | | - 0,5 | 0,2 | 113,62 | + 22,724 |
| F | - 1,6 | + 0,8 | - 2,4 | 113,62 | - 272.688 |
| | | - 0,5 | - 1,1 | 113,62 | - 124.982 |
| G | - 1,1 | + 0,8 | - 1,9 | 113,62 | - 215,878 |
| | | - 0,5 | - 0,6 | 113,62 | - 68.172 |
| H | - 0,7 | + 0,8 | - 1,5 | 113,62 | - 170.43 |
| | | - 0,5 | - 0,2 | 113,62 | - 22,724 |
| I | - 0,2 | + 0,8 | - 1 | 113,62 | - 113,62 |
| | | - 0,5 | 0,3 | 113,62 | + 34.086 |
| | + 0,2 | + 0,8 | - 0,6 | 113,62 | - 68.172 |
| | | - 0,5 | 0,7 | 113,62 | + 79,534 |

Tableau II-10 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de long-pan.

- Calcul de la force de frottement F_{fr} :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire total de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinée 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). **RNV 2013**

Condition à vérifier :

$$2(d \times h_c) \leq 4(2b \times h_c)$$

Sense V1 :

$$d = 12\text{ m} , b = 16\text{ m} , h = 16,3\text{ m}$$

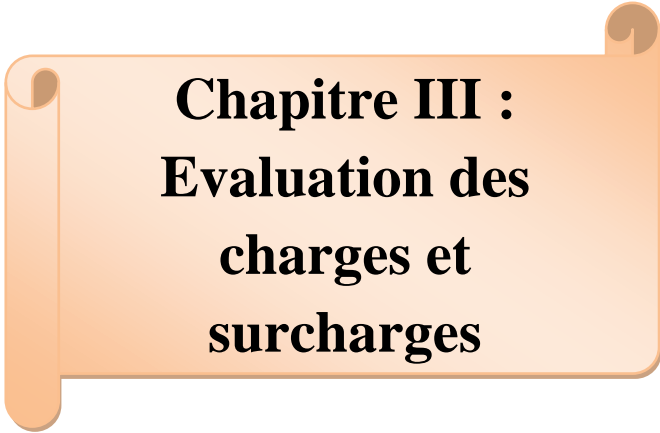
$$2 (12 \times 16,3) = 391,2\text{ m}^2 < 4 (2 \times 16 \times 16,3) = 2086,4\text{ m}^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

Sense V2 :

$$d = 16\text{ m} , b = 12\text{ m} , h = 16,3\text{ m}$$

$$2 (16 \times 16,3) = 521,6\text{ m}^2 < 4 (2 \times 16 ,3 \times 12) = 1564,80\text{ m}^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

Les forces de frottement sur les parois peuvent donc être négligées.

An orange scroll graphic with a light-to-dark gradient, featuring a vertical strip on the left and a small circular tab on the top right. The text is centered on the scroll.

**Chapitre III :
Evaluation des
charges et
surcharges**

III.1- Introduction:

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, ainsi que les effets thermiques et climatiques. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Les normes qui fixent les valeurs des charges sont inscrits dans le règlement technique DTRB.C2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».

Les différentes charges et surcharges agissantes sont:

- Les charges permanentes (G)
- Les surcharges d'exploitation (Q)

III.2- Charges permanentes :

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs

III.2.1- Plancher terrasse inaccessible :

| L'élément | Epaisseur (cm) | Poids volumique (daN /m ³) | La charge (daN /m ²) |
|-----------------------------|----------------|--|----------------------------------|
| Couche de gravillon | 5 | 1700 | 85 |
| Etanchéité multi couches | 2 | 600 | 12 |
| Forme en pente | 5 | 2200 | 110 |
| Isolation thermique (liège) | 4 | 400 | 16 |
| Dalle en béton armé | 12 | 2500 | 300 |
| Faux plafond | 1 | 1000 | 10 |
| Tôle d'acier nervurée(TN40) | | | 12 |
| Solive | | | PS |

$$G_{pt} = 545 \text{ daN/ m}^2 + p_s$$

Tableau III.1: charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

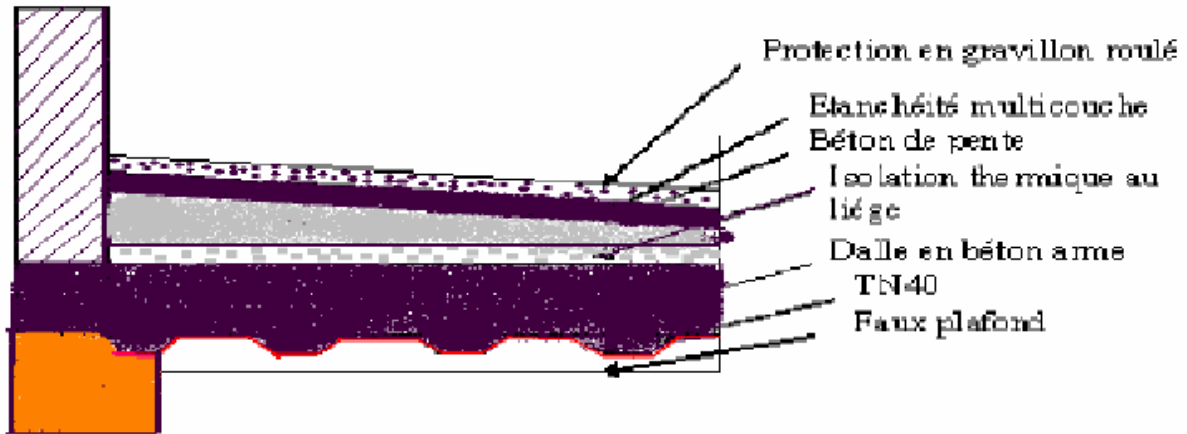


Figure III-1 : plancher terrasse

III.2.2. Plancher étage courant :

| L'élément | Epaisseur (cm) | Poids volumique (daN /m ³) | La charge (daN /m ²) |
|-----------------------------|----------------|--|----------------------------------|
| Revêtement en carrelage | 2 | 2000 | 40 |
| Mortier de pose | 2 | 2000 | 40 |
| Couche de sable | 2 | 1800 | 36 |
| Dalle en béton armé | 12 | 2500 | 300 |
| Faux plafond | 1 | 1000 | 10 |
| Isolation thermique | 4 | 400 | 16 |
| Tôle d'acier nervurée(TN40) | | | 12 |
| Solive | | | PS |

$$G_{pec} = 454 \text{ daN/ m}^2 + p_s$$

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

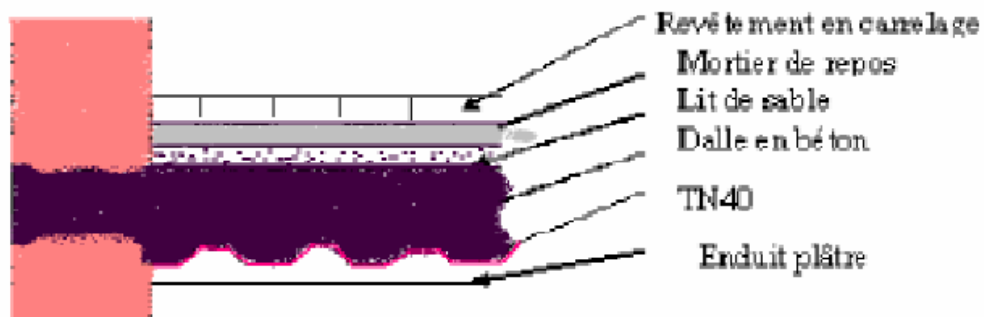


Figure III-2 : plancher d'étage courant

III.2.3- Les façades :

- Murs extérieurs :

| L'élément | Epaisseur (cm) | La charge (dan / m ²) |
|-------------------|----------------|-----------------------------------|
| Mortier de ciment | 2 | 36 |
| Brique creuse | 10 | 90 |
| Brique creuse | 15 | 130 |
| Enduit plâtre | 2 | 20 |

G= 276 dan / m²

Tableau III. 3: charges permanentes des murs extérieurs

- Murs intérieur :

| L'élément | Epaisseur (cm) | La charge (daN/m ²) |
|-------------------------|----------------|---------------------------------|
| Enduit plâtre intérieur | 2 | 20 |
| Brique creuse | 10 | 90 |
| Enduit plâtre extérieur | 2 | 20 |

G= 130 daN / m²

Tableau III.4 : charges permanentes des murs intérieures.

III.2.4- L'acrotère:

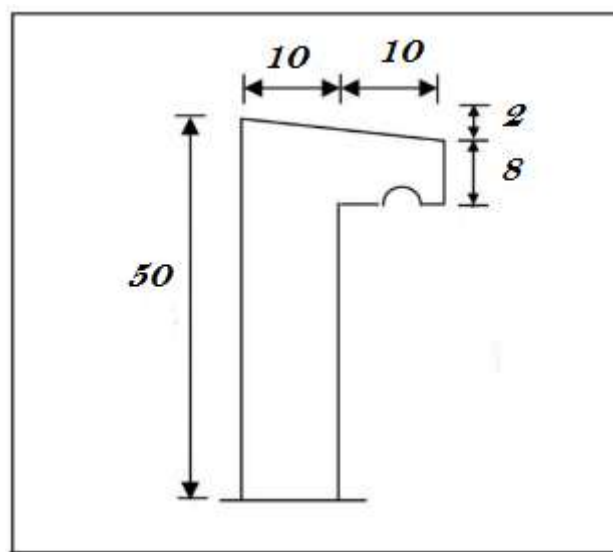


Figure III-3 : Vue de l'acrotère

La charge de l'acrotère est donnée par : $G = \gamma_b \times S$

Avec :

γ_b : poids volumique du béton = 2500 daN/m^3

S: surface de l'acrotère

D'où:

$$G = 2500 \times [(0,1 \times 0,50) + (0,1 \times 0,1) - (0,1 \times 0,02/2)]$$

$$G = 147.5 \text{ daN}$$

III.2.5- Les escaliers :

a) volée:

| L'élément | Epaisseur (cm) | La charge (daN/m ²) |
|----------------------|----------------|---------------------------------|
| Tôle striée | 8 | 72 |
| Mortier de pose | 2 | 36 |
| Revêtement carrelage | 2 | 40 |

$$G = 148 \text{ daN/ m}^2$$

Tableau III.5 : charges permanentes de la volée.

b) Palier:

| L'élément | Epaisseur (cm) | La charge (daN/m ²) |
|------------------------|----------------|---------------------------------|
| Tôle TN40 | | 12 |
| Dalle en Béton | 12 | 300 |
| Mortier de pose | 2 | 36 |
| Revêtement (carrelage) | 2 | 40 |

$$G = 388 \text{ daN/ m}^2$$

Tableau III.6 : charges permanentes du palier.

III.3- Charges variables :

Elles ont une intensité qui varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps.

III.3.1 -Charges d'exploitations :

Elles Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquente l'immeuble. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de

l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR.C2.2 (« Charges permanentes et charges d'exploitations »).

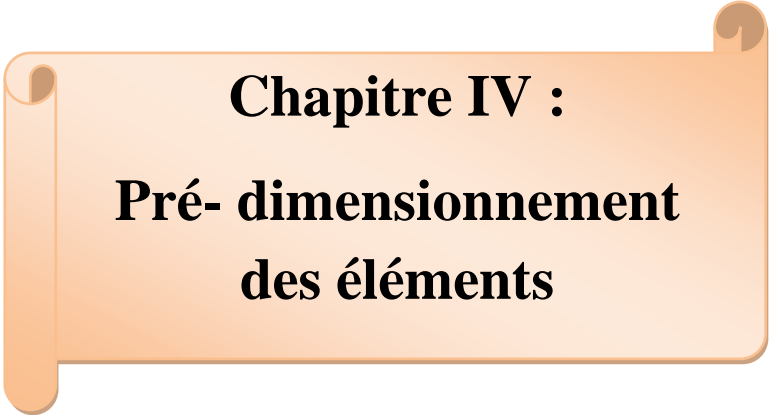
- Plancher terrasse inaccessible..... $Q_T=100 \text{ kg/m}^2$
- Plancher étage courant..... $Q_{EC}=150 \text{ kg/m}^2$
- Escalier..... $Q_E=250 \text{ kg/m}^2$
- Acrotère..... $Q_A 100 \text{ kg/m}^2$

III.3.2- Surcharges climatiques :

Ce sont les charges de la neige et du vent calculées au chapitre précédent.

III.3.3- Effet de la température :

La longueur de notre construction est inférieure à 50m, donc ce n'est pas nécessaire de tenir compte de l'effet de la température.

An orange scroll graphic with a white background, featuring a vertical strip on the left side and a small circular tab on the top right corner. The text is centered on the white background.

Chapitre IV :
Pré- dimensionnement
des éléments

IV.1- Introduction :

Le pré-dimensionnement de l'ossature d'un bâtiment a pour but d'établir de façon assez directe les dimensions des éléments structuraux proches des dimensions finales.

IV.2- Règles empiriques de pré-dimensionnement :

Les règles ci-dessous servent au pré-dimensionnement des éléments porteurs principaux des charpentes métalliques de halles et bâtiments .elles donnent, pour les éléments fléchis, la hauteur h de la section transversale en fonction de sa portée l, et pour les éléments tendus ou comprimés, l'élanement $\lambda_k = \frac{l_k}{i}$.

| Halle industrielle | |
|--|--|
| Panne continue de toiture en profilé laminé | $h \cong \frac{l}{40}$ |
| Panne continue de toiture en profilé formé à froid | $h \cong \frac{l}{30}$ |
| filière continue de façade en profilé laminé | $h \cong \frac{l}{40}$ |
| Traverse de façade en profilé laminé | $h \cong \frac{l}{30}$ |
| Traverse de carde en profilé laminé | $h \cong \frac{l}{30}$ |
| traverse de carde en profil composé à âme pleine | $h \cong \frac{l}{15} \text{ à } \frac{l}{25}$ |
| Ferme à treillis de hauteur constante | $h \cong \frac{l}{12}$ |
| Ferme à treillis de forme triangulaire | $h \cong \frac{l}{4} \text{ à } \frac{l}{6}$ |
| Montant de carde en profilé laminé | Profilé HE de même aire de section que la traverse |
| Poteau en profilé laminé | Profilé HE d'élanement $\lambda_k \leq 50$ |
| Diagonale de contreventement triangulée | Profilé HE d'élanement $\lambda_k \leq 250$ |
| Bâtiment | |
| Dalle mixte avec tôle profilé | $d \cong \frac{l}{32}$ (d : hauteur statique) |
| Solive en profilé laminé | $h \cong \frac{l}{30}$ |
| Sommier en profilé laminé | $h \cong \frac{l}{20} \text{ à } \frac{l}{25}$ |
| Poteau en profilé laminé | Profilé HE d'élanement $\lambda_k \leq 25$ |

IV.3- Pré-dimensionnement des solives:

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple. Leur écartement est pratiquement déterminé par l'équation suivante :

$$0.7m \leq L \leq 1.50m$$

Leur écartement varie de 0.70m à 1.50m, suivant la nature du support de plancher, et la destination des locaux (bureaux ou habitation).

Longueur de la poutre principale $L_{max} = 6m$

$$\text{Donc } e = \frac{6}{6} = 1m$$

On opte pour un écartement de $e = 1 m$ et avec un nombre de solive de $n = 5$

En utilisant le tableau ci-dessus on a :

$$H \cong \frac{l}{30} \cong \frac{450}{30} \cong 15 \text{ cm} \rightarrow \text{soit un IPE 160.}$$

Les caractéristiques de l'IPE 160 sont données dans le tableau ci-dessous :

| <i>Solive : IPE 160</i> | | | | | | |
|-------------------------|----------------------|------------------------|------------------------|--------------------------|--------------------------|---|
| <i>G (kg/m)</i> | <i>h (mm)</i> | <i>b (mm)</i> | <i>d (mm)</i> | <i>t_w(mm)</i> | <i>t_f(mm)</i> | <i>A(mm² x 10²)</i> |
| 15,8 | 160 | 82 | 127.2 | 5,0 | 7,4 | 20,1 |
| <i>I_y</i> | <i>I_z</i> | <i>W_{ply}</i> | <i>W_{plz}</i> | <i>i_y</i> | <i>i_z</i> | <i>r</i> |
| 869 | 68,3 | 124 | 26,1 | 6,58 | 1,84 | 9,0 |

Tableau IV-1 : Caractéristiques de l'IPE 160.

IV.4- pré -dimensionnement des poutres secondaires :

D'après les règles empiriques, pour les sommiers en profilé laminé on a :

$$\frac{l}{25} \leq h \leq \frac{l}{20} \rightarrow 180 \text{ mm} \leq h \leq 225\text{mm} \rightarrow \text{soit un IPE 200}$$

On désigne par : L : portée de la poutre secondaire.

Les caractéristiques de l'IPE200 sont données dans le tableau ci-dessous :

| <i>poutres secondaires: IPE200</i> | | | | | | |
|------------------------------------|----------------------|------------------------|------------------------|--------------------------|--------------------------|---|
| <i>G (kg/m)</i> | <i>h (mm)</i> | <i>b (mm)</i> | <i>d (mm)</i> | <i>t_w(mm)</i> | <i>t_f(mm)</i> | <i>A(mm² x 10²)</i> |
| 22,4 | 200 | 100 | 159,0 | 5,6 | 8,5 | 28,5 |
| <i>I_y</i> | <i>I_z</i> | <i>W_{ply}</i> | <i>W_{plz}</i> | <i>i_y</i> | <i>i_z</i> | <i>r</i> |
| 1943 | 142 | 221 | 44,6 | 8,26 | 2,24 | 12,0 |

Tableau IV-2 : Caractéristiques de l'IPE 200.

IV.5- pré -dimensionnement des poutres principales :

Les poutres sont des éléments principaux horizontaux des portiques métalliques, elles travaillent essentiellement à la flexion simple sous les charges verticales.

D'après les règles empiriques, pour les sommiers en profilé laminé on a :

$$\frac{l}{25} \leq h \leq \frac{l}{20} \rightarrow 240 \text{ mm} \leq h \leq 300 \text{ mm} \rightarrow \text{soit un IPE 300}$$

Les caractéristiques de l'**IPE300** sont données dans le tableau ci-dessous :

| poutres principales : IPE300 | | | | | | |
|-------------------------------------|----------------------|------------------------|------------------------|--------------------------|--------------------------|---|
| G (kg/m) | h (mm) | b (mm) | d (mm) | t_w(mm) | t_f(mm) | A(mm² x 10²) |
| 42,2 | 300 | 150 | 248,6 | 7,1 | 10,7 | 53,8 |
| I_y | I_z | W_{ply} | W_{plz} | i_y | i_z | r |
| 8356 | 604 | 628 | 125 | 12,5 | 3,35 | 15,0 |

Tableau IV-3 : Caractéristiques de l'IPE 300.

IV.6- pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont les éléments verticaux de la structure permettant la transmission des charges aux fondations. Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on prend le poteau le plus sollicité.

Généralement, les sections des poteaux sont des HEA ou HEB car ils ont une inertie importante dans les deux sens, de plus ils sont pratiques pour les assemblages.

Le poteau le plus sollicité est le poteau central : $S = 6 \times 4.5 = 27 \text{ m}^2$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \leq 25 \rightarrow i_y \geq \frac{l_f}{25} \rightarrow i_y \geq \frac{326 \times 0.5}{25} \rightarrow i_y \geq 6.52 \text{ cm}$$

On prend un **HEA 300** avec : $i_y = 12,74 \text{ cm}$

1. Vérification du poteau :

a) Calcul des charges :

➤ **Plancher terrasse:**

- **La surface:**

$$S = 6 \times 4.5 = 27 \text{ m}^2$$

- **Poids des solives :**

$$G_s = P_s \times l \times n = 15.8 \times 4.5 \times 5 = 355.5 \text{ daN}$$

- **Poids des poutres principales :**

$$G_{pp} = P_{pp} \times l \times n \text{ GPP} = 42,2 \times 6 \times 1 = 253.2 \text{ daN}$$

- **Poids des poutres secondaires :**

$$G_{ps} = P_{ps} \times l \times n \text{ GPP} = 22,4 \times 4.5 \times 1 = 100.8 \text{ daN}$$

- **Poids propre du poteau :**

$$G_{pot} = 88,3 \times 3,26 = 287.85 \text{ daN}$$

- **Poids du plancher terrasse :**

$$G_t = 545 \times 27 = 14715 \text{ daN}$$

- **Charge de la neige:**

$$S = 27 \times 13.44 = 362.88 \text{ daN}$$

- **Charge d'exploitation terrasse :**

$$Q = 100 \times 27 = 2700 \text{ daN}$$

Donc :

$$N_t = 1.35 (G_s + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot} + G_t) + 1.5 (Q + S)$$

$$N_t = 1.35 (355.5 + 253.2 + 100.8 + 287.8 + 14715) + 1.5 (2700 + 362.88)$$

$$N_t = 25805.8 \text{ daN}$$

➤ **Plancher étage courant :**

- **La surface:**

$$S = 6 \times 4.5 = 27 \text{ m}^2$$

- **Poids des solives :**

$$G_s = P_s \times l \times n = 15.8 \times 4.5 \times 5 = 355.5 \text{ daN}$$

- **Poids des poutres principales :**

$$G_{pp} = P_{pp} \times l \times n \text{ GPP} = 42,2 \times 6 \times 1 = 253.2 \text{ daN}$$

- **Poids des poutres secondaires :**

$$G_{ps} = P_{pp} \times l \times n \text{ GPP} = 22,4 \times 4.5 \times 1 = 100.8 \text{ daN}$$

- **Poids propre du poteau :**

$$G_{pot} = 88,3 \times 3,26 = 287.85 \text{ daN}$$

- **Poids de l'étage courant :**

$$G_t = 454 \times 27 = 9558 \text{ KN}$$

- **Charge d'exploitation étage courant :**

$$Q = 150 \times 27 = 4050 \text{ daN}$$

Donc :

$$N_c = 1.35 (G_s + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot} + G_t) + 1.5 (Q)$$

$$N_c = 1.35 (355.5 + 253.2 + 100.8 + 287.85 + 12258) + 1.5 (4050)$$

$$N_c = 23969.7 \text{ daN}$$

a) Calcul de N_{sd} :

$$N_{sd} = N_t + 4 N_c = 25805.8 + 4 \times 23969.7 = 121684.6 \text{ daN}$$

b) Calcul des élancements moyens λ_y et λ_z :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{326 \times 0.5}{12.74} = 12.79 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{326 \times 0.5}{7.49} = 21.76 \text{ cm}$$

c) Calcul de l'élancement réduit λ :

$$\lambda = \pi(E/F_y)^{0.5} = 93.9 \text{ Est l'élancement Eulérien}$$

$$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta} = \frac{12.79}{93.9} \sqrt{1} = 0.13$$

$$\lambda_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta} = \frac{21.76}{93.9} \sqrt{1} = 0.23$$

$$\lambda_{max} = \lambda_z = 0.23 > 0.13 \dots\dots\dots \text{(Il y'a risque de flambement)}$$

d) Vérification du risque de flambement:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{min} \times \beta_A \times A \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

- β_A : Coefficient qui tient compte de la classe de la section $\beta_A = 1$ pour la section de classe 1
- χ_{min} : est le facteur de réduction pour le mode de flambement considéré.
- $A = 11250 \text{ mm}^2$
- $\gamma_{m1} = 1.1$ est le coefficient partiel de sécurité du matériau pour la résistance au flambement.

| Limites | Axe de flambement | Courbe de flambement |
|---|-------------------|----------------------|
| $\frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0.96 \leq 1$ | y-y | b |
| $t_f = 14 \leq 100 \text{ mm}$ | z-z | C |

Tableau IV-4 : Légende pour choisir la courbe de flambement.

Courbe de flambement b pour l'axe y-y. Ce qui nous donne : $\chi_y = 1$

Courbe de flambement c pour l'axe z-z. Ce qui nous donne : $\chi_z = 0,9847$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{min} \times \beta_A \times A \times F_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0,9847 \times 1 \times 112.5 \times 2350}{1.1} = 236663.69 \text{ daN}$$

$N_{sd} < N_{b,Rd} \rightarrow$ Donc le poteau est vérifié au flambement.

La résistance nominale au flambement de l'élément est supérieure à la charge appliquée le poteau est donc vérifiée au flambement.

IV-7- Conclusion :

Après avoir terminé le pré-dimensionnement des éléments et avoir fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments étudiés les profils suivants :

- Solives : **IPE 160**
- Poutres principale : **IPE 300**
- Poutres secondaires : **IPE 200**
- Poteaux : **HEA 300**

An orange scroll graphic with a light-to-dark gradient, featuring a rolled-up top edge and a hanging bottom edge. The text is centered on the scroll.

Chapitre V :
Etude du plancher
mixte

V-1- Introduction :

Dans ce chapitre, nous avons étudié une dalle mixte (acier-béton), avec dalle collaborant, qui est un élément de construction des bâtiments métalliques à ossature mixte. Elle est composée d'une tôle nervurée sur laquelle on coule une dalle en béton comportant un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de la température. La dalle est dite collaborant, car elle participe à l'inertie globale du plancher et à la stabilité de la structure, ce qui impose qu'elle soit liaisonnée avec la structure porteuse.

Vu les charges que doivent supporter ces dalles nous devons effectuer des calculs pour la réalisation et la vérification de la résistance de cette dernière.

Pour notre structure on a choisi de réaliser notre plancher mixte en utilisant la tôle TN 40.

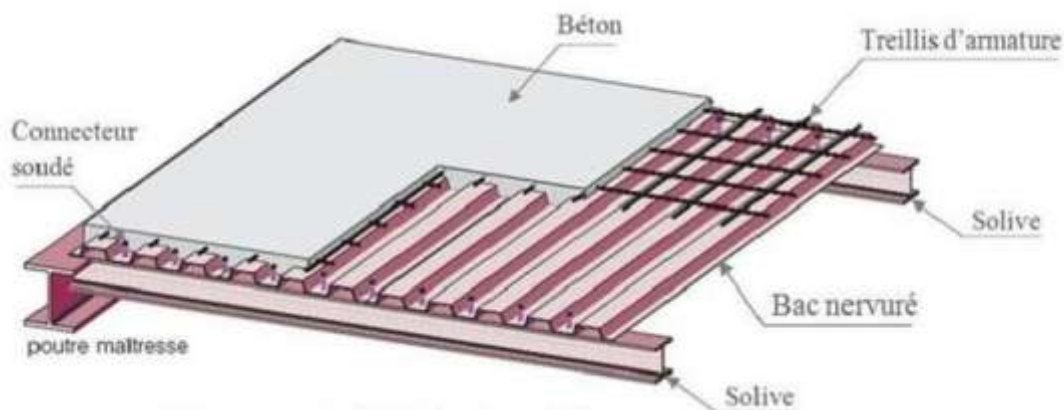


Figure V-1 : Eléments constructifs d'un plancher mixte.

V-2- Avantages des dalles mixtes :

Les poutres en I ou H reliées à une dalle de plancher au moyen des connecteurs procurent également une meilleure résistance au feu et présentent une capacité portante plus importante par rapport aux autres dalles.

L'avantage le plus important du comportement mixte est la réduction des flèches et l'augmentation de la rigidité des poutres résultantes.

V-3- Etude du plancher mixte à dalle collaborant:

L'étude de ce type de plancher se fait par deux vérifications :

- Vérification au stade de construction.
- Vérification au stade définitif.

Caractéristique de la tôle profilée :

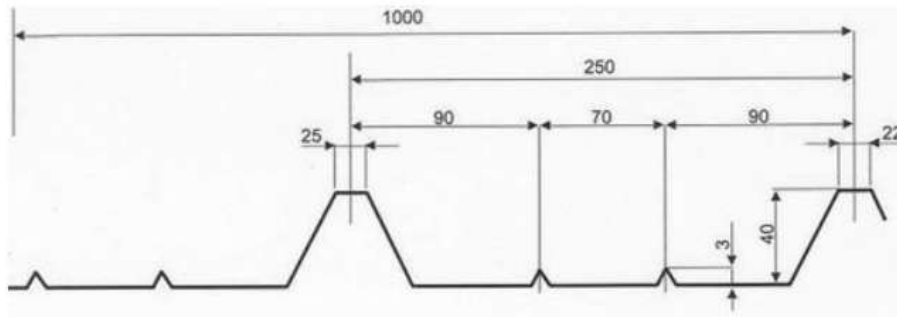


Figure V-2: Dimension de la TN40.

| Hauteur des nervures (mm) | Nombre des nervures par bac (mm) | Espacement des nervures (mm) | Epaisseur de tôle (mm) | Poids (KN/m ²) |
|---------------------------|----------------------------------|------------------------------|------------------------|----------------------------|
| 40 | 5 | 250 | 1 | 0.12 |

Tableau V-1: Caractéristiques du bac d’acier TN40.

V-4- Etude des solives (IPE160) :

V-4-1- Vérification au stade de construction (avant la prise du béton):

Le stade de construction correspond au moment de bétonnage de la dalle, quant le béton n’as pas encore fait prise et les vérifications a l’ELU et à l’ELS doivent être effectuées pour la poutre métallique où seule assure la résistance.

V-4-1-1-Evaluation des charges :

A- Charges et surcharges :

À ce stade il faut tenir compte des charges suivantes :

| Chargement | Charge linéique sur le plancher terrasse Par mètre de largeur |
|--|---|
| GB béton du plancher GB = 2500 daN/m ² GP de la tôle TN40 GP = 12 daN/m ² Gs solive Gs = 15.8 daN/m ² | GB = 2500 × 0.12 × 1 = 300 daN/m Gp = 12 × 1 = 12 daN/m GS = 15,8 daN/m |
| GT = 327.8 daN/m | |
| Charge d’exploitation Q = 100 daN/m | Q = 100 × 1 = 100 daN/ m |
| Q = 100 daN/m | |

Tableau V-2 : Evaluation des charges.

B- Combinaison de charge :

ELU : $1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 327.8 + 1.5 \times 100 = 592.53 \text{ daN /m}$

ELS: $G = 327.8 \text{ daN/m}$

C- Vérifications à la résistance :

a. Détermination de la classe de la section (IPE 160) :

On lit dans le tableau des produits sidérurgiques des IPE la classe de la section (IPE160) a la flexion simple .

l'IPE160 est de classe 1

b. Vérification de l'effort de tranchant :

➤ **Vérification à l'ELU :**

On doit vérifier la condition suivante:

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

- $V_{sd} = \frac{ql}{2}$ → la valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section.

- $V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$ → la résistance plastique au cisaillement de la section.

AN :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{592.53 \times 4.5}{2} = 1333.19 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - [(2b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f]$$

$$A_v = 20.1 \times 10^2 - [(2 \times 82 \times 7.4) + (5 + 2 \times 9) \times 7.4]$$

$$A_v = 9.66 \text{ cm}^2 = 966.6 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPA} \quad \gamma_{m0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{9.66 \times 2350}{1.1 \sqrt{3}} = 11914.9 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1333.19 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 11914.9 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

c. Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier la condition suivante:

- $M_{sd} = \frac{ql^2}{8}$ → la valeur de calcul du moment fléchissant de la section

- $M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}}$ → le moment de résistance plastique de la section

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{592.53 \times 4.5^2}{8} = 1499.841 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 124}{1.1} = 26490.9 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 1499.84 \text{ daN.m} \leq M_{plRd} = 26490.9 \text{ daN.m} \dots\dots\dots(\text{Condition vérifiée})$

D- Vérification à l'ELS :

$$\delta_{vmax} = \frac{L}{250} = \frac{450}{250} = 1.8 \text{ cm}$$

$$f_1 = \frac{5ql^4}{384 EI} = \frac{5 \times 327.8 \times 450^4 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 869} = 0.95 \text{ cm}$$

$f_1 = 0.95 \text{ cm} \leq \delta_{vmax} = 1.8 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{Condition vérifiée})$

→ L' **IPE 160** est vérifiée au stade de montage

E-Vérification au déversement :

Notre plancher est collaborant, la tôle soudée sur les solives joue le rôle d'appuis latéral ce qui empêche le déversement.

→ L' **IPE160** est vérifié au stade de montage.

V-4-2- Vérification au stade final (après la prise du béton) :

Par opposition au stade de montage, les vérifications doivent être effectuées après le durcissement du béton pour la dalle mixte qui assure la résistance.

V-4-2-1- Plancher étage courant :

Pour le plancher terrasse l'épaisseur de la dalle est de **12 cm** et le profilé **IPE160**.

A- Evaluation des charges :

Charges et surcharges :

| Charge Permanente | |
|-------------------------------------|------------------------------------|
| Faux plafond en plaque plâtre (1cm) | 10 daN/m ² |
| Solive en profilé métallique | 15.8 daN/m |
| TN40 | 12 daN/m ² |
| Dalle en B.A (12 cm) | 0.12×2500= 300 daN/m ² |
| Isolation thermique du liège (4cm) | 0.04× 400 = 16 daN/m ² |
| Revêtement en carrelage (2cm) | 0.02×20×100= 40 daN/m ² |
| Mortier de ciment | 0.02×20×100= 40 daN/m ² |
| Sable | 0.02×1800= 36 daN/m ² |
| GT = 469.8 daN/m² | |
| Q = 150 daN/m² | |

Tableau V-3 : Evaluation des charges.

B- Combinaison de charge :

ELU : $1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 469.8 + 1.5 \times 150 = 859.23 \text{ daN /m}$

ELS : $G + Q = 469.8 + 150 = 619.8 \text{ daN/m}$

C- Caractéristique de la dalle mixte :

a. Calcul de la largeur participante de la dalle en béton (b_{eff})

$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \rightarrow b_{e1} = b_{e2}$

$b_e = \min\left(\frac{L}{8}; b_i\right)$

Avec : $L_0=L= 4.5 \text{ m}$: la longueur de la solive

$e = 1 \text{ m}$ entres axes des solives

$e = 1 \text{ m} \rightarrow b_e = \frac{e}{2} = \frac{1}{2} = 0,5 \text{ m}$

$b_e = \min\left(\frac{L}{8}; b_i\right) = \min(0.56 ; 0.5) = 0,5\text{m}$

$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} = 2 \times 0,5 = 1 \text{ m}$

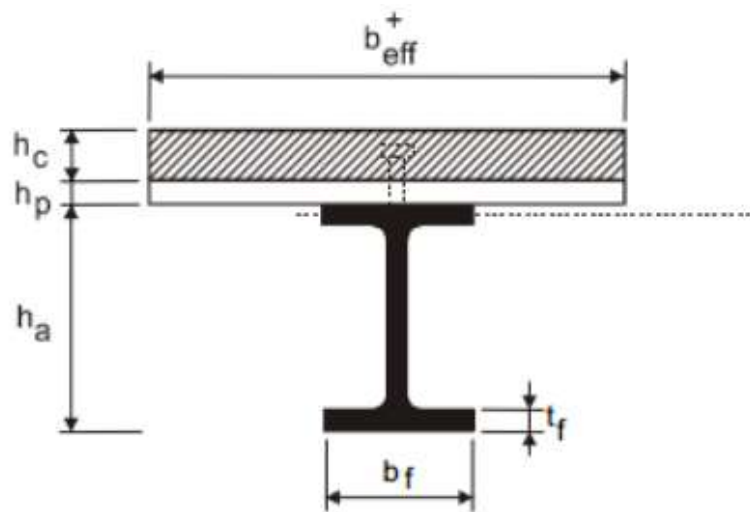


Figure V-3 : La largeur participante de la dalle en béton (b_{eff}).

b. Calcul de la section équivalente acier-béton :

$S = A + \frac{B}{n}$

Avec:

A : section de l'IPE160 ; $A = 20.1 \text{ cm}^2$

B : section de la dalle en béton ; $B = t \times b_{eff} \rightarrow B = 12 \times 100 = 1200 \text{ cm}^2$

n: coefficient d'équivalence $n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2.1 \times 10^6}{1.4 \times 10^5} = 15$

Donc :

$$S = 20.1 + \frac{800}{15}$$

$$S = 100.1 \text{ cm}^2$$

D- Vérifications à l'ELU :

a) vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante:

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{859.23 \times 4.5}{2} = 1933.26 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - [(2b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f]$$

$$A_v = 20.1 \times 10^2 - [(2 \times 82 \times 7.4) + (5 + 2 \times 9) \times 7.4]$$

$$A_v = 9.66 \text{ cm}^2 = 966.6 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPA} \quad \gamma_{m0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{9.66 \times 2350}{1.1 \sqrt{3}} = 11914.9 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1933.26 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 11914.9 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

b) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{859.23 \times 4.5^2}{8} = 2174.92 \text{ daN.m}$$

Calcul de la distance de l'axe neutre plastique a la fibre supérieure du béton (z)

- Résistance de la section en acier :

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 20,1 \times \frac{2350}{1.1} = 42940.9 \text{ daN}$$

- Résistance de la section du béton :

$$F_b = b e f \times hc \left(0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

Avec :

hc : hauteur de la dalle seule

$$\triangleright h_c = h - h_p = 120 - 40 = 80 \text{ mm}$$

$$F_b = 1000 \times 8 \times \left(0.85 \times \frac{25}{1.5} \right) = 113333.3 \text{ daN}$$

➤ $F_b > F_a$ donc l'axe neutre se situe dans la dalle en béton.

$$F_b > F_a \rightarrow Z = \frac{A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}}{b_{eff} \times (0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c})} \leq h_c$$

Avec:

F_a : résistance plastique du profilé en traction.

F_b : résistance plastique de la dalle de compression.

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2 ; f_{ck} = f_{c28} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$Z = \frac{20.1 \times 10^2 \times \frac{235}{1.1}}{1000 \times (0.85 \times \frac{25}{1.5})} = 30.31 \text{ mm} = 3.031 \text{ cm}$$

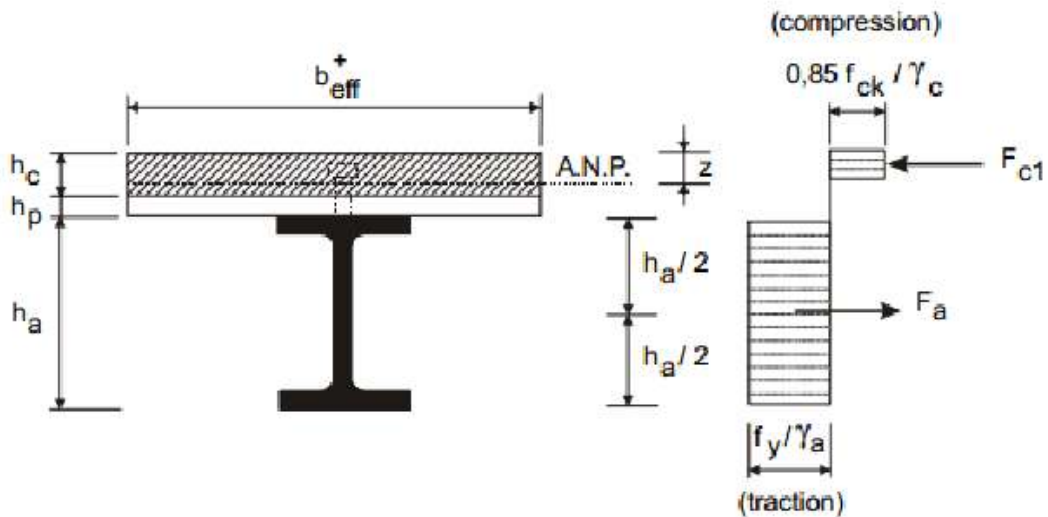


Figure V-4 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive)

Le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{pl,Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right) = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right)$$

$$M_{pl,Rd} = (20.1 \times 10^2 \times \frac{235}{1.1}) \times \left(\frac{16}{2} + 0.4 + 8 - \frac{3.031}{2} \right) = 6391.53 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

E- Condition à vérifier :

$$f_{max} < f_{adm}$$

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique est :

$$I = I_A + Ad^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

Avec :

I_A : inertie propre de l'IPE ; $I_A = 869 \text{ cm}^2$

h_c : hauteur de la dalle seul ; $h_c = 8$

I_B : inertie de la section en béton ; $I_B = \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12} = \frac{100 \times 8^3}{12} = 4266.6 \text{ cm}^4$

d : distance du centre de gravité du profilé (GA) à l'axe neutre élastique qui sera calculé en égalisons les moments statiques de la dalle en béton et le profilé.

$$Ad = \frac{B}{n} \left(t + \frac{h}{2} \right) \cdot d \rightarrow d = \frac{\frac{b_{eff} \times h_c}{n} \times \frac{t+h}{2}}{A + \frac{b_{eff} \times h_c}{n}}$$

$$d = \frac{\frac{100 \times 8}{15} \times \frac{12+16}{2}}{20.1 + \frac{100 \times 8}{15}} = 14.52 \text{ cm}$$

$$d = 14.52 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_y = 869 + 20.1 \times 14.52^2 + \frac{4266.6}{15} + \frac{100 \times 8}{15} \left(\frac{12+16}{2} - 14.52 \right)^2$$

$$I_y = 5405.5 \text{ cm}^4$$

$$f_2 = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \times 619.8 \times 10^{-2} \times 450^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 5405.5} = 0.29 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{450}{250} = 1.8 \text{ cm}$$

$$f_2 = 0.29 \text{ cm} < f_{adm} = 1.8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

F- Calcul des contraintes dans la section mixte :

G- Calcul de $W_{pl,y}$:

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{pl,y} = \frac{M_{pl,rd}}{\frac{f_y}{\gamma_{m0}}} = \frac{6331.63 \times 10^4}{\frac{235}{1.1}} \times 10^{-3}$$

$$W_{pl,y} = 296.37 \text{ cm}^4$$

a. Dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{sd}}{n \times W_{pl,y}} = \frac{2174.92 \times 10^4}{15 \times 296.37 \times 10^3} = + 4.89 \text{ MPa}$$

b. Dans l'acier :

$$\sigma_{ar} = - \frac{M_{sd}}{W_{pl,y}} = \frac{2174.92 \times 10^4}{296.37 \times 10^3} = - 73.38 \text{ MPa}$$

V-4-2-2- Plancher terrasse :

Pour le plancher terrasse l'épaisseur de la dalle est de 12 cm et le profilé IPE 160.

A- Evaluation des charges :

a. Charges permanentes :

| Type | Charge permanentes |
|-------------------------------------|------------------------------------|
| Faux plafond en plaque plâtre (2cm) | 1×10 = 10 daN/m ² |
| Etanchéité multicouche (5cm) | 0.02 ×600= 12 daN/m ² |
| TN40 | 12 daN/m ² |
| Dalle en B.A (12 cm) | 0.12×2500 = 300 daN/m ² |
| Isolation thermique du liège (4cm) | 0.04× 400 = 16 daN/m ² |
| Protection gravier roulée (5cm) | 0.05 ×1700 = 85 daN/m ² |
| Forme de pente en béton (5cm) | 0.05×2200= 110 daN/m ² |
| Solive en profilé métallique | 15.8 |
| G= 560.8 daN/m | |

Tableau V-4 Evaluation des charges.

b. Charges variables:

Charge d'exploitationQ = 100 x1=100 daN/ m

Combinaison de charge

ELU : 1.35G+1.5N+1.5×0.67Q = 1.35×560.8+1.5×13.44+1.5×0.67×100 = **877.74 daN /m**

ELS : G +N + 0.67Q = 560.8+ 13.44 + 0,67×100 = **641.24 daN/m**

B- vérification à L'ELU :

a. Vérification de l'effort de tranchant :

On doit vérifier la condition suivante:

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{877.74 \times 4.5}{2} = 1974.9 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - [(2b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f]$$

$$A_v = 20.1 \times 10^2 - [(2 \times 82 \times 7.4) + (5 + 2 \times 9) \times 7.4]$$

$$A_v = 9.66 \text{ cm}^2 = 966.6 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPA} \quad \gamma_{m0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{9.66 \times 2350}{1.1 \sqrt{3}} = 11914.9 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1974.9 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 11914.9 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

b. Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{877.74 \times 4.5^2}{8} = 2221.7 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = (20.1 \times 10^2 \times \frac{235}{1.1}) \times (\frac{16}{2} + 0.4 + 8 - \frac{3.31}{2}) = 6331.63 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

C- Vérification à l'ELS :

- Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique est :

$$I_y = 5405.5 \text{ cm}^4$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{450}{250} = 1.8 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} = \frac{5 \times 877.74 \times 4.5^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 5405.5} = 0.3 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0.3 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1.8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

D- Calcul des contraintes dans la section mixte :

a. Dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{sd}}{n \times W_{pl,y}} = \frac{2221.7 \times 10^4}{15 \times 296.37 \times 10^3} = 4.99 \text{ MPa}$$

b. Dans l'acier :

$$\sigma_{ar} = - \frac{M_{sd}}{W_{pl,y}} = \frac{2221.7 \times 10^4}{296.37 \times 10^3} = -74.96 \text{ MPa}$$

V-4-2-3- Vérification des fissures du béton :

La tôle nervurée dans les planchers mixtes joue le rôle d'armatures tendues et sur laquelle est coulée une couche de béton ferrillée d'un treillis soudé. Une armature minimale disposée sur appui est suffisante lorsque la dalle mixte est dimensionnée comme une série de poutres simplement appuyées.

Cette armature minimale est donnée par :

$$\rho = \frac{A_c}{b \times h_c} \geq 0,2\% \rightarrow A_s = 0,002 \times 1000 \times 75,2 = 150,4 \text{ mm}^2 = 1,504 \text{ cm}^2$$

Le choix du treillis soudé ($\Phi 6$, maille de TLS 150×150 mm, $A_s = 283 \text{ mm}^2$) est fiable.

V-5- Calcul de la connexion acier-béton :

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de béton et l'acier. Ils ont pour but d'empêcher le glissement relatif entre les deux éléments à assembler ainsi leur séparation (le soulèvement de la dalle).

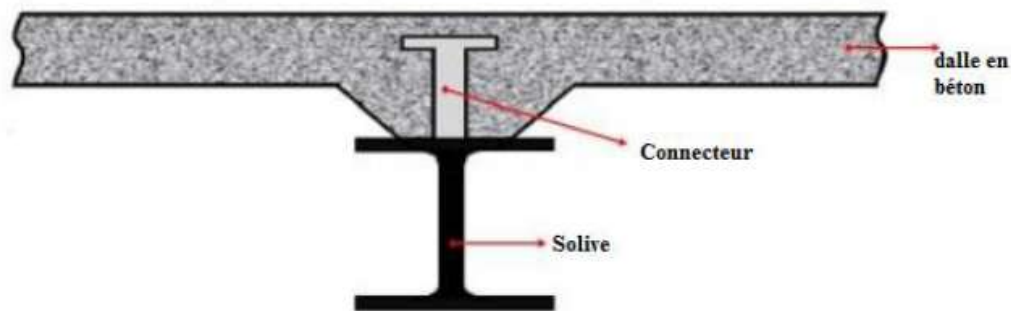


Figure V-5 : La position d'un connecteur.

V-5-1- Les types de connecteurs :

Les connecteurs peuvent être classés en plusieurs catégories

- Equerres en acier façonné à froid : il s'agit de connecteurs souples, fixés sur la poutre métallique par clouage au pistolet. Ils sont utilisés exclusivement pour les poutres mixtes de bâtiments.
- Butées : il s'agit de connecteurs rigides, soudés sur la poutre métallique.
- Goujons à tête : il s'agit de connecteurs souples, soudés sur la poutre métallique avec un pistolet électrique (soudage par résistance) ou plus rarement à l'électrode. L'emploi des goujons à tête est cependant le plus courant grâce à sa facilité et sa rapidité de pose, de plus ces connecteurs ont l'avantage de présenter la même résistance dans toutes les directions.

V-5-2- Choix des dimensions des connecteurs suivant Eurocode 4 :

On choisit des connecteurs de diamètre tel qu'il ne doit pas être inférieur à 1.25 d et la hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à 0.20 d, ni la hauteur minimale inférieure à 0.15 d.

Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre (D) d'au moins 1,5d et d'une hauteur (ht) d'au moins 0,4d et de hauteur totale ($H \geq 4d$), où d : est le diamètre du fût du goujon ($d \geq 16\text{mm}$).

On utilise des goujons en acier de diamètre $d = 16 \text{ mm}$ et de hauteur totale "H = 90 mm".

Dont l'acier a une résistance ultime en traction spécifiée de $f_u=360 \text{ MPA}$.

On adopte alors comme connecteurs des goujons à têtes ductiles de :

$$D = 1.5 \times d = 24 \text{ mm}$$

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$H > 4d$$

$$H > 4 \times 16 = 64 \text{ mm soit } H = 90 \text{ mm}$$

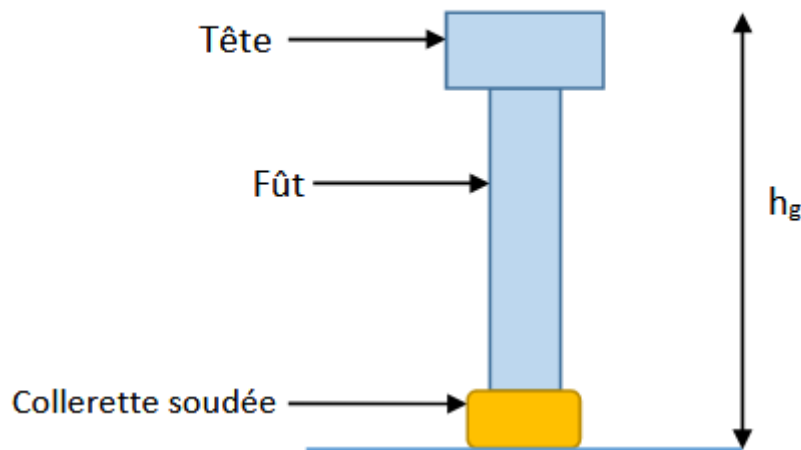


Figure V-6 : schéma d'un goujon.

V-5-3- Calcul du Nombre de connecteurs n :

$$n \geq \frac{V_l}{P_{rd}}$$

Avec :

V_l : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul.

P_{rd} : La résistance de calcul d'un connecteur.

V-5-4- Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur :

Il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement d'un goujon à tête soudée automatiquement avec un bourelet normal à partir de l'une des formules ci-après :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{ll} 0.8 \times f_u \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} & \text{Cisaillement du goujon} \\ 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} & \text{écrasement du béton contre le goujon} \end{array} \right.$$

Avec :

d= 16mm : Le diamètre du fût du goujon.

F_u =360 N/mm²: La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.

F_{ck} =25 Mpa: La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré.

E_{cm} = 22000×(F_{ck}/10)^{0.3} = 29×10³ N/mm²: La valeur moyenne du module sécant du béton

γ_v = **1.25** : Le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime.

$$\frac{h}{d} = \frac{90}{16} = 5,625 > 4 \rightarrow a = 1$$

AN :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times 360 \times \left(\frac{3,14 \times 16^2}{4} \right)}{4 \times 1,25} = 11575.29 \text{ daN} \\ \frac{0,29 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 29 \times 10^3}}{1,25} = 50570.46 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = \min (P_{rd1}, P_{rd2}) = 11575.29 \text{ N}$$

V-5-5- Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal :

$$V_1 = F_{cf} \text{ (EC4 formule 6.6)}$$

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \\ \frac{0.85 \times h_c \times f_{ck} \times b_{eff}}{\gamma_s} \end{array} \right.$$

A_a: Aire de l'élément structural IPE160 = 20,1 cm²

h_c : Section efficace de béton : 80 cm

A_{se} = 0 : L'aire de toute armature longitudinale comprimée

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} : Résistance caractéristique à la compression du béton (25MPa)

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{20.1 \times 2350}{1.1} = 42940.9 \text{ daN} \\ \frac{0.85 \times 8 \times 100 \times 250}{1.15} = 147826.087 \text{ daN} \end{array} \right.$$

Donc : $V_1 = F_{cf} = 42940.9 \text{ daN}$

D'où le nombre des connecteurs N est :

$$N \geq \frac{V_1}{P_{rd}} = \frac{42940.9}{11575.29} = 3.7 \dots\dots\dots n=4 \text{ goujons}$$

→ Constructivement on considère **6 goujons**.

V-5-6- Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4) :

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 le règlement (EC4), 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 :

$$L_{cr} = \frac{L}{2} \text{ alors l'espacement des connecteurs S est :}$$

$$S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{L}{2N} = \frac{450}{2 \times 6} = 37.5 \text{ cm}$$

Donc l'espacement entre les goujons est de **37.5 cm**

Conclusion :

A travers cette étude nous avons démontré que le plancher collaborant, réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur **8 cm** posé sur des solives **IPE160**, supporte les charges horizontales (permanente, exploitation et neige), appliquées au niveau de chaque étage de la structure. La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre **16 mm**, espacés de **37.5 cm** entre eux.

V-6- Etude des poutres secondaires:

Puisque les solives (**IPE 160**) sont vérifiées, alors les poutres secondaires (**IPE 200**) sont automatiquement vérifiées car elles reprennent les mêmes charges verticales que les solives.

V-7- Etude des poutres principales :

V-7-1- Vérification au stade de montage :

V-7-1-1- Calcul de réaction des poutres maîtresses sur les solives Rs :

C'est l'action des solives au niveau des poutres maîtresses, Rs est calculée par la formule suivante :

$$R_s = q_{sd} \times \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} \right)$$

Avec :

L1 = L2 = 4.5 m longueurs de deux solives consécutives.

| | q_{sd} (daN/m) | R_s (daN) | $q_{eq} = R_s / e$ (daN/m) |
|-----|------------------|-------------|----------------------------|
| ELS | 327.8 | 1475.1 | 1475.1 |
| ELU | 592.53 | 2666.38 | 2666.38 |

Tableau V.5. Evaluation des charges.

V-7-1-2- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$\text{➤ } V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{2666.38 \times 6}{2} = 7999.15 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

$$A_{vz} = 25,7 \text{ cm}^2 = 2570 \text{ mm}^2$$

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

$$\gamma_{m0} = 1.1$$

$$\text{➤ } V_{pl,rd} = \frac{25.7 \times 2350}{1.1 \sqrt{3}} = 31699.15 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 7999.15 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 31699.15 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

V-7-1-3- Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier la condition suivante:

- $M_{sd} = \frac{ql^2}{8}$ → la valeur de calcul du moment fléchissant de la section

- $M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}}$ → le moment de résistance élastique de la section

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{2666.38 \times 6^2}{8} = 11998.71 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 628}{1.1} = 134163.63 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 11998.71 \text{ daN.m} \leq M_{plRd} = 134163.63 \text{ daN.m}$ (Condition vérifiée)

V-7-1-4- Vérification à l'ELS :

$$f_{max} \leq \delta v_{max}$$

$$\delta v_{max} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} = \frac{5 \times 14.751 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 8356} = 1.6 \text{ cm}$$

$f_{max} = 1.41 \text{ cm} \leq \delta v_{max} = 2.4 \text{ cm}$ (Condition vérifiée)

V-7-1-5- Vérification au déversement : IPE 300

Notre plancher est collaborant, la tôle soudée sur les solives joue le rôle d'appuis latéral, ce qui empêche le déversement.

Donc l'IPE 300 est vérifié au stade de montage.

V-7-2- Vérification au stade final :

V-7-2-1- Calcul de la réaction des poutres maîtresses sur les solives Rs :

| | q_{sd} (daN/m) | R_s (daN) | $q_{eq} = R_s / e$ (daN/m) |
|-----|------------------|-------------|----------------------------|
| ELS | 641.24 | 2885.58 | 2885.58 |
| ELU | 877.74 | 3949.83 | 3949.83 |

Tableau V-6 : Evaluation des charges.

V-7-2-2- Caractéristiques de la dalle mixte :

1. Calcul de la largeur participante de la dalle en béton (b_{eff}) :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \rightarrow b_{e1} = b_{e2}$$

$$b_e = \min \left(\frac{L}{8}; b_i \right)$$

$$b_i = 3 \text{ m} \rightarrow b_e = \frac{e}{2} = \frac{l}{2} = 0,5 \text{ m}$$

Avec :

$L_0 = L = 6 \text{ m}$: la longueur de la poutre

$e = 1 \text{ m}$ entres axes des solives

$$b_e = \min \left(\frac{L}{8}; b_i \right) = \min (0.75 ; 3) = 0,5\text{m}$$

$$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2} = 2 \times 0,75 = 1.5 \text{ m}$$

2. Calcul de la section équivalente :

$$S = A + B / n$$

Avec _____ :

A : section de l'IPE 300 = $53,8 \text{ cm}^2$

B : section de la dalle en béton = $12 \times 100 = 1200 \text{ cm}^2$

n : coefficient d'équivalence : $n=15$

Donc _____ :

$$S = 53.8 + 1200 / 15 = 133.8 \text{ cm}^2$$

V-7-2-3- Vérification à l'ELU :

• Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$\text{➤ } V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{3949.83 \times 6}{2} = 11849.49 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

$$A_{vz} = 25,7 \text{ cm}^2 = 2570 \text{ mm}^2$$

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

$$\gamma_{m0} = 1.1$$

$$\text{➤ } V_{pl,rd} = \frac{25.7 \times 2350}{1.1 \sqrt{3}} = 31699.15 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 11849.49 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 31699.15 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

V-7-3- Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{3949.83 \times 6^2}{8} = 17774.23 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 628}{1.1} = 134163.63 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 17774.23 \text{ daN.m} \leq M_{pl,Rd} = 134163.63 \text{ daN.m} \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Calcul de la distance de l'axe neutre plastique a la fibre supérieure du béton (z)

➤ **Résistance de la section d'acier :**

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{53.8 \times 2350}{1.1} = 114936.36 \text{ daN}$$

➤ **Résistance de la section du béton :**

$$F_b = \frac{0.85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

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

$$F_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_b = \frac{0.85 \times 8 \times 1500 \times 25}{1.5} = 170000 \text{ daN}$$

$F_b > F_a$ donc l'axe neutre se situe dans la dalle en béton.

$$F_b > F_a \rightarrow Z = \frac{A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}}{b_{eff} \times (0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c})} \leq h_c$$

Avec:

F_a : résistance plastique du profilé en traction.

F_b : résistance plastique de la dalle de compression.

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2 ; f_{ck} = f_{c28} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$Z = \frac{53.8 \times 10^2 \times \frac{235}{1.1}}{1500 \times (0.85 \times \frac{25}{1.5})} = 54.08 \text{ mm} = 5.4 \text{ cm}$$

Le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{pl,Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right) = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right)$$

$$M_{pl,Rd} = (53,8 \times 10^2 \times \frac{235}{1.1}) \times \left(\frac{30}{2} + 0.4 + 8 - \frac{5.4}{2} \right) = 23791.82 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Condition à vérifier :

$$f_{max} < f_{adm}$$

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique est :

$$I = I_A + Ad^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

Avec :

I_A : inertie propre de l'IPE ; $I_A = 869 \text{ cm}^2$

h_c : hauteur de la dalle seul ; $h_c = 8$

I_B : inertie de la section en béton ; $I_B = \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12} = \frac{150 \times 8^3}{12} = 800 \text{ cm}^4$

d : distance du centre de gravité du profilé (GA) à l'axe neutre élastique qui sera calculé en égalisons les moments statiques de la dalle en béton et le profilé :

$$Ad = \frac{B}{n} \left(t + \frac{h}{2} \right) - d \rightarrow d = \frac{\frac{b_{eff} \times h_c}{n} \times \frac{t+h}{2}}{A + \frac{b_{eff} \times h_c}{n}}$$

$$d = \frac{\frac{150 \times 8}{15} \times \frac{12+16}{2}}{20.1 + \frac{150 \times 8}{15}} = 11.18 \text{ cm}$$

$$d = 11.18 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_y = 869 + 20.1 \times 11.18^2 + \frac{800}{15} + \frac{100 \times 8}{15} \left(\frac{12+16}{2} - 11.18 \right)^2$$

$$I_y = 4229.6 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \times 3949.83 \times 10^{-2} \times 450^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 4229.6} = 2.3 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 2.3 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2.4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

L'IPE300 est vérifié au stade final.

Calcul des contraintes dans la section mixte :

Calcul de $W_{pl,y}$:

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}}$$

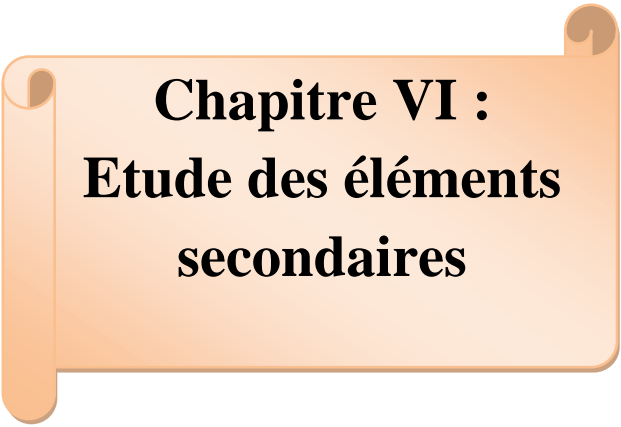
$$W_{pl,y} = \frac{M_{pl,rd}}{\frac{f_y}{\gamma_{m0}}} = \frac{23791.82 \times 10^4}{\frac{235}{1.1}} \times 10^{-3} = 1113.6 \text{ cm}^3$$

Dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{sd}}{n \times W_{pl,y}} = \frac{17774.23 \times 10^4}{15 \times 1113.6 \times 10^3} = + 10.64 \text{ MPa}$$

Dans l'acier :

$$\sigma_{ar} = - \frac{M_{sd}}{W_{pl,y}} = \frac{17774.23 \times 10^4}{1113.6 \times 10^3} = - 159.61 \text{ MPa}$$

An orange scroll graphic with a white border and a shadow, containing the chapter title. The scroll is unrolled on the left and right sides.

Chapitre VI :
Etude des éléments
secondaires

VI-1- Introduction :

Dans ce chapitre, nous nous intéressons au calcul des éléments secondaires de notre bâtiment tels que : les escaliers et l'acrotère. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Les formules de vérification utilisées sont tirées de l'EUROCODE 3 règlement de conception et de calcul des structures en acier.

VI-2- Etude des escaliers**VI-2-1- Introduction :**

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de degrés (marches ou paliers) destiné à relier deux plans horizontaux placés à différentes hauteurs, permettant ainsi de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant, composée de :

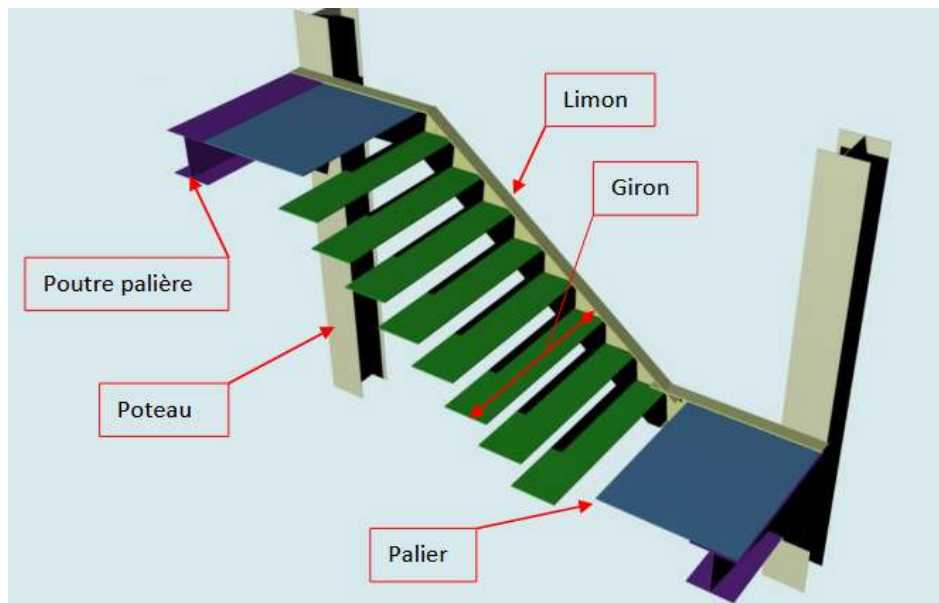


Figure VI-1: Vue en plan de l'escalier.

- **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.
- **Volée** : est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Limon** : est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer en U dont l'âme sera verticale.
- **Garde-corps** : Il est utilisé pour assurer la sécurité.

➤ **Giron** : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

VI-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).

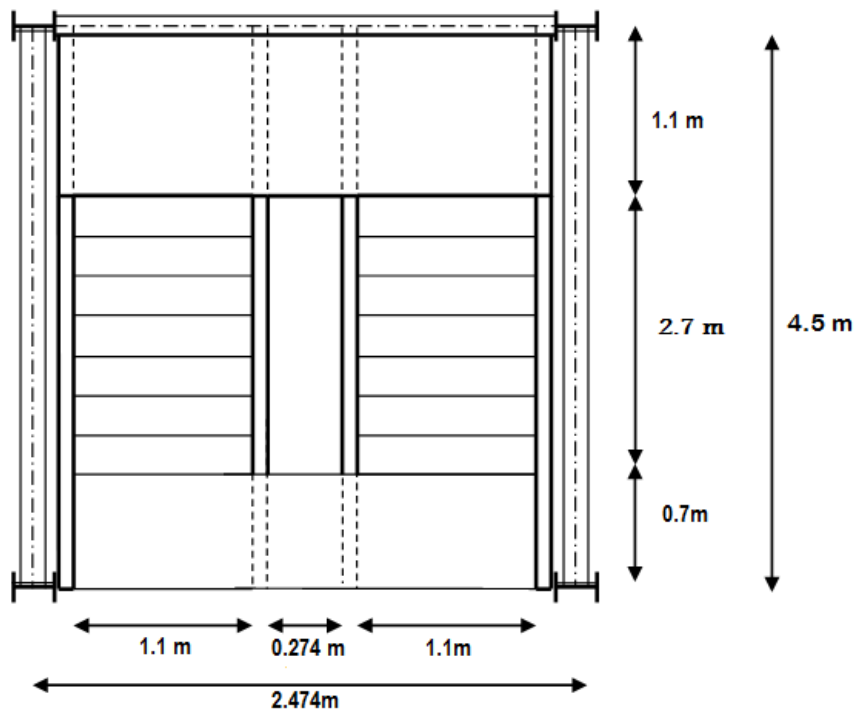


Figure VI-2 : Disposition et dimension des éléments des escaliers

VI-2-2-1- choix des dimensions :

FORMULE DE BLONDEL

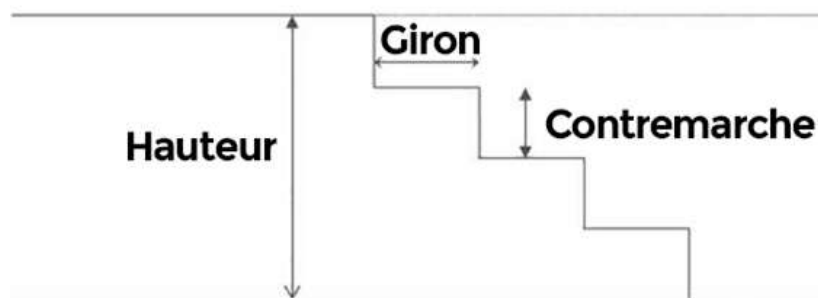


Figure VI-3 : Formule de BLONDEL

$$59\text{cm} \leq (g + 2h) \leq 66\text{cm}$$

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

$$16.5 \leq H \leq 18.5 \text{ cm}$$

Avec :

G : La largeur de la marche (giron).

H : La hauteur de la contre marche.

VI-2-2-3- caractéristique géométriques de la cage d’escalier :

- La hauteur du RDC : $h = 3260 \text{ mm}$
- Les dimensions en plan de la cage d’escalier : $(4.5 \times 3) \text{ m}^2$
- On admet une hauteur de marche $H = 165 \text{ mm}$
- Nombre totale des contremarches (n) est :

$$n = \frac{h}{H} = \frac{3260}{165} = 19 \text{ contremarche}$$

- Nombre totale des marches (n’) est :

$$n' = n - 1 = 19 - 1 = 18 \text{ marches}$$

On répartit ce nombre de marche en 02 volées avec :(9 marches chaque volée)

VI-2-2-4- vérification de la formule de BLONDEL :

La largeur d’une marche est : $G = 30 \text{ cm}$

$$2H + G = 2 \times 16.5 + 30 = 63 \text{ cm}$$

$59 \leq 63 < 66 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **La formule est vérifiée**

VI-2-3- Dimensionnement des éléments porteurs :

VI-2-3-1- 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.

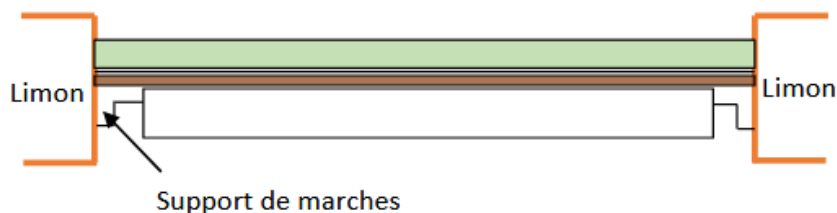


Figure VI-4 : Disposition des cornières.

- La longueur de la marche: $L = 1.10 \text{ m}$
- La largeur de la marche $l = G = 0,3 \text{ m}$
- Les cornières sont en acier S235 ($f_y = 23.5 \text{ daN/mm}^2$, $E = 21000 \text{ daN/mm}^2$)

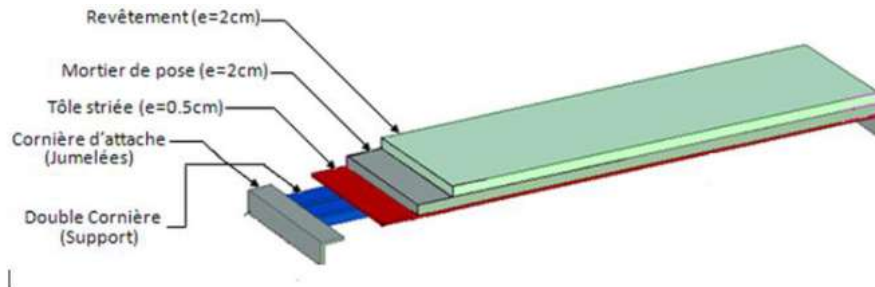


Figure VI-5: charges repris par la cornière.

a) Evaluation des charges :

A. Les charges permanentes : (sans poids de profile)

- Tôle striée (5mm) $G1 = 45 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de ciment (2cm) $G2 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement (2cm) $G3 = 40 \text{ daN/m}^2$
-

$$G = (G1 + G2 + G3) \times d = (45 + 40 + 40) \times 0.3$$

$$G = 37.5 \text{ daN/m}^2$$

B. Les charges d'exploitation :

$$Q = 250 \times 0.3 = 75 \text{ daN/m}$$

C. Les combinaisons des charges (ELS) :

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

- Vu que chaque marche contient 2 cornières donc chaque cornière supporte la moitié de la charge.

Donc :

$$Q = \frac{112.5}{2} = 56.25$$

b) Pré-dimensionnement des supports de marches :

Condition de flèche :

$$f \leq f_{adm}$$

Dans notre cas, on a une cornière posée sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc la flèche est $f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI}$ et la flèche admissible $f_{adm} = \frac{l}{300}$

On aura :

$$I_y \geq \frac{5ql^3 \cdot 300}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 56.25 \times 10^{-2} \times 110^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6} \geq 1.39 \text{ cm}^4$$

On adopte la cornière **L 40 x 40 x 4** avec : I_y : 4.47 cm^4

| Cornière L 40 x 40 x 4 | | | | |
|------------------------|-----------|--|---------|---------|
| G (kg/m) | h=b (mm) | T (mm) | r1 (mm) | r2 (mm) |
| 2.42 | 40 | 4 | 6 | 3 |
| Iy=Iz (cm2) | iy=iz(cm) | W _{ely} =W _{elz} (cm3) | A (cm2) | |
| 4.47 | 1.21 | 1.55 | 3,08 | |

Tableau VI-1 : Caractéristique et dimension **L 40 x 40 x 4**.

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

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + G_{corniere} = (45 + 40 + 40) \times 0.3 + 2.42 \times 2$$

$$G = 42.34 \text{ daN/m}$$

Les combinaisons des charges :

➤ **ELS**

$$q = G + Q = 42.34 + 75 = 117.34 \text{ daN/m}$$

➤ **ELU**

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 42.34 + 1.5 \times 75 = 169.66 \text{ daN/m}$$

c) Vérification de la flèche (ELS) (poids propre inclus) :

On vérifie la condition suivante : $f \leq f_{adm}$

$$➤ f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 117.34 \times 10^{-2} \times 110^4}{384 \times 2.1 \times 4.47 \times 10^6} = 0.24 \text{ cm}$$

$$➤ f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{110}{300} = 0.36 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0.24 \text{ cm} < f_{adm} = 0.36 \text{ cm}$$

La cornière L40x40x4 est adopté comme support des marches.

d) Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$v_{sd} < v_{pl,rd}$$

$$v_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{169.66 \times 1.1}{2} = 93.31 \text{ daN}$$

$$v_{pl,rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{3,08 \times 2350}{1.1 \sqrt{3}} = 3798.96 \text{ daN}$$

$$v_{sd} = 93.31 \text{ daN} < v_{pl,rd} = 3798.96 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{(Condition Vérifiée)}$$

e) Vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{c,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{169.66 \times 1.1^2}{8} = 25.66 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,rd} = \frac{F_y \times w_{el,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2350 \times 1.55}{1.1} = 3311.3 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 25.66 \text{ daN.m} < M_{c,rd} = 3311.3 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{(Condition Vérifiée)}$$

Conclusion :

Les cornières L 40 x 40 x 4 convient comme cornière d'attache.

VI-2-3-2- Dimensionnement de la poutre Limon :

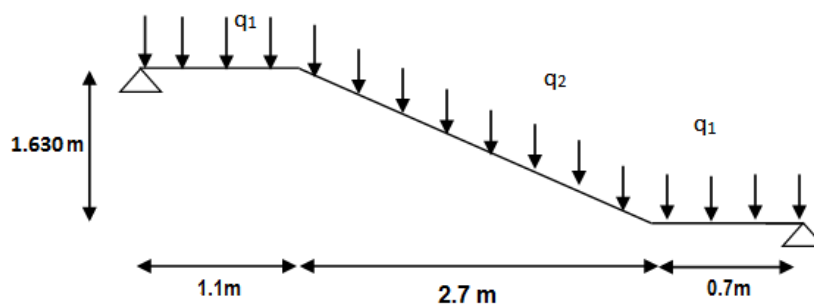


Figure VI-6: Charges appliquées sur un limon.

- **Détermination de la section du limon :**

- **Evaluation des charges :**

- ❖ **Volée :**

- a) Les charges permanentes (Sauf poids de profile) :

- Cornière (L 40 x 40 x 4) :..... 2.42 daN/m
- Tôle striée (5mm):.....45 daN/m²
- Mortier de pose :.....40daN/m²
- Revêtements carrelages :.....40daN/m²
- Garde-corps (cloison) :.....100daN/m

- **Charge totale :**

$$G_T = (G1 + G2 + G3) \times d + P_c + P_G = (45 + 40 + 40) \times 1.1 + 2.42 + 100 = 239.92 \text{ daN/m}$$

- **Charge totale pour 1 limon :**

$$G = G_T / 2 = 239.92 / 2$$

$$G = 119.96 \text{ daN/m}$$

- b) Charge d'exploitation :

$$Q = 250 \times 1,1=275 \text{ daN/m}$$

- ❖ **Palier :**

- a) Charges permanentes :

- Dalle en béton (e=12mm) :.....300daN/m²
- Tôle TN40 G1= 12 daN/m²
- Mortier de pose :.....40daN/m²
- Revêtements carrelage :.....40daN/m²

La charge totale:

$$G = (G1+ G2 + G3 + G4) \times d = (300 +12 + 40 + 40) \times 1.1/2 = 215.6 \text{ daN/m.}$$

- b) Charge d'exploitation :

$$Q = 250 \times 1,1=275 \text{ daN/m}$$

$$\text{Charge totale pour 1 limon : } Q=275/2=137.5 \text{ daN/m}$$

• **Calcul de la charge équivalente :**

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

a) Charges permanentes :

$$G_{eq} = \frac{215.6 \times (1.1+0.7) + (239.92 \times 2.7)}{4.5} = 230.19 \text{ daN/m}$$

$$G_{eq} = 230.19 \text{ daN/m}$$

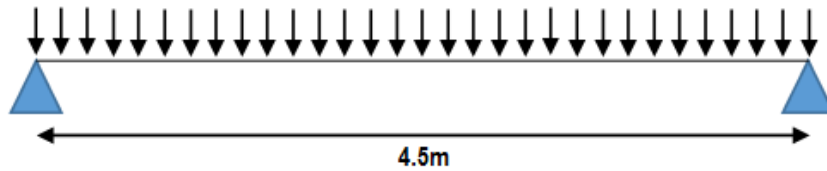


Figure VI-7 : charge équivalente(G)

b) Charge d'exploitation :

$$Q_{eq} = 250 \times 1,10 / 2 = 137.5 \text{ daN/m}$$

$$Q_{eq} = 137.5 \text{ daN/m}$$

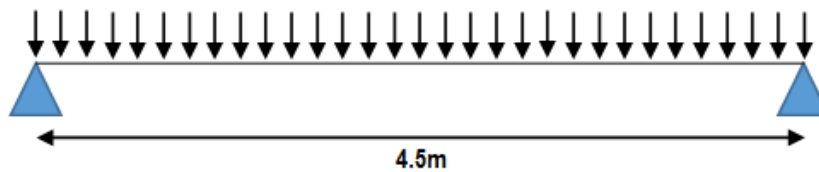


Figure VI-8 : charge équivalente(Q)

c) Prés-dimensionnement des limons :

❖ **Condition de flèche :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq f$. Pour une poutre bi articulée :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \bar{f} \leq \frac{l}{250}$$

Avec :

q : la charge non pondérée

$$q = (G+Q) = (230.19 + 137.5) = 367.69 \text{ daN/m}$$

Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$$L = 4.5\text{m} = 450 \text{ cm}$$

$$I \geq \frac{5ql^3}{384E} = \frac{5 \times 367.69 \times 10^{-2} \times 450^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6} \geq 623.24 \text{ cm}^4 \dots \text{On prend UPN 200 avec :}$$

$$I_y = 1910 \text{ cm}^4$$

b. Vérification a l'ELU :

La classe de la section :

- **Semelle comprimée :**

$$b=80 \text{ mm} , t_f=11 \text{ mm} , t_w= 6 \text{ mm} , d = 152 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b-t_w}{t_f} = \frac{74}{11} = 6.72 \text{ mm}$$

6.72 < 9ε=9 donc : la semelle est de **classe 1**

- **Ame fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{152}{6} = 25.33 < 72 \xi = 72 \text{ donc : la semelle est de classe 1}$$

- **UPN200 est de classe 1.**

La section globale étant de classe 1, le calcul peut amener à la plasticité.

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$v_{sd} < v_{pl,rd}$$

$$v_{sd} = \frac{ql}{2}$$

Avec :

$$q = (1,35G + 1,5Q)$$

$$v_{sd} = \frac{(1,35G + 1,5Q) \times l}{2} = \frac{(1,35 \times 230.19 + 1,5 \times 137.5) \times 4.5}{2} = 1163.26 \text{ daN}$$

$$v_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{13,5 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 16651.3 \text{ daN}$$

→ $v_{sd} = 1163.26 \text{ daN} < v_{pl,rd} = 16651.3 \text{ daN} \dots \dots \dots$ **(Condition vérifiée)**

➤ **Vérification du moment fléchissant :**

$$M_{y,sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{(1,35G + 1,5Q) \times l^2}{8} = \frac{(1,35 \times 230.19 + 1,5 \times 137.5) \times 4.5^2}{8} = 1308.6 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{F_y \times w_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{2350 \times 220 \times 10^{-2}}{1.1} = 4700 \text{ daN.m}$$

$$\rightarrow M_{y,sd} = 1308.6 \text{ daN.m} < M_{ply,rd} = 4700 \text{ daN.m..... (Condition vérifiée)}$$

➤ **Vérification au déversement :**

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{y,sd} < M_{ply,rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{m0}$$

• **Calcul du moment critique au déversement :**

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Avec :

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{cr} = 1.13 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 187 \times 10^4}{4500^2} \sqrt{\frac{11 \times 10^6}{187 \times 10^4} + \frac{4500^2 \times 80769,23 \times 8,89 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 187 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 41872982.08 \text{ N.mm}$$

• **Calcul de l'élancement géométrique λ_{Lt} :**

$$\lambda_{Lt} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{Lt} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 220 \times 10^3}{41872982.08}}$$

$$\lambda_{Lt} = 104.29$$

• **Calcul de l'élancement réduit $\overline{\lambda}_{Lt}$:**

$$\overline{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

Avec :

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

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

$$\overline{\lambda}_{Lt} = \frac{104.29}{93.9} = 1.11$$

Détermination de χ :

On considère la courbe de flambement a et on lit a partir du tableau :

$$\chi = 0.5892$$

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{m0}$$

$$M_{b,rd} = 0.5892 \times 1 \times 220 \times 10^{-2} \times 2350 / 1.1$$

$$M_{b,rd} = 2769.24 \text{ daN.m}$$

→ $M_{y,sd} = 1308.6 \text{ daN.m} > M_{b,rd} = 2769.24 \text{ daN.m.....}$, il ya pas de risque de déversement

→ L'élément est vérifié

VI-3- Etude de l'acrotère :

VI-3-1- Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé. Il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse. Elle a une section rectangulaire dont les dimensions sont 10cm d'épaisseur, 50cm de hauteur. Elle est soumise à son poids propre G et une charge d'exploitation latérale estimée à 1KN/ml due à la main courante provoquant un moment M dans la section d'encastrement. Le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml en flexion composée, la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries.

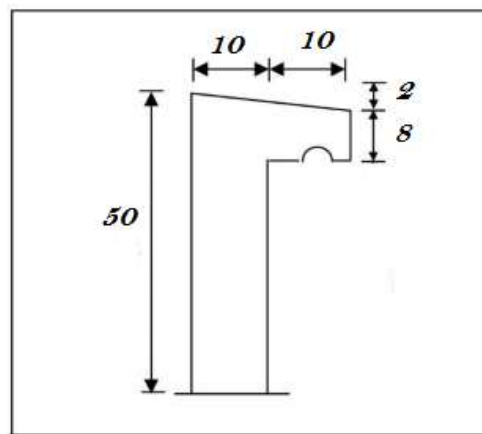


Figure VI-9: Coupe verticale de l'acrotère

VI-3-2- Evaluation des charges :

La charge de l'acrotère est donnée par : $G = \gamma_b \times S$

Avec :

γ_b : poids volumique du béton = 2500 daN/m^3

S: surface de l'acrotère

D'où :

$$G = 2500 \times [(0,1 \times 0,50) + (0,1 \times 0,1) - (0,1 \times 0,02/2)]$$

$$G = 147.5 \text{ daN}$$

$$Q = 100 \text{ daN}$$

VI-3-3- Evaluation des sollicitations :

Dues à G : $N_G = 147.5 \text{ dan}$, $M_G = 0 \text{ dan.m}$, $T_G = 0 \text{ daN/ml}$

Dues à Q : $N_Q = 0 \text{ dan}$, $M_Q = 100 \times 0,5 = 50 \text{ daN.m}$, $T_G = 100 \text{ daN/ml}$

Schéma statique :

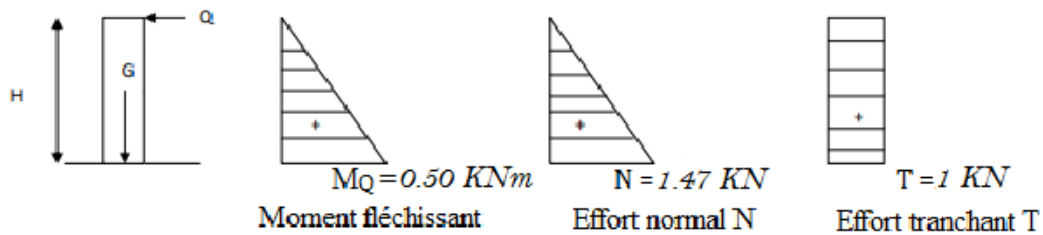


Figure VI.10 : Diagramme des moments et efforts

VI-3-4- Combinaison des charges:

| ELU | ELS |
|--|---------------------------------|
| $N_u = 1,35 \times N_G = 199.12 \text{ dan}$ | $N_s = N_G = 147.5 \text{ dan}$ |
| $M_u = 1,5 \times M_Q = 75 \text{ dan.m}$ | $M_s = M_Q = 50 \text{ dan.m}$ |
| $T_u = 1,5 \times N_h = 150 \text{ dan}$ | $T_s = N_h = 100 \text{ dan}$ |

Tableau VI-2 : Combinaison des charges

VI-3-5- Ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, considérant une section rectangulaire (100x10), soumise à un effort normal N et un moment M_f .

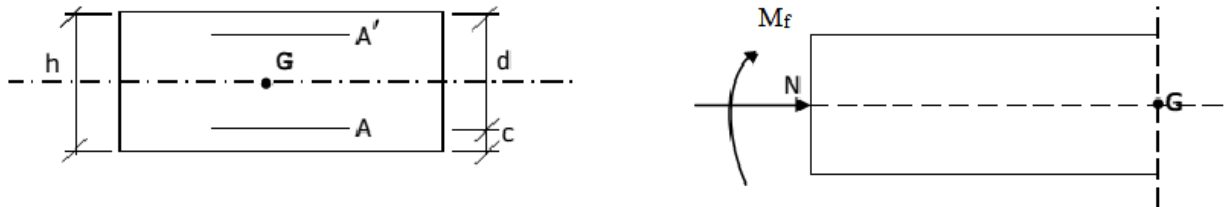


Figure VI-11: Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Soit :

- c : enrobage
- e : Excentricité
- M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

Avec :

$h = 10 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$; $c = e = 2 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

VI-3-5-1- Calcul des armatures a l'ELU:

Position de centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{1,99} = 0.378 \text{ m} = 37.8 \text{ cm}$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c \text{ avec } \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\frac{M_u}{N_u} = 37.8 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

a) En flexion simple :(sous M_f)

Le moment des forces extérieures par rapport au centre de gravité des aciers tendus :

Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g$$

Avec :

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 0.378 + 0.03 = 0.41 \text{ m}$$

$$M_f = 1.99 \times 0.41 = 0.81$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.81 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 8.91 \times 10^{-3}$$

$\mu = 8.91 \times 10^{-3} < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ S.S.A (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire pour la section)

$$\mu = 8.91 \times 10^{-3} \rightarrow \beta = 0.9995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{sd}} \rightarrow A_f = \frac{0.81 \times 10^3}{0.9955 \times 8 \times 348} \rightarrow A_f = 0.292 \text{ cm}^2$$

b) En flexion composée ($N_u + M_f$) :

La section réelle des armatures :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_{st} = 0.292 - \frac{1990}{348 \times 100}$$

$$A_{st} = 0,235 \text{ cm}^2$$

VI-3-5-2- Vérification a L'ELU :

a) Condition de non fragilité : (BAEL91 mod99/ Art A-4-2-1)

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,235 < A_{min} = 0,966.$$

La section calculée est inférieure à la section minimale de non fragilité, d'où $A_s = \max(A_{min} ; A_{st})$.

Le tableau des sections des barres nous donne :

$$A_s = A_{min} = 5 \text{ HA } 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

On prévoit des armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r = \frac{2.51}{4} \rightarrow A_r = 0.63 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_r = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

b) Vérification au cisaillement : (BAEL91 mod99 / Art A-5-1,211)

La fissuration est préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\tau u < \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau u = \frac{v_u}{b \times d} \text{ avec : } v_u = 1,5Q$$

$$\tau u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.01875 \text{ MPa}$$

$$\tau u = 0,01875 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Pas de risque de cisaillement)}$$

c) Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91/99)

d) Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

$$\tau_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

- ψ_s : coefficient de scellement (aciers HA $\psi_s = 1.5$)
- $\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres $\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi$
- $\sum \mu_i = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$
- $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 80 \times 100.48} = 0,207 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

e) Ancrage des armatures :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (L_s).

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_u} \quad \text{et} \quad \tau_u = 0,6 \times \Psi S^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_u = 0,6 \times 1.5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,218 \text{ cm}$$

On opte pour $L_s = 30 \text{ cm}$

Espacement :

Armature principales :

$$St \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Armature de répartition :

$$St \leq \min (4h ; 45 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (40 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VI-3-5-3- Vérification a L'ELS :

a) Calcul du centre de pression :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$e_s = \frac{0.5}{1.47} = 0,340 \text{ m} = 34 \text{ cm}$$

$$e_s > \frac{h}{2} - c \quad \text{avec} \quad \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\frac{M_s}{N_s} = 34 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée. Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites dans le béton et les aciers.

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} \text{ (bar)}$$

$$\sigma_{bc} \text{ (bar)} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1} \quad \text{Avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \rightarrow \beta = 0.920 \quad k_1 = 47.50 \quad \alpha_1 = 0.24$$

On aura :

$$\sigma_s = \frac{0.5 \times 10^3}{0.92 \times 8 \times 201} = 33.79$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1} = \frac{33.79}{45.7} = 0.711$$

$$\sigma_{bc} = 0.711 < \sigma_s = 33.79 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Vérification des contraintes d'ouverture des fissurations dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} \text{ (bar)}$

$$\sigma_{st} \text{ (bar)} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 100 \sqrt{n \times f_{t28}}) \right]$$

$$\sigma_{st} \text{ (bar)} = \min [266.66 ; \max(200 ; 201.63)]$$

$$\sigma_{st} \text{ (bar)} = 201.63 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

VI-3-6- Conclusion :

L'acrotère sera ferrailé comme suit :

- Armatures principales 5HA8 / ml, avec St= 20 cm
- Armatures de répartition 4HA8/ ml, avec St= 25 cm

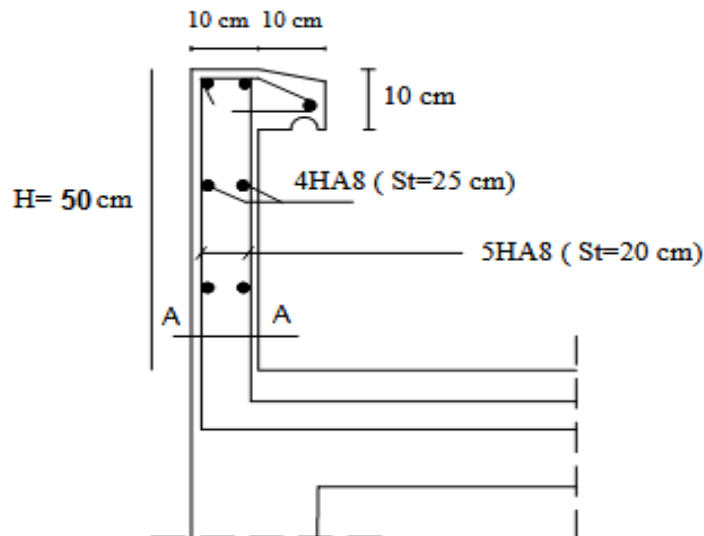
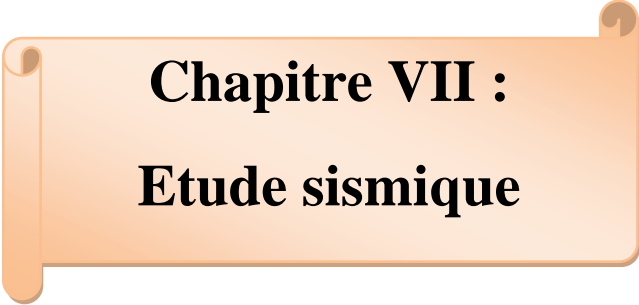


Figure VI-12: Ferrailage de l'acrotère.

An orange scroll graphic with a light-to-dark gradient, featuring a shadow and a rolled-up edge on the right side. The text is centered on the scroll.

Chapitre VII :
Etude sismique

Le séisme :

Un séisme, ou tremblement de terre, se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulisent.

Environ 90 % des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

VII-1-Introduction :

Le séisme est l'un des phénomènes naturels le plus dangereux en effet il affecte la surface et produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines. Donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré acceptable de protection des vies humaines et des biens matériels. Pour cela on applique le règlement parasismique algérien actuel (RPA99 version 2003) pour le calcul des charges sismiques, qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente,
- Méthode d'analyse spectrale,
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe

VII-2- choix de la méthode de calcul :**➤ la méthode statique équivalente(M.S.E) :**

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle-ci basée sur l'utilisation des spectres de repenser.

Mais comme le (RPA99/03) préconise que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcule l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Pour appliquer cette méthode, on doit satisfaire les conditions suivantes :

Condition sur la hauteur :

Celle-ci est en fonction de la zone de sismicité : le bâtiment ne doit pas dépasser 65m de hauteur pour les zones I et II et 30m pour la zone III.

Notre bâtiment est implanté à Ouled Fayet (ZONE III) Sa hauteur totale $h=16.8 \text{ m} < 30 \text{ m}$ (**Condition vérifiée**)

Condition de régularité en plan :

Notre bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des masses que des rigidités.

➤ **condition de décrochement :**

Le plan nous montre qu'on n'a pas de décrochement en plan

➤ **condition sur les ouvertures :**

Pour que le plancher soit infiniment rigide il faut que la surface totale des ouvertures ne doive pas dépasser 15% de la surface de plancher

$$S_{\text{ouvertures}} \leq 15\% S_{\text{Totale}}$$

$$S_{\text{ouvertures}} = (4.5 \times 3) = 13.5 \text{ m}^2$$

$$15\% S_{\text{Totale}} = 0.15 \times (16 \times 12) = 29.34 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{ouvertures}} = 13.5 \text{ m}^2 \leq 15\% S_{\text{Totale}} = 29.34 \text{ m}^2 \dots (\text{Condition vérifiée})$$

- **Conclusion :** toutes les conditions sont vérifiées donc notre bâtiment est classé régulier en plan.

Condition de régularité en élévation :

- On a un système en portique continue de bas vers le haut.
- Les masses et les rigidités sont constantes.
- Pas de décrochement en élévation.

➤ **Conclusion** : Toutes les conditions sont vérifiées donc notre bâtiment est classé régulier en élévation.

→ Toutes les conditions sont satisfaites donc la méthode statique équivalente (MSE) est applicable.

VII-3- Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$L = \frac{A.D.Q}{R} w_t \dots\dots\dots \mathbf{4.1 \text{ page38 de RPA.}}$$

VII-3-1- Détermination du coefficient d'accélération de Zone :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le règlement (RPA99/03) en fonction de zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment dans notre cas, on est dans la **zone III** et **groupe d'usage 2**.

| Groupe | ZONE | | | |
|--------|------|------|------|-------------|
| | I | II a | II b | III |
| 1A | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.40 |
| 1B | 0.12 | 0.20 | 0.25 | 0.30 |
| 2 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.25 |
| 3 | 0.07 | 0.10 | 0.14 | 0.18 |

Tableau VII-1 : Valeurs des coefficients d'accélération de zone (%)

Donc : A=0,25

VII-3-2- Détermination du facteur d'amplification dynamique moyenne D :

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement(η) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 S \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 S \end{cases}$$

Avec :

T_1 et T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site est donné par le règlement (RPA99/03), (site S3 : $T_1=0.15s$, $T_2=0,50s$)

| Site | S ₁ | S ₂ | S ₃ | S ₄ |
|---------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| T _{1(sec)} | 0,15 | 0,15 | 0,15 | 0,15 |
| T _{2(sec)} | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,70 |

Tableau VII-2 : Valeurs de T_1 et T_2

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1 \geq 0,7 \dots\dots\dots 4.2 P39 de RPA.$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif ξ : le pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, du type de structure et de l'importance de remplissage. Ses valeurs sont données par le règlement (RPA99/03) tab 4.2 p39, dans notre cas on a un portique en acier dense.

Donc : $\xi=5\%$

D'où $\eta = 1 > 0,7$

VII-3-3- Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le règlement (RPA99/03).

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la construction jusqu'au dernier niveau(N)

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le règlement (RPA99/03).

Sens X-X :

Contreventement assurée par des portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie

D'où $C_T=0,050$

Sens Y-Y :

Contreventement assurée par des palées de stabilité en acier avec remplissage en maçonnerie, d'où $C_T=0,05$

Donc: $T_x = T_y = 0.050 \times (16.8)^{3/4} = 0.41 \text{ s}$

$T_1 = 0.41 \text{ s}$

Remarque : pour notre système de contreventement on peut également utiliser une autre formule pour le calcul de la période :

$$T = \frac{0.09 H_N}{\sqrt{D}} \dots\dots\dots \text{(RPA99/03)}$$

Où H_N désigne la hauteur du bâtiment.

Le **RPA** propose de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement.

Sens longitudinal :

$$T_2 = \frac{0.09 H_N}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 \times 16.8}{\sqrt{16}} = 0.37\text{s}$$

$T_x = \min (0,37 ; 0,41) = 0,37\text{s} , D_x = 2.33$

Sens transversal :

$$T_2 = \frac{0.09 H_N}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 \times 16.8}{\sqrt{12}} = 0.43\text{s}$$

$T_y = \min (0,43 ; 0,41) = 0,41\text{s} , D_y = 2.5$

VII-3-4- détermination du coefficient de comportement global de la structure R :

R : coefficient de comportement global de la structure. Sa valeur est donnée dans le tableau 4.3 de RPA99versions 2003, en fonction du système de contreventement.

Sens X-X :

Ossature contreventée par palées triangulées en X → R=4

Sens Y-Y :

Portiques auto stables ordinaires → R=4

VII-3-5- Détermination du facteur de qualité Q :

Q : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

Q = 1 + $\sum_1^6 p_q$4.4 p46 de RPA.

p_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité ‘q’ est satisfait ou non. La valeur de **p_q** est donnée selon le règlement (RPA99/03).

Selon le règlement (RPA99/03) les critères de qualité ‘qi’ à vérifier sont :

a) Condition minimale sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n’excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

Sens X: 5 files, chaque file comporte 4 travées dont le rapport des portées est :

$\frac{l_1}{l_2} = \frac{4.5}{2.5} = 1,8 > 1.5$ Critère non observé : **$p_1 = 0.05$**

Sens y : 3 files, chaque file comporte 2 travées dont le rapport des portées est :

$\frac{l_1}{l_2} = \frac{6}{6} = 1 < 1.5$ Critère observé : **$p_1 = 0$**

b) Redondances en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre files de portique et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront disposées symétriquement autant que possible avec un rapport être valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Sens X : on a 5 files de portique dans le rapport est :

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{6}{6} = 1 < 1.5 \text{ Critère observé : } p_2 = 0$$

Sens y : on a 3 files de portique dans le rapport est :

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{4.5}{2.5} = 1,8 > 1.5 \text{ Critère non observé : } p_2 = 0.05$$

c) Régularité en plan :

La structure est classée régulière en plan dans les deux sens : $p_3=0$

d) Régularité en élévation :

La structure est classée régulière en élévation dans les deux sens : $p_4=0$

e) Contrôles de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise : critère observé : $p_5=0$

f) Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier cette mission doit comprend notamment une supervision des essais effectuée sur les matériaux : critère observé $p_6=0$

| N° | Critère de qualité « q » | P _{qx} | P _{qy} |
|----|--|-----------------|-----------------|
| 1 | Conditions minimales sur les files porteuses | 0.5 | 0 |
| 2 | Redondance en plan | 0 | 0.5 |
| 3 | Régularité en élévation | 0 | 0 |
| 4 | Contrôles de qualité des matériaux | 0 | 0 |
| 5 | Régularité en élévation | 0 | 0 |

Tableau VII.3: Vérification des pénalités.

$$\begin{cases} Q_x = 1 + (0,050 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00) = 1.05 \\ Q_y = 1 + (0,00 + 0,050 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00) = 1.05 \end{cases}$$

VII-3-6- Poids totale de la structure W :

W est égal à la somme des poids W_i , calculé à chaque niveau

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et celles des équipements fixes solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Charge d'exploitation
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donnée par le tableau 4.5 du RPA99 versions 2003.

Dans notre cas $\beta=0,20$ (Bâtiments d'habitation).

Calcul des masses

Surface totale de plancher à un niveau:

$$S = 16 \times 12 = 192 \text{ m}^2$$

➤ **Plancher terrasse :**

| élément | Poids total de l'élément |
|-----------------------------|--|
| G_{terrasse} | $545 \text{ kg/ m}^2 \times 192 = 104640 \text{ kg /niveau}$ |
| Poutre principale (IPE 300) | $6 \times 10 \times 42.2 = 2532 \text{ kg}$ |
| Poutre secondaire (IPE200) | $4.5 \times 12 \times 22.4 \text{ Kg/m} = 1209.6 \text{ kg}$ |
| solives IPE 160 | $4.5 \times 40 \times 15.8 \text{ kg/m} = 2844 \text{ kg}$ |
| Poteaux HEA 300 | $3.26 \text{ m} \times 15 \times 88,3 \text{ Kg/m} = 4317.87\text{kg /niveau}$ |
| Acrotères | $1.475 \times [(12 \times 0,5) + (16 \times 0,5)] \times 2 = 41.3\text{kg}$ |
| Σ | 115584.77 kg |

Tableau VII-4 : Résumant le poids des éléments constituant la terrasse

➤ **Etage courant :**

| élément | Poids total de l'élément |
|-----------------------------|--|
| $G_{\text{etagecourant}}$ | $454 \text{ kg/m}^2 \times 192 = 87168 \text{ kg /niveau}$ |
| Poutre principale (IPE 300) | $6 \times 10 \times 42.2 = 2532 \text{ kg}$ |
| Poutre secondaire (IPE200) | $4.5 \times 12 \times 22.4 \text{ Kg/m} = 1209.6 \text{ kg}$ |
| solives IPE 160 | $4.5 \times 38 \times 15.8 \text{ kg/m} = 2701.8 \text{ kg}$ |
| Poteaux HEA 450 | $3.26 \text{ m} \times 15 \times 88,3 \text{ Kg/m} = 4317.87 \text{ kg /niveau}$ |
| Murs extérieurs | $276 \times [(16 \times 3,26)0,025 + (12 \times 3,26)0,025] \times 2 = 1259.66 \text{ kg}$ |
| Murs intérieur | $130 \times [(16 \times 3,26)0,025 + (12 \times 3,26)0,025] \times 2 = 593.32 \text{ Kg}$ |
| Σ | 99782.252 kg |

Tableau VII-5 : Résumant le poids des éléments constituant l'étage courant

Poids des charges d'exploitation :

$$Q_{ec} = 150 \text{ Kg/m}^2 \times 192 \text{ m}^2 = 28800 \text{ kg}$$

$$Q_{te} = 100 \times 192 \text{ m}^2 = 19200 \text{ kg}$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

| Etage | $W_{Gi} \text{ (KN)}$ | $W_{Qi} \text{ (KN)}$ | $\beta \cdot W_{Qi} \text{ (KN)}$ | $W_i \text{ (KN)}$ |
|---------|-----------------------|-----------------------|-----------------------------------|--------------------|
| RDC | 997.82 | 288 | 199.56 | 1197.38 |
| Etage 1 | 997.82 | 288 | 199.56 | 1197.38 |
| Etage 2 | 997.82 | 288 | 199.56 | 1197.38 |
| Etage 3 | 997.82 | 288 | 199.56 | 1197.38 |
| Etage 4 | 1155.8477 | 192 | 231.16 | 1387.007 |
| totales | 5147.127 | 1344 | 1029.4 | 6176.52 |

Tableau VII-6 : Valeurs du poids de la structure

La force sismique totale :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

| | Sens longitudinal | Sens transversal |
|-------|--------------------------|-------------------------|
| A | 0.25 | 0.25 |
| D | 2.33 | 2.5 |
| Q | 1.05 | 1.05 |
| R | 4 | 4 |
| W (t) | 6176.52 | 6176.52 |
| V(t) | 944.42 | 1013.33 |

Distribution de la résultante des forces sismiques suivant la hauteur :

La résultante des forces sismiques V à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec:

F_t: Force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieures des vibrations, elle est donnée par la formule suivante :

$$F_t = 0.07 T \dots\dots\dots \text{si } T > 0.7s$$

$$F_t = 0 \dots\dots\dots \text{si } T \leq 0.7s$$

On a T=0.41 s ≤ 0.7sdonc F_t=0

La partie restante de V soit (V-F_t) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V-F_t)}{\sum W_j \times h_j} \times W_i \times h_i$$

Avec :

- *F_i*: Effort horizontal revenant au niveau *i*
- *h_i*: Niveau du plancher où s'exerce la force *F_i*
- *h_j*: Niveau du plancher quelconque.
- *W_i , W_j* : Poids revenant aux planchers *i, j*

$$F_t = 0 \rightarrow F_i = \frac{V \times W_i \times h_i}{\sum W_j \times h_j}$$

| Sens longitudinal : V=944.42 | | | | |
|------------------------------|-----------|-----------|------------------|---------|
| niveau | $W_i=W_j$ | $h_i=h_j$ | $W_j \times h_j$ | F_i |
| RDC | 1197.38 | 3.26 | 3903.45 | 59.804 |
| 1 ^{er} étage | 1197.38 | 6.52 | 7806.91 | 119.608 |
| 2 ^{eme} étage | 1197.38 | 9.78 | 11710.37 | 179.412 |
| 3 ^{ème} étage | 1197.38 | 13.04 | 15613.83 | 239.217 |
| 4 ^{ème} étage | 1387.007 | 16.3 | 22608.21 | 346.37 |

Tableau VII-7 : a répartition de l'effort sismique longitudinal selon la hauteur.

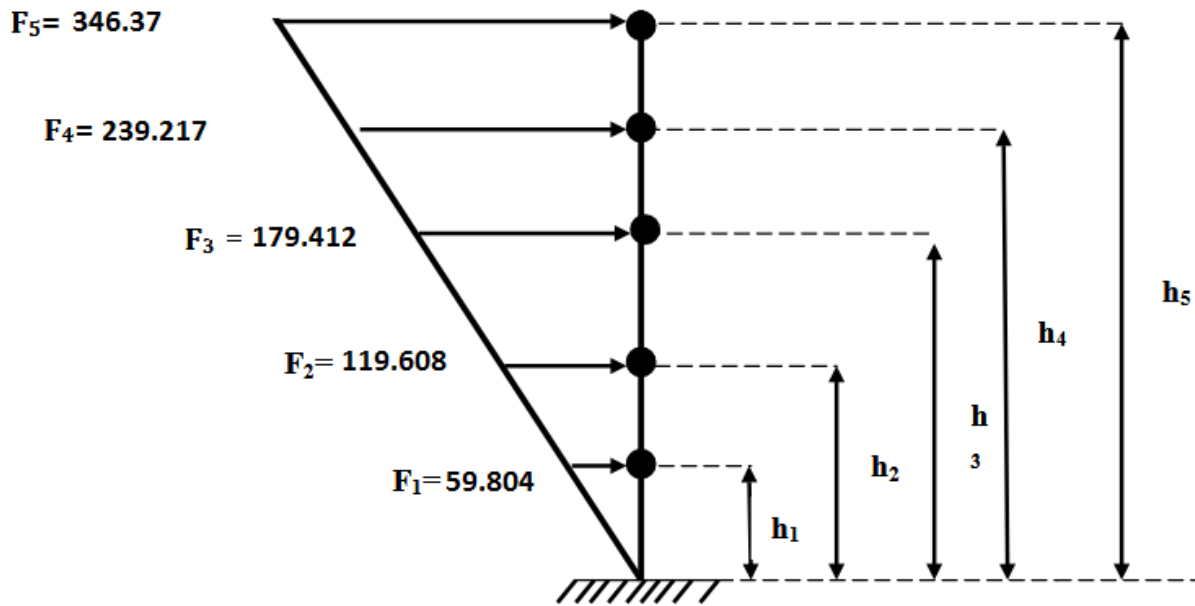


Figure VII-1 : la répartition de l'effort sismique longitudinal selon la hauteur

| Sens transversal : V= 1013.33 | | | | |
|-------------------------------|-----------|-----------|------------------|---------|
| niveau | $W_i=W_j$ | $h_i=h_j$ | $W_j \times h_j$ | F_i |
| RDC | 1197.38 | 3.26 | 3903.45 | 64.167 |
| 1 ^{er} étage | 1197.38 | 6.52 | 7806.91 | 128.335 |
| 2 ^{eme} étage | 1197.38 | 9.78 | 11710.37 | 192.503 |
| 3 ^{ème} étage | 1197.38 | 13.04 | 15613.83 | 256.671 |
| 4 ^{ème} étage | 1387.007 | 16.3 | 22608.21 | 371.65 |

Tableau VII-8 : a répartition de l'effort sismique transversal selon la hauteur

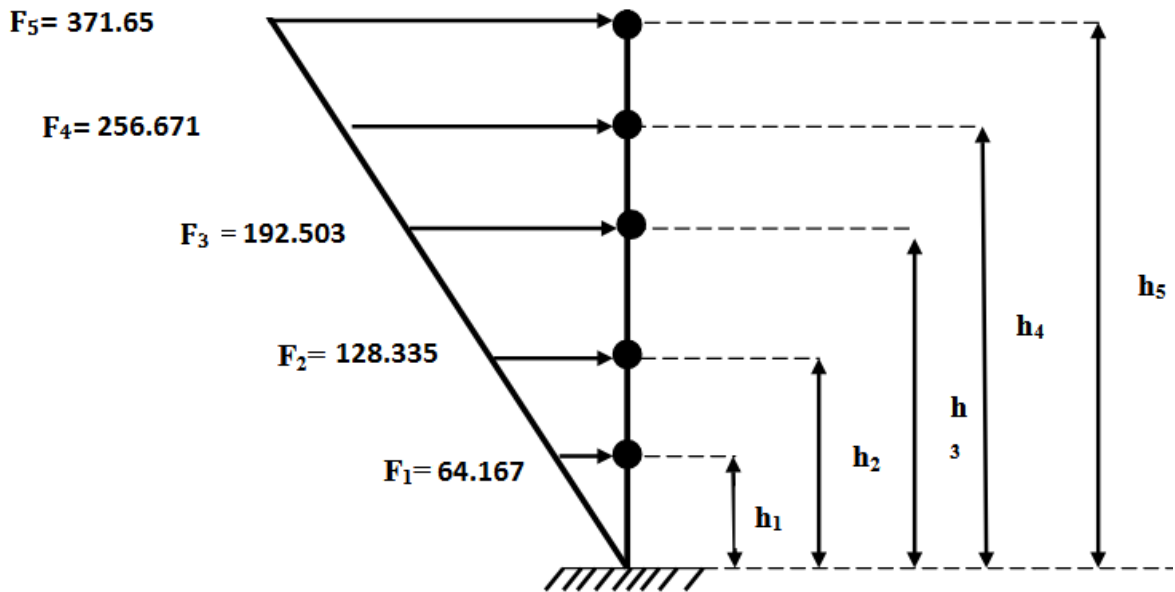


Figure VII-2 : la répartition de l'effort sismique transversal selon la hauteur.

VII-3-7- Distribution horizontale des forces sismiques (efforts tranchants)

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

V_k: l'effort tranchant au niveau de l'étage K

Résultante des efforts tranchants de tous les niveaux sont donnés sur le tableau suivant :

➤ Sens longitudinal :

| Niveau | Fi (KN) | Vk (KN) |
|--------|---------|---------|
| 1 | 59.804 | 944.411 |
| 2 | 119.608 | 884.607 |
| 3 | 179.412 | 764.999 |
| 4 | 239.217 | 585.587 |
| 5 | 346.37 | 346.37 |

Tableau VII.9 : Valeurs des efforts tranchants selon le sens longitudinal

Résultante des efforts tranchants de tous les niveaux sont donnés sur le tableau suivant :

➤ **Sens transversal :**

| Niveau | Fi (KN) | Vk (KN) |
|--------|----------------|----------------|
| 1 | 64.167 | 1013.326 |
| 2 | 128.335 | 949.159 |
| 3 | 192.503 | 820.824 |
| 4 | 256.671 | 628.321 |
| 5 | 371.65 | 371.65 |

Tableau VII.10 : Valeurs des efforts tranchants selon le sens transversal

An orange scroll graphic with a gradient from light to dark orange, featuring a shadow and a rolled-up edge on the right side. The text is centered on the scroll.

Chapitre VIII :
Etude dynamique

VIII-1- Introduction :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie.

Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un chargement dynamique (séisme, chocs, explosion,.....).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes existent, on citera :

➤ **Modélisation en masse concentrée :**

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuités dans le système structural, irrégularités).

➤ **Modélisation en éléments finis :**

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnus au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure.

Pour la modélisation de notre structure on a utilisé le logiciel Robot Structural Analysis 2014.

VIII-2- Présentation de Robot Structural Analysis 2014 :

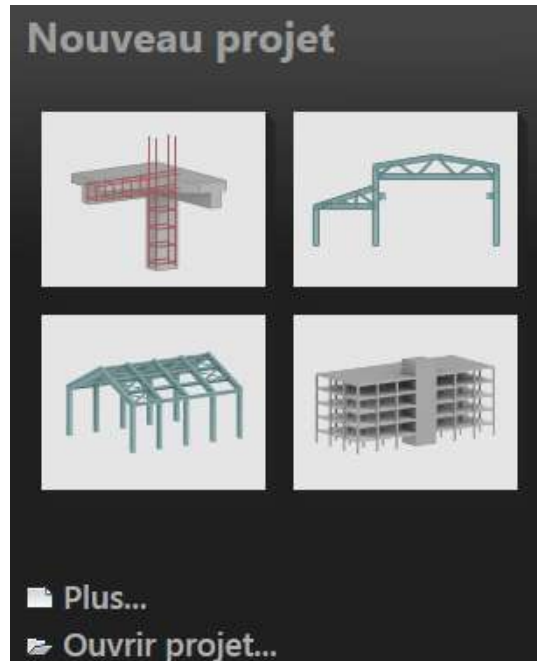
Robot est un logiciel de calcul des structures basé sur la méthode des éléments finis, il permet de modéliser de calculer, d'analyser et de dimensionner les différents types de structures de génie civil. Pour cela on doit :

- Introduire La géométrie de la structure.
- Choisir le système d'unité.
- Définir les matériaux et la réglementation à utiliser.
- Introduire les charges appliquées à la structure.
- Choisir le type d'analyse à effectuer.

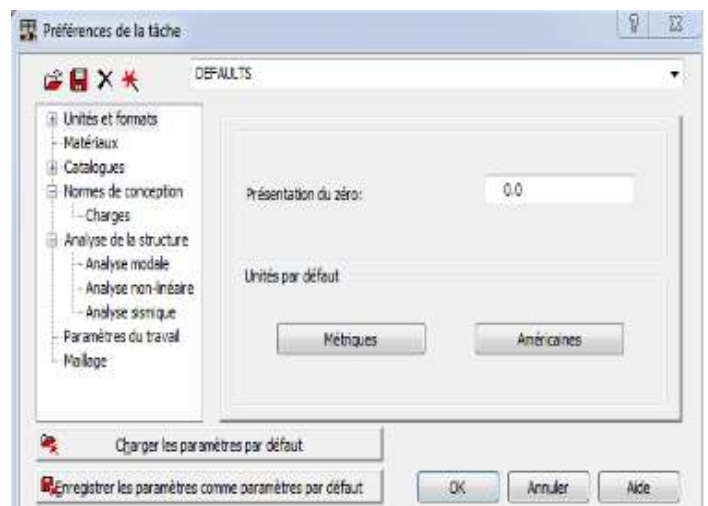
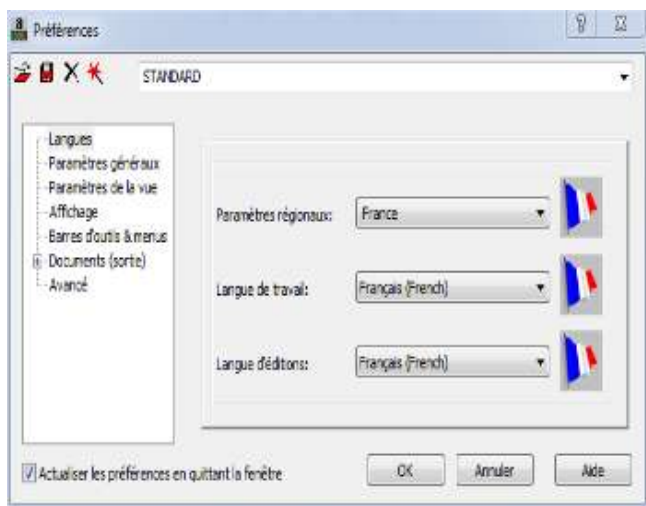
VIII-3- Etape de modélisation de la structure avec robot :

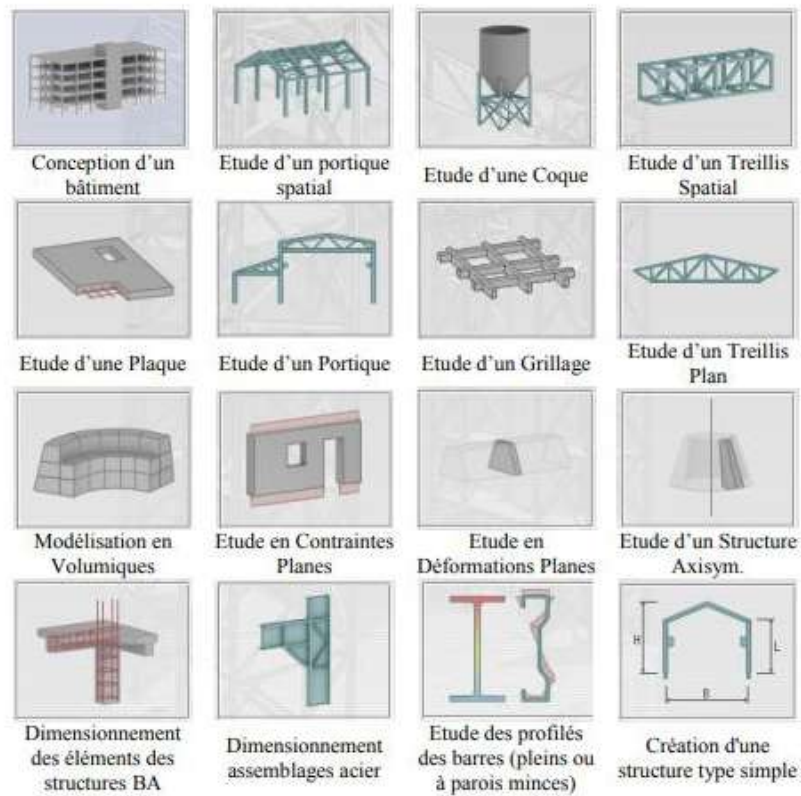
VIII-3-1- Choix du type de structure :

Au démarrage du logiciel, la fenêtre suivante apparaît pour sélectionner le type de structure ou l'élément qu'on veut étudier.

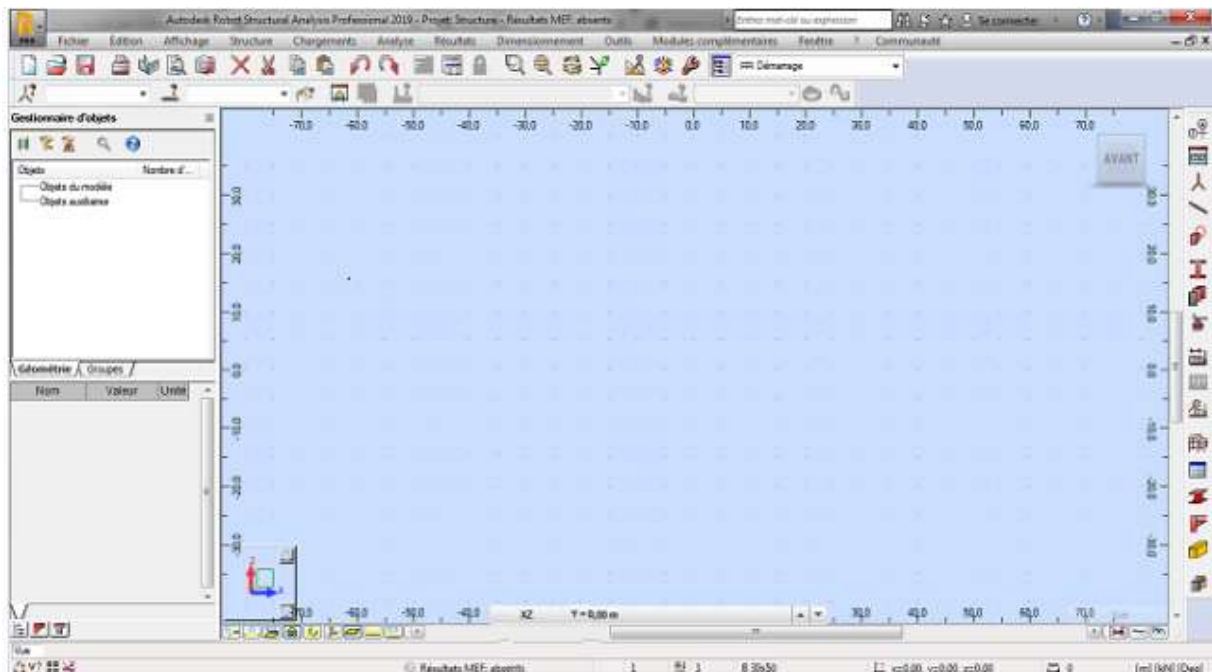


Pour faciliter la modélisation, ils ont mis plusieurs modules à choisir 2D ou 3D comme Portiques.





On sélectionne le module qui facilite la modélisation de notre bâtiment (Etude d'un portique spatial). La fenêtre principale apparaît qui contient le menu et les barres d'outils par défaut en haut et en bas et sur la droite, et la fenêtre du gestionnaire des objets sur la gauche.

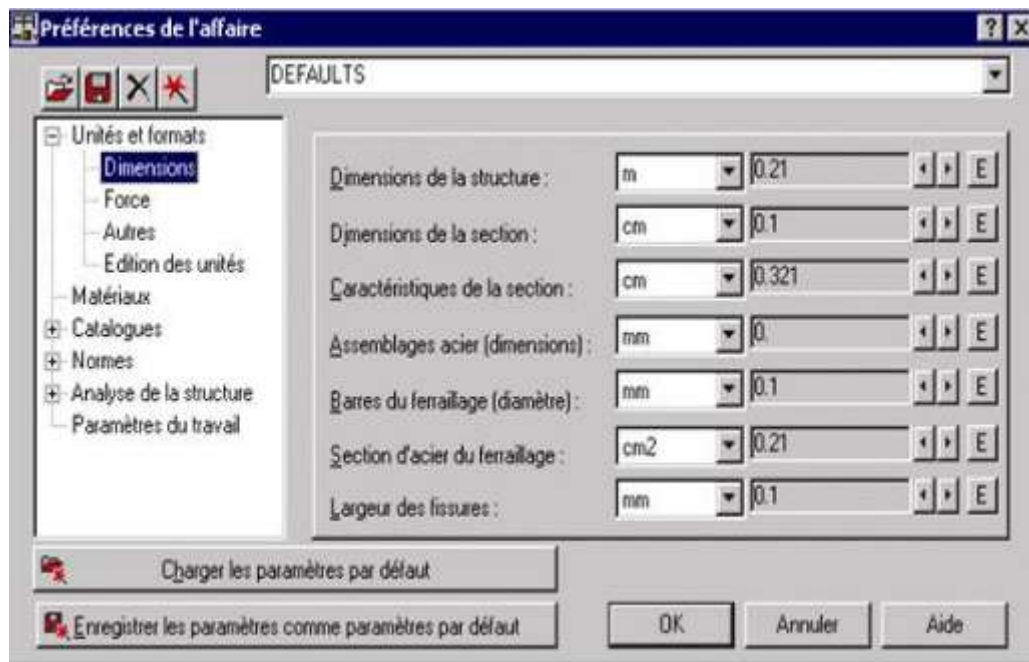


VI-3-2 Réglage des préférences et des préférences de la tâche :

Par cette fenêtre on peut changer les différents types de préférence telle que (langue, affichage, unités et formats, matériaux, catalogues, normes de conception, ...)

a. Unités et formats :

Par cette fenêtre on peut modifier les unités des dimensions, des efforts, angles et déplacements...



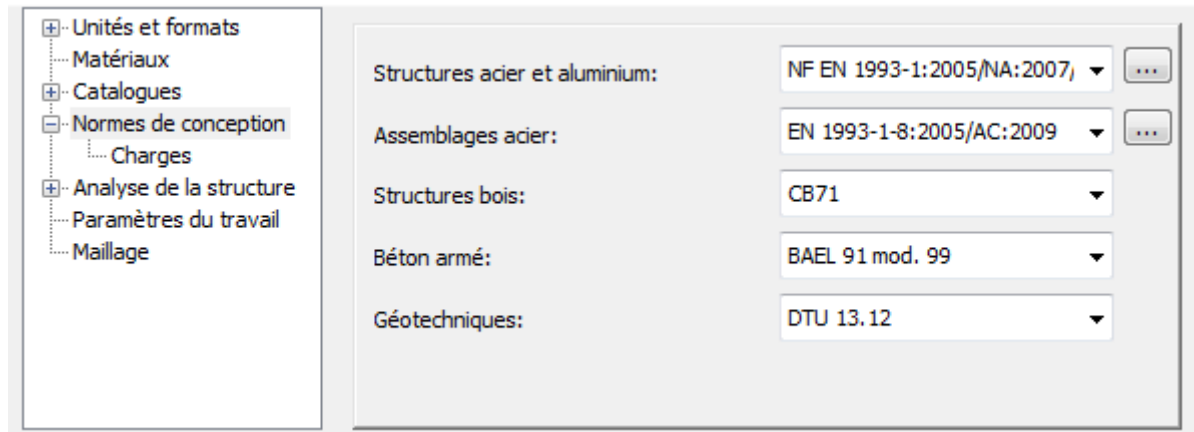
- Dimensions : mettons toutes les valeurs avec trois (3) chiffres après la virgule.
- Force : mettons la Force (kN), le Moment (kN .m), et la Contrainte (MN/m²).
- Autres : mettons le Déplacement (cm), Rotation (deg), Température (°C), Poids (kN) et la Masse (kg).
- Edition des unités : mettons les longueurs (m), Force (N) et Masse (kg).

Matériaux :

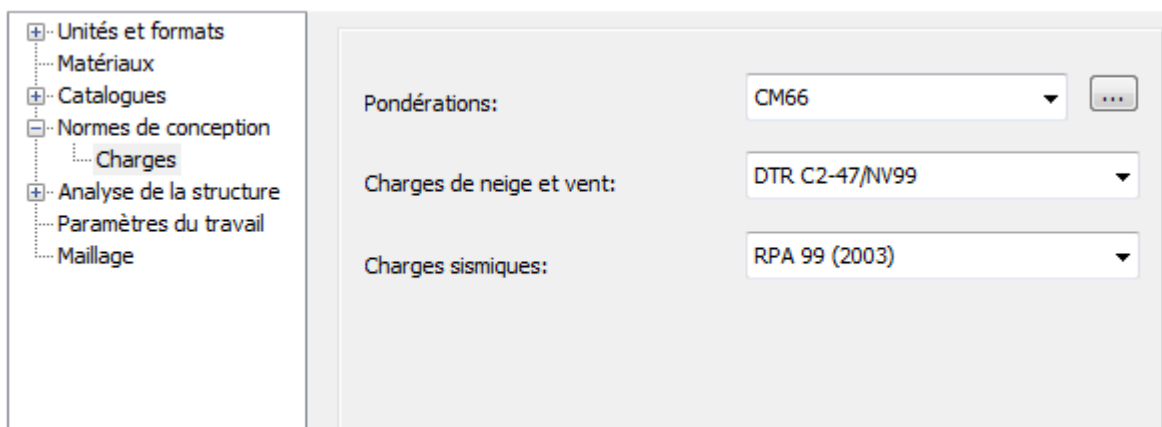
- Langue : Français.
- Acier : acier S235.
- Béton : béton 25.
- Aluminium : aluminium.
- Bois : CR_RESIN C18.

b. Normes de conception :

Robot contient plusieurs règlements et on peut choisir la norme utilisée dans notre pays par le menu déroulant :




La même chose pour les charges sismiques et climatiques :



VIII-4- Modélisation du projet :

VIII-4-1- lignes de construction :

Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans le menu « structure-lignes de constructions » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure » à droite, on clique sur l'icône 

Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou arbitraires.

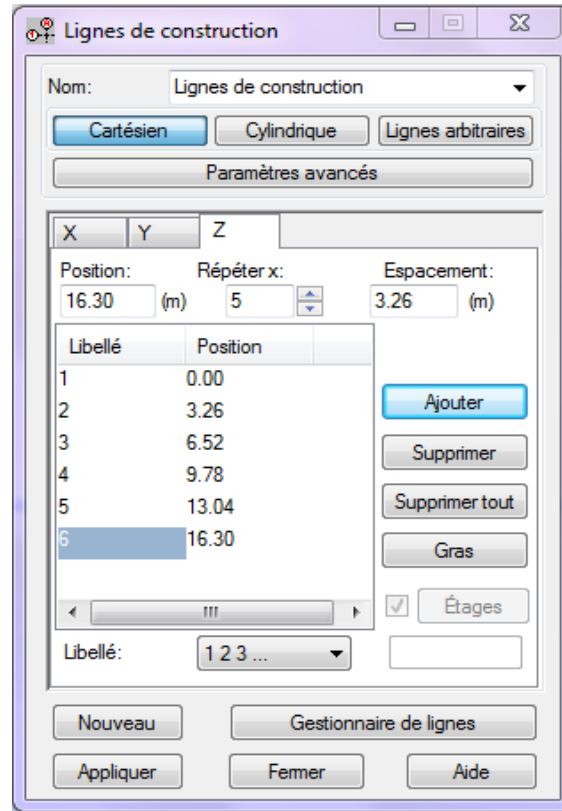



Figure VIII-1 : Création des lignes de construction.

VI.4.2 définition des sections :

Pour définir les sections des éléments barres on utilise la commande Profilés de barres . Par cette option on peut définir les sections de tous les éléments barres de la structure : poteaux, poutres, solives, contreventement...

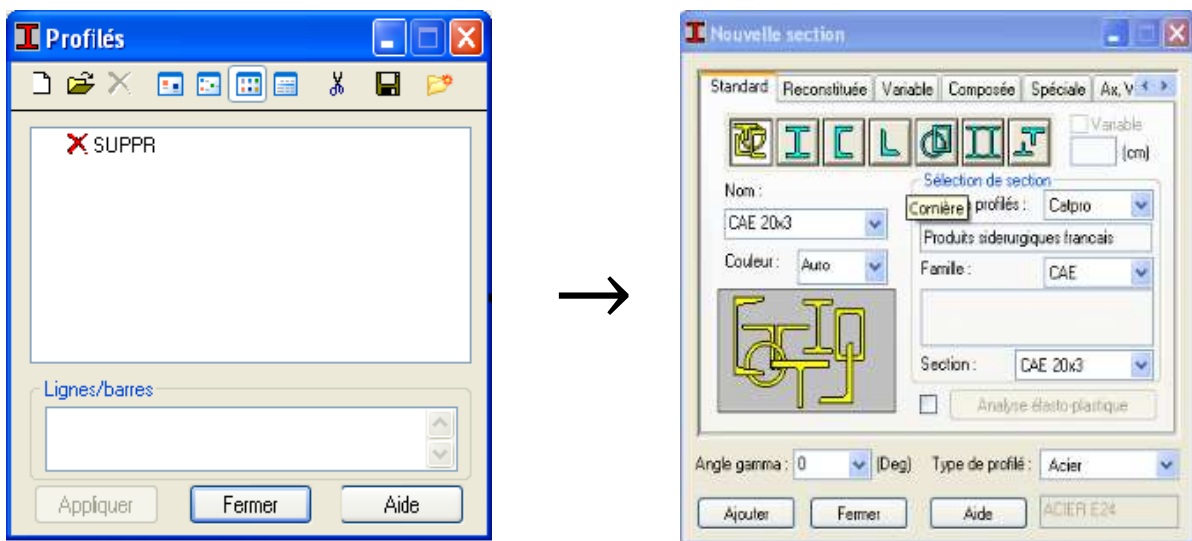



Figure VIII-2 : Choix des profilés des barres.

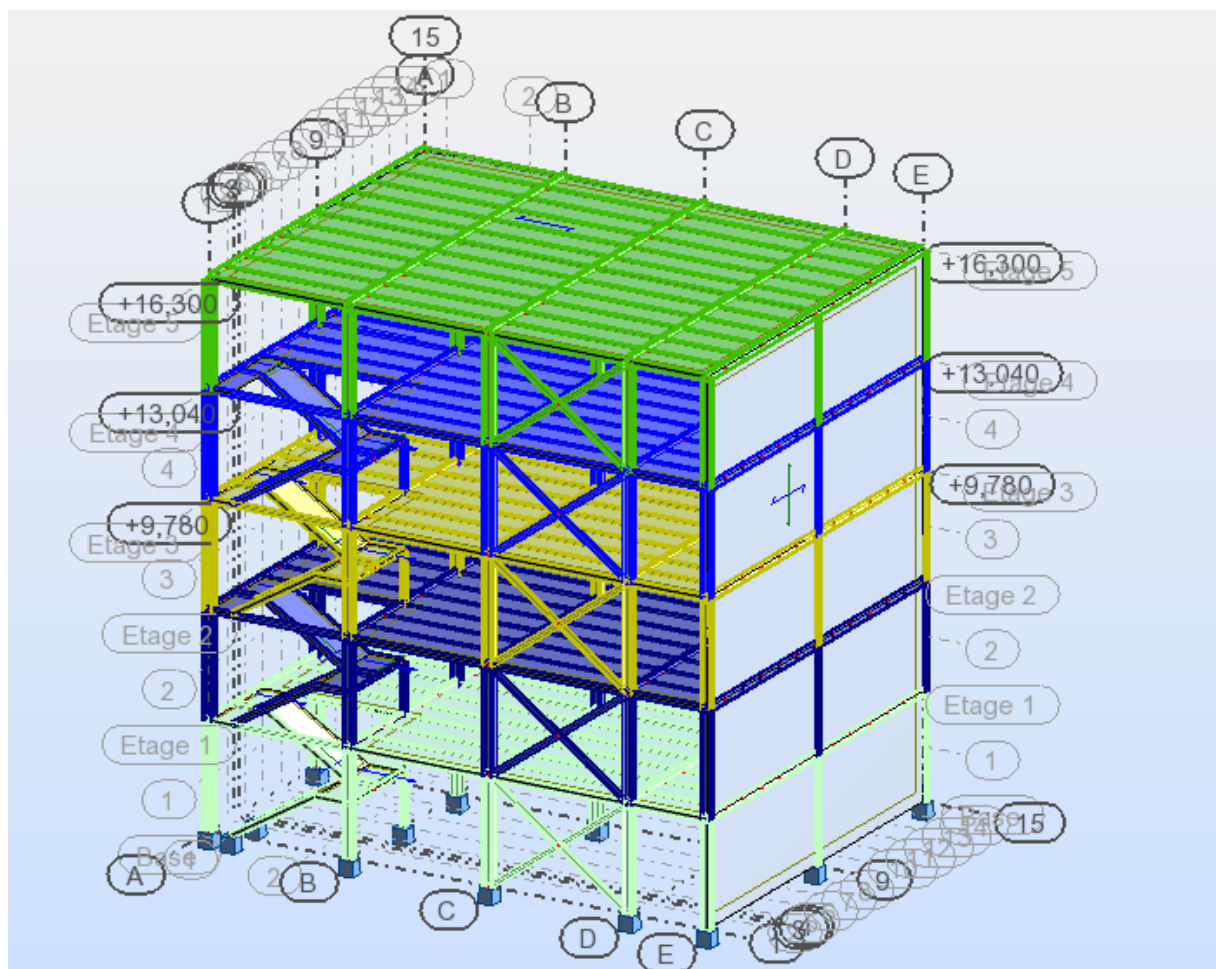
VIII-4-3- définition de la structure :

Maintenant qu'on a défini les lignes de construction et les sections des éléments de la structure, on commence à dessiner notre structure à l'aide des lignes de construction réalisées précédemment.

VIII-4-4- Conditions d'appuis :


Pour définir les appuis nodaux dans la structure on utilise la commande  Appuis on va choisir l'encastrement.

On aura la vue en 3D suivante :



VIII-4-5- Définitions des cas de charges :

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, dans le menu « Chargement », « Cas de charge » on choisit la nature et le nom puis on clique sur

« Nouveau ». Ou bien dans la barre de menu cliquer sur l'icône 

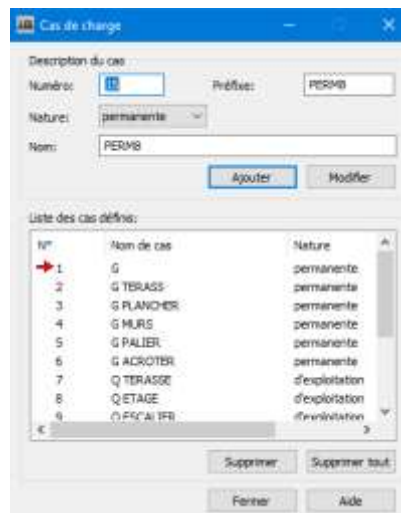


Figure VIII-3 : Définition des charges.

On peut créer les types de charges suivantes :

- G : Charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- N : Charge de neige.
- V : Charge du vent.
- E : Charge sismique.

Et pour se faire on :

Choisit le type de charge, on lui donne un nom puis on clique sur « nouveau ». Et c'est la même procédure pour toutes les charges.

VIII-4-6- Chargement de la structure :

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation). Avant d'appliquer la charge surfacique, on doit définir les bardages et pour se faire on sélectionne dans le menu « structure », « bardage ».



Figure VIII-4 : Choix des bardages.

Dans le menu « charge », « définir charges », « charge surfacique uniforme), on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « charge » :

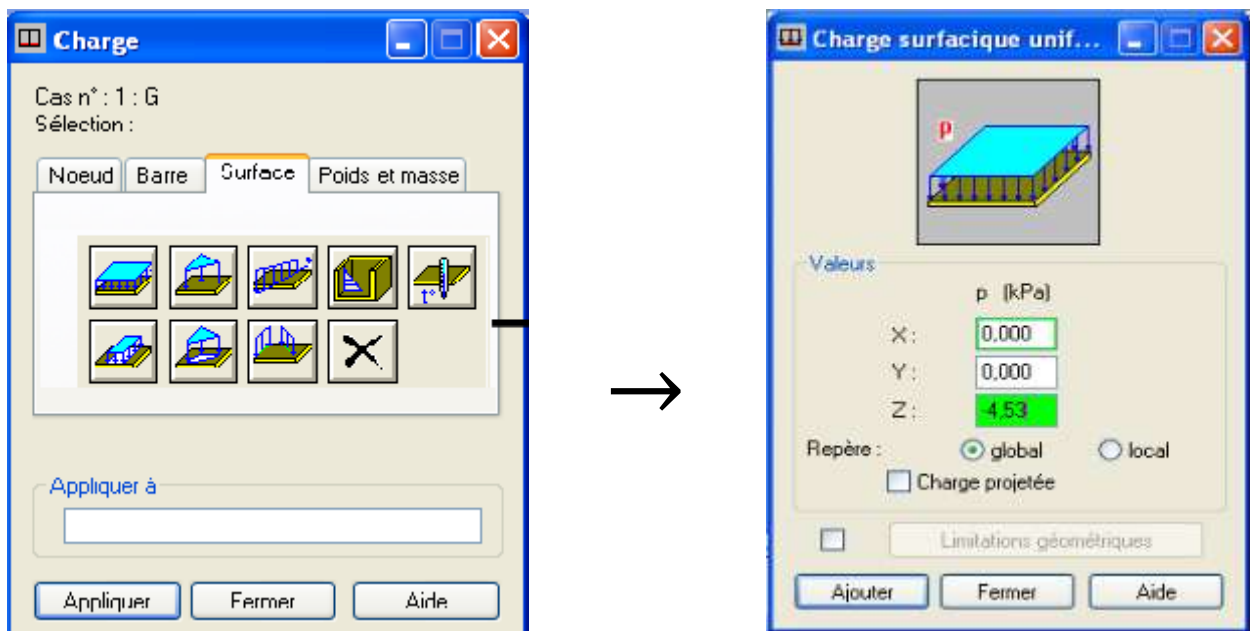


Figure VIII-5: Application des charges surfaciques.

VIII-4-7- Définition des options de calculs : (analyse statique, modale et dynamique)

On clique sur « Nouveau » et sélectionner le champ « Modale... ». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boite de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.

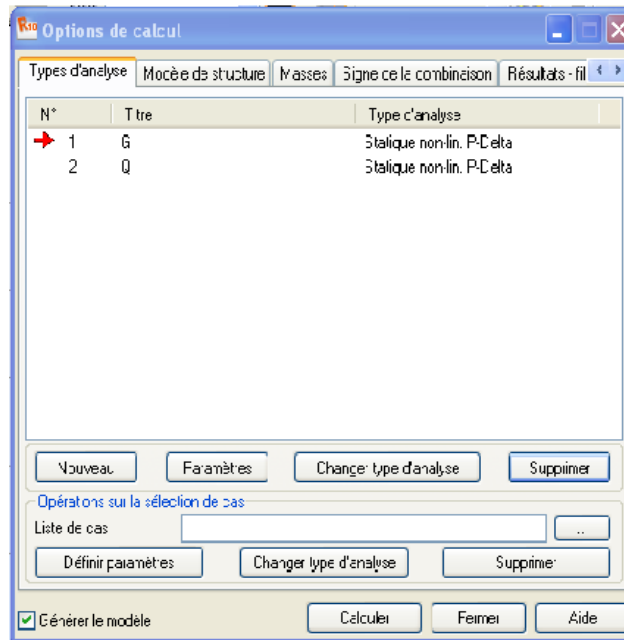


Figure VIII-6: Définition des charges dynamiques.

On clique une seconde fois sur « Nouveau », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et OK.

On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met $Z=0$ dans « Définition de la direction ».

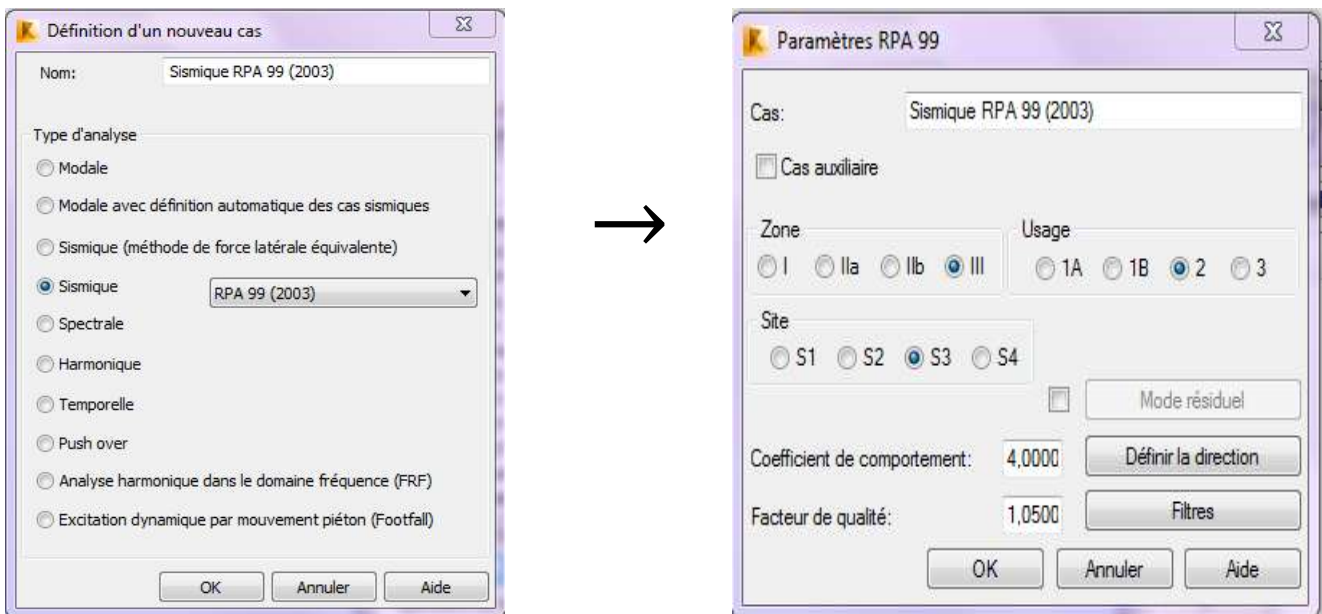


Figure VIII-7: Définition des paramètres RPA.

Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduit.

Dans le menu « masse » de la boîte de dialogue « option de calcul », on clique sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparaît, on choisit le cas de charge (G ou Q) et on clique dessus puis on ferme. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on clique sur ajouter. On refait la même opération pour l'autre charge et on ferme.

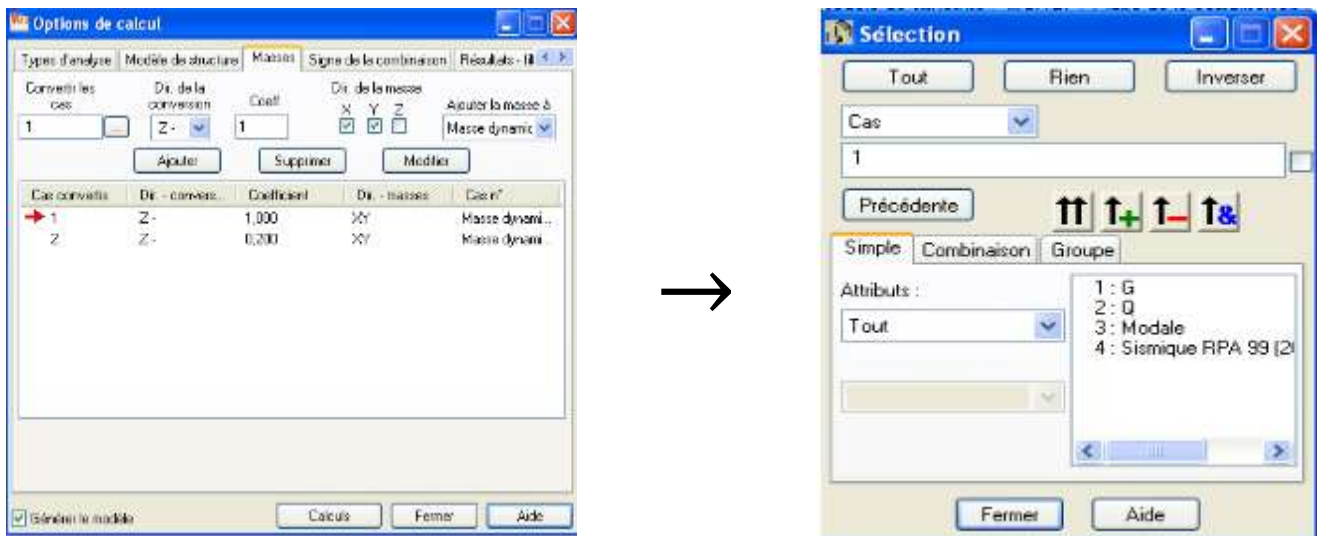



Figure VIII-8 : Considération de la masse sismique.

VIII-4-7- Les combinaisons d'actions :

Dans le menu « chargement », « combinaison manuel », on choisi le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche 

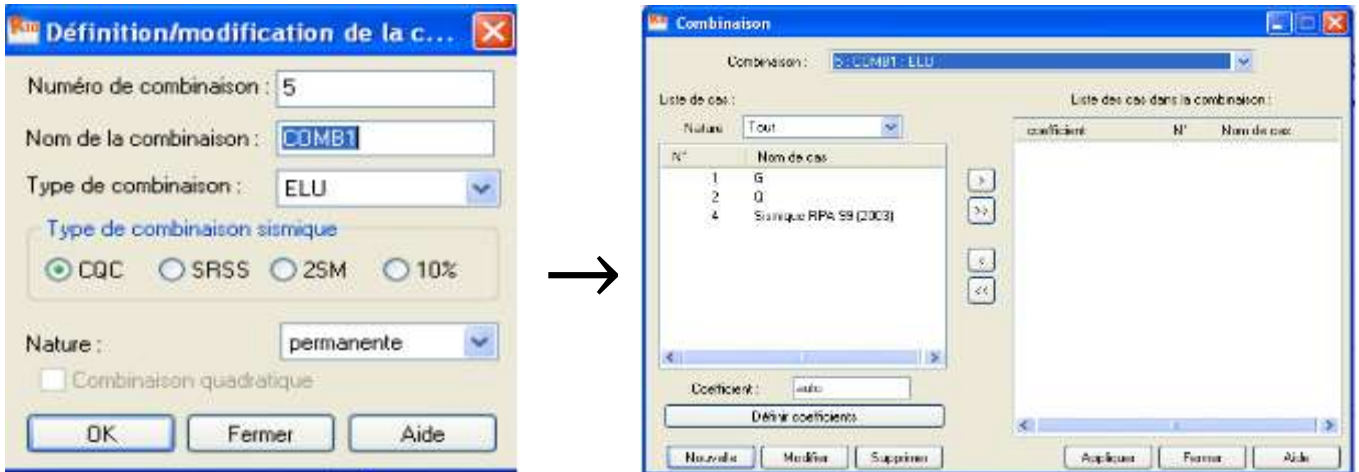


Figure VIII-9 : définir les combinaisons d’actions.

Pour faire une autre combinaison on clique sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

VIII-4-8- Vérification de la structure :

Avant de passer à l’analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s’il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « **analyse** », on clique sur « **vérifier la structure** » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.



Figure VIII-10: Analyse de la structure.

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance l’analyse de la structure.

VIII-4-9- Exploitation des résultats :

Dans le menu « **résultat** » on clique sur le résultat que l’on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage,...). On peut aussi cliquer

sur le bouton droit de la souris, on choisit « **tableau** », on coche la case du résultat que l'on veut extraire.

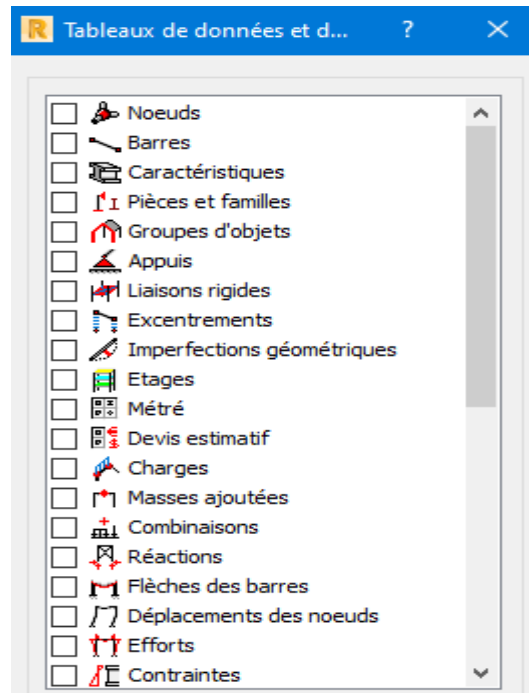


Figure VIII-11 : Affichage des résultats.

VIII-4-10- Vérification selon RPA 2003 :

La période :

| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masses Cumulées UZ [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] |
|----------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|
| 16/ 1 | 0,77 | 1,29 | 0,00 | 75,51 | 0,0 | 0,00 | 75,51 |
| 16/ 2 | 0,91 | 1,10 | 64,82 | 75,51 | 0,0 | 64,82 | 0,00 |
| 16/ 3 | 1,00 | 1,00 | 64,87 | 76,88 | 0,0 | 0,05 | 1,36 |
| 16/ 4 | 1,13 | 0,88 | 64,87 | 82,67 | 0,0 | 0,00 | 5,80 |
| 16/ 5 | 1,45 | 0,69 | 64,88 | 82,67 | 0,0 | 0,01 | 0,00 |
| 16/ 6 | 1,77 | 0,57 | 74,59 | 82,67 | 0,0 | 9,71 | 0,00 |
| 16/ 7 | 1,89 | 0,53 | 74,77 | 82,67 | 0,0 | 0,18 | 0,00 |
| 16/ 8 | 2,10 | 0,48 | 76,39 | 82,67 | 0,0 | 1,62 | 0,00 |
| 16/ 9 | 2,19 | 0,46 | 77,12 | 85,40 | 0,0 | 0,73 | 2,72 |
| 16/ 10 | 2,19 | 0,46 | 77,58 | 88,09 | 0,0 | 0,46 | 2,70 |
| 16/ 11 | 2,23 | 0,45 | 77,98 | 88,10 | 0,0 | 0,41 | 0,00 |
| 16/ 12 | 2,43 | 0,41 | 78,28 | 88,29 | 0,0 | 0,30 | 0,19 |
| 16/ 13 | 2,49 | 0,40 | 78,28 | 89,88 | 0,0 | 0,00 | 1,59 |
| 16/ 14 | 2,53 | 0,39 | 78,29 | 90,04 | 0,0 | 0,01 | 0,16 |
| 16/ 15 | 2,91 | 0,34 | 78,29 | 92,24 | 0,0 | 0,00 | 2,20 |
| 16/ 16 | 3,13 | 0,32 | 90,12 | 92,24 | 0,0 | 11,83 | 0,00 |

Selon l'article 4.2.4.4 du RPA 99V2003, la valeur de **T** calculée à partir du logiciel Robot ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriée de plus de 30%.

La période estimée : $T=C_T \times h_n^{3/4}=0,41 \text{ s.}$

La période calculée par Robot : $T=1.29 \text{ s.}$

- $1.21 - 0.41 = 0.88$
- $0.41 \times 30\% = 0.123$
- $0.88 > 0.123$ condition non vérifiée.

VIII-5- Vérification de la structure contreventée :

Pour résoudre ce problème il faut augmenter soit la rigidité des poteaux et/ou disposer des contreventements.

Choix de disposition des contreventements :

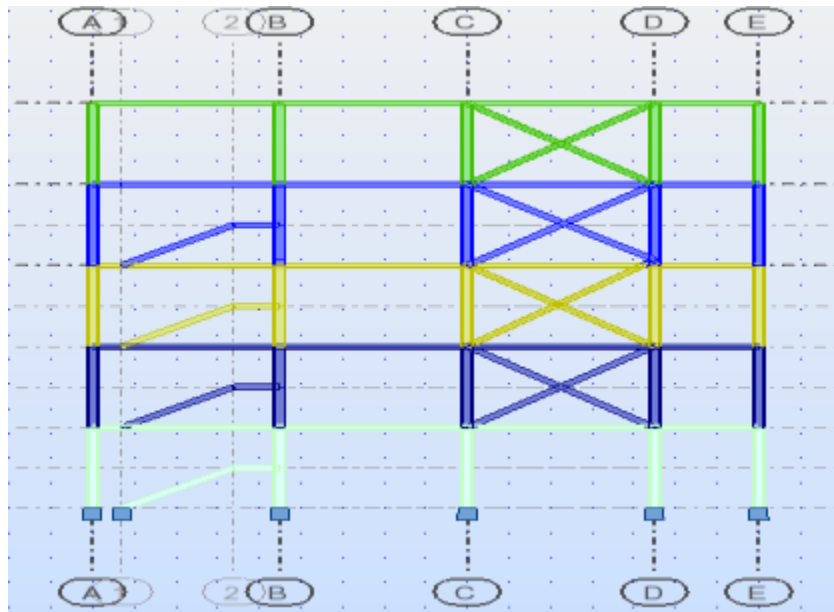
Les contreventements sont des éléments qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, séisme, chocs...etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges verticales et horizontales jusqu'aux fondations.

Le choix d'une disposition des éléments de contreventements dans le bâtiment est faite afin de respecter le plan architectural en premier lieu et de minimiser au maximum le nombre des contreventements.

Après quelques essais on a opté à la disposition suivante :

Sens longitudinal :

La stabilité est assurée par deux portiques contreventés par des palées triangulées en X.



Après analyse de la structure, les résultats obtenus sont les suivants :

VIII-5-1- Période :

| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masses Cumulées UZ [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] |
|----------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|
| 16/ 1 | 2,12 | 0,47 | 59,14 | 0,68 | 0,00 | 59,14 | 0,68 |
| 16/ 2 | 2,45 | 0,41 | 61,10 | 76,41 | 0,00 | 1,96 | 75,73 |
| 16/ 3 | 2,89 | 0,35 | 67,69 | 83,06 | 0,00 | 6,58 | 6,65 |
| 16/ 4 | 3,55 | 0,28 | 67,94 | 83,54 | 0,00 | 0,25 | 0,47 |
| 16/ 5 | 3,83 | 0,26 | 72,69 | 83,86 | 0,00 | 4,76 | 0,32 |
| 16/ 6 | 4,60 | 0,22 | 72,80 | 84,04 | 0,00 | 0,10 | 0,18 |
| 16/ 7 | 5,64 | 0,18 | 76,63 | 84,04 | 0,00 | 3,83 | 0,00 |
| 16/ 8 | 6,11 | 0,16 | 86,00 | 84,04 | 0,00 | 9,38 | 0,00 |
| 16/ 9 | 7,19 | 0,14 | 86,00 | 90,35 | 0,00 | 0,00 | 6,30 |
| 16/ 10 | 7,49 | 0,13 | 86,00 | 90,35 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 16/ 11 | 7,64 | 0,13 | 86,01 | 91,24 | 0,00 | 0,01 | 0,89 |
| 16/ 12 | 7,89 | 0,13 | 87,76 | 91,25 | 0,00 | 1,75 | 0,01 |
| 16/ 13 | 8,35 | 0,12 | 88,50 | 91,31 | 0,00 | 0,74 | 0,06 |
| 16/ 14 | 8,48 | 0,12 | 88,53 | 93,87 | 0,00 | 0,03 | 2,56 |
| 16/ 15 | 8,85 | 0,11 | 89,45 | 93,88 | 0,00 | 0,92 | 0,00 |
| 16/ 16 | 9,04 | 0,11 | 89,69 | 93,88 | 0,00 | 0,24 | 0,01 |
| 16/ 17 | 9,10 | 0,11 | 89,71 | 93,94 | 0,00 | 0,02 | 0,06 |
| 16/ 18 | 10,14 | 0,10 | 89,88 | 93,95 | 0,00 | 0,17 | 0,01 |
| 16/ 19 | 10,27 | 0,10 | 89,92 | 93,95 | 0,00 | 0,04 | 0,00 |
| 16/ 20 | 10,48 | 0,10 | 90,33 | 93,96 | 0,00 | 0,41 | 0,00 |

La période calculée par Robot : **T=0,37s.**

- $0.47 - 0.41 = 0.06$
- $0.41 \times 30\% = 0.123$
- $0.06 < 0.123$ (condition vérifiée)

VIII-5-2- La participation massique :

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 14ème mode pour le sens longitudinale et du 15ème mode pour le sens transversale.

VIII-5-3- Vérification de la force sismique à la base :

D’après l’article 4.3.6du RPA 99 V2003 « la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique approprié » .

Soit à vérifier : $V_t > 0,8 V$

On doit vérifier : $V_t > 0,8 V$

- Effort sismique dans le sens x : $V_{Tx} = 842.86 \text{ KN}$
- Effort sismique dans le sens y : $V_{Ty} = 1019.83 \text{ KN}$

Calcul de l’effort tranchant par la méthode statique équivalente :

| | Sens longitudinal | Sens transversal |
|-------|-------------------|------------------|
| A | 0.25 | 0.25 |
| D | 2.33 | 2.5 |
| Q | 1.05 | 1.05 |
| R | 4 | 4 |
| W (t) | 6176.52 | 6176.52 |
| V(t) | 944.42 | 1013.33 |

$V_{Tx} = 842.86 \text{ KN} > 0,8 V_x = 755.536 \text{ KN}$ **CV**

$V_{Ty} = 1019.83 \text{ kN} > 0,8 V_y = 810.664 \text{ KN}$ **CV**

VIII.5.4 Les déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » est calculé de la manière suivante :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$\delta k = R \times \delta ek$ (Art 4.19 du RPA99/2003)

Avec :

R : Coefficient de comportement qui est égale à 4

δek : Déplacement dû aux forces sismiques F

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1.$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à un étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à l'article 5.10 du RPA99V2003, c'est-à-dire ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Pour notre cas on a une hauteur de 3,26 m, donc le déplacement relatif doit être inférieur à 3,26 cm.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

| Niveaux | Sens longitudinale | | | Sens transversale | | |
|-------------|--------------------|------------|------------|-------------------|------------|------------|
| | δekx | δk | Δk | δekx | δk | Δk |
| RDC | 0,3 | 1.2 | 1.2 | 0,3 | 1.2 | 1.2 |
| ET 1 | 0,7 | 2,8 | 1.6 | 0,8 | 3.2 | 2 |
| ET2 | 1,1 | 4.4 | 1.6 | 1.1 | 4.4 | 1.2 |
| ET 3 | 1,3 | 5.2 | 0.8 | 1,2 | 4.8 | 0.4 |
| ET4 | 1,6 | 6.4 | 1.2 | 1,4 | 5.6 | 0.8 |

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible (3,26 cm), alors la condition de l'article 5.10 du RPA est vérifiée.

VIII.5.5 justification vis-à-vis de l'effet p-δ :

Les effets du 2° ordre (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta k}{v_k \times h_k}$$

Avec :

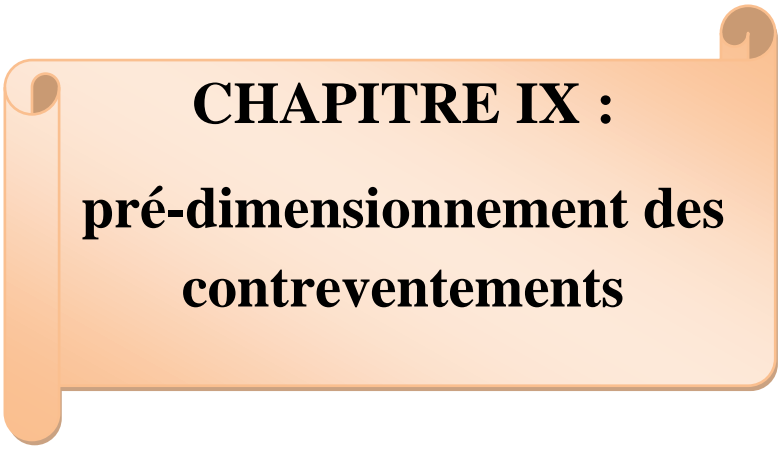
- p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.
- Δk : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau K-1.
- v_k : Effort tranchant d'étage au niveau K.
- h_k : Hauteur de l'étage K.

-Vérification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal :

| Niveaux | p_k | Δk | v_k | h_k | θ | |
|-------------|----------|------------|---------|-------|----------|----|
| RDC | 1197.38 | 1.2 | 944.411 | 326 | 0,005 | CV |
| ET 1 | 1197.38 | 1.6 | 824.803 | 326 | 0,007 | CV |
| ET2 | 1197.38 | 1.6 | 645.391 | 326 | 0,009 | CV |
| ET 3 | 1197.38 | 0.8 | 406.174 | 326 | 0,007 | CV |
| ET4 | 1387.007 | 1.2 | 59.804 | 326 | 0.083 | CV |

-Vérification de l'effet P- Δ dans le sens transversal :

| Niveaux | p_k | Δk | v_k | h_k | θ | |
|------------|----------|------------|----------|-------|----------|----|
| RDC | 1197.38 | 1.2 | 1013.326 | 326 | 0,004 | CV |
| ET1 | 1197.38 | 2 | 884.911 | 326 | 0,008 | CV |
| ET2 | 1197.38 | 1.2 | 692.488 | 326 | 0,006 | CV |
| ET3 | 1197.38 | 0.4 | 435.817 | 326 | 0,003 | CV |
| ET4 | 1387.007 | 0.8 | 64.167 | 326 | 0.052 | CV |

An orange scroll graphic with a white background, featuring a vertical strip on the left side and a small circular detail at the top right corner. The text is centered on the white background.

CHAPITRE IX :
pré-dimensionnement des
contreventements

Chapitre IX : Pré-dimensionnement des contreventements

IX.1- Introduction :

Les contreventements sont le principal élément stabilisateur de la structure. Ils sont sollicités par des forces situées dans le plan.

Les charges et les actions à l'origine de ces forces sont :

- Le vent agissant sur la façade de la structure.
- Le mouvement horizontal imposé aux fondations de la structure par les séismes.
- L'action horizontale des ponts roulants agissant sur les voies de roulement.

Les contreventements ayant pour rôle de transférer les forces qui les sollicitent jusqu'aux fondations, ils doivent être conçus de manière à fonctionner comme les éléments porteurs stables, reposant sur des appuis.

La vérification de la sécurité structurale d'une barre, comprimée soumise au flambage consiste à vérifier la relation suivante :

$$N_{c.sd} < N_{ord} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{u1}}$$

La vérification de la sécurité structurale d'une barre tendue consiste à vérifier :

$$N_{ord} \leq N_{trd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{u0}} \text{ (D.T.R.B)}$$

IX.2- Calcul des forces exercées par le vent :

1. Calcul des forces à l'aide des coefficients de force :

Les forces dues au vent F_w agissant sur le bâtiment ou les éléments d'une structure peuvent être déterminée à l'aide des coefficients de force C_f selon l'expression suivante :

$$F_w = C_s C_d C_f q_p(Z_e) \times A_{ref}$$

Avec :

$$q_p(Z_e) = q_{ref} \times C_e(Z) = 37.5 \times 3.03$$

$q_p(Z_e) = 113.62 \text{ daN/m}^2$: pression dynamique de pointe à la hauteur Z_e

C_f : est le coefficient de force applicable à la construction ou à l'élément de construction (RNV 2013, § 4.0)

A_{ref} (en m^2) : l'aire de référence (aire d'influence de l'élément considéré).

$C_d = 1$: coefficient dynamique tel que défini dans (RNV2013, §3.0).

Chapitre IX : Pré-dimensionnement des contreventements

Calcul du coefficient de force C_f :

$$C_f = C_{f.0} \times \psi\lambda$$

$C_{f.0}$: est donné en fonction du rapport d/b des deux dimensions dans le plan.

$$C_{f.0} = 2.4 \text{ pour : } d / b = 12 / 16 = 0.75 \text{ (RNV 2013)}$$

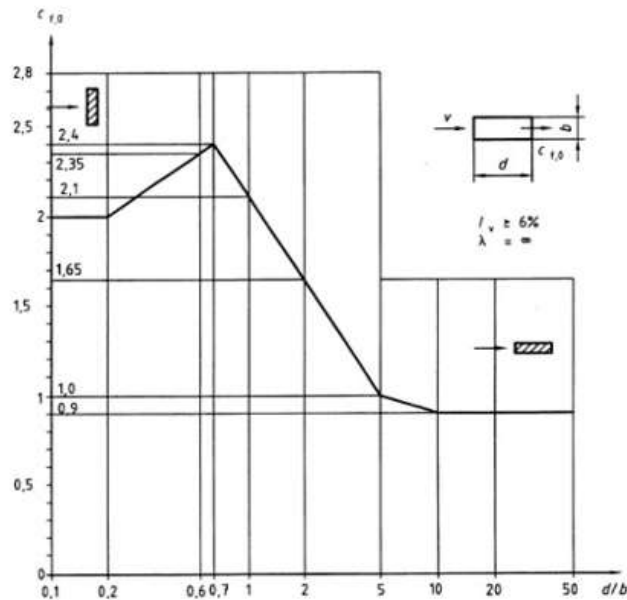


Figure IX.1: Valeurs du coefficient de force $C_{f.0}$ pour des sections rectangulaires en fonction du rapport d/b des dimensions dans le plan du bâtiment

$\psi\lambda$: est le facteur d'élanement donné sur la Figure en fonction de l'élanement

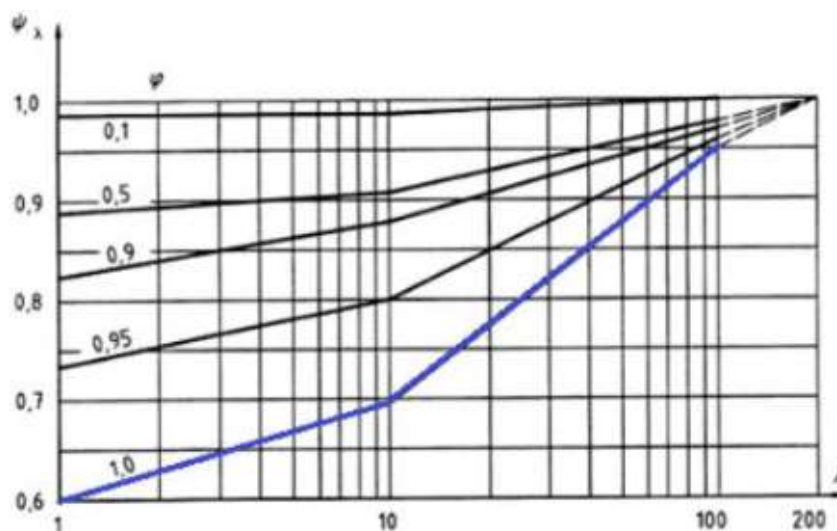


Figure IX.2 : Valeurs du facteur d'élanement $\psi\lambda$, en fonction de l'élanement λ , et de l'opacité de la construction.

Avec : $\lambda = h / b = 16.3 / 16 = 0,38 < 1$

Chapitre IX : Pré-dimensionnement des contreventements

On prend la valeur minimale (RNV 2013) : $\psi\lambda = 0,6$

$$C_f = C_{f.0} \times \psi\lambda = 2,4 \times 0,6 = 1,44$$

L'aire de référence revenant au système de contreventement A_{ref} :

$$A_{ref1} = \frac{3,26 \times (4,5 + 16,3)}{2} = 33,9 \text{ m}^2$$

$$A_{ref2} = \frac{3,26 \times (4,5 + 16,3)}{2} = 33,9 \text{ m}^2$$

$$A_{ref3} = \frac{3,26 \times (4,5 + 16,3)}{2} = 33,9 \text{ m}^2$$

$$A_{ref4} = \frac{3,26 \times (4,5 + 16,3)}{2} = 33,9 \text{ m}^2$$

Donc:

$$F_{w1} = 1 \times 1,44 \times 113,62 \times 33,9 = 2539,13 \text{ daN} = 55,464 \text{ kN}$$

$$F_{w2} = 1 \times 1,44 \times 113,62 \times 33,9 = 2539,13 \text{ daN} = 55,464 \text{ kN}$$

$$F_{w3} = 1 \times 1,44 \times 113,62 \times 33,9 = 2539,13 \text{ daN} = 55,464 \text{ kN}$$

$$F_{w4} = 1 \times 1,44 \times 113,62 \times 33,9 = 2539,13 \text{ daN} = 55,464 \text{ kN}$$

Remarque :

Les effets de l'action du vent calculés sont des valeurs caractéristiques (non pondérées). Des facteurs de charge appropriés doivent être appliqués pour la situation de conception pertinente. Pour les vérifications ELS, le facteur de charge partielle

$\gamma_Q = 1,50$ est applicable pour les actions variables.

$$F_{w1} = 1,5 \times 55,464 = 83,2 \text{ kN}$$

$$F_{w2} = 1,5 \times 55,464 = 83,2 \text{ kN}$$

$$F_{w3} = 1,5 \times 55,464 = 83,2 \text{ kN}$$

$$F_{w4} = 1,5 \times 55,464 = 83,2 \text{ kN}$$

❖ **Remarque :**

les forces sismiques sont plus défavorables par rapport à celle du vent donc pour les calculs des contreventements on utilise les forces sismiques.

Chapitre IX : Pré-dimensionnement des contreventements

IX-3- Calcul de la palée de stabilité en long pan :

Dans ce sens la stabilité verticale est assurée par des palées de stabilité en X.

IX-3-1- Dimensionnement des diagonales en X :

- Calcul des angles des diagonales

$$\alpha_1 = \arctang(3.26/4.5) = 35.92^\circ$$

$$\alpha_2 = \arctang(3.26/4.5) = 35.92^\circ$$

$$\alpha_3 = \arctang(3.26/4.5) = 35.92^\circ$$

$$\alpha_4 = \arctang(3.26/4.5) = 35.92^\circ$$

IX-3-2- Vérification des diagonales à la traction :

On doit vérifier la formule suivant :

$$N_{sd} \leq N_{c,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a :

$$N_{sd} = \frac{346.37}{2} = 173.185 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \frac{173.185}{\cos \alpha} = \frac{173.185}{\cos 35.92} = 213.85 \text{ KN}$$

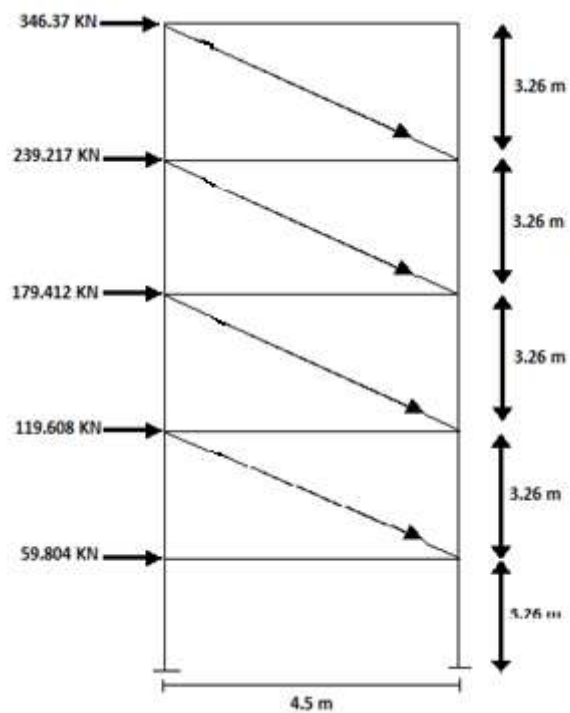
$$N_{sd} = 213.85 \text{ KN}$$

Donc :

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

$$A \geq \frac{213.85 \times 1.1}{23.5} = 10.01 \text{ cm}^2$$

- Donc on choisit un UPN 100 (A = 13,5 cm²)



IX-3-3- Vérification au flambement :

On a :

$$N_{sd} = 213.85 \text{ KN}$$

On doit vérifier la formule suivant :

$$N_{b,rd} = \frac{x \times \beta A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Chapitre IX : Pré-dimensionnement des contreventements

Où :

- X : est le facteur de réduction pour le mode de flambement approprié.
- $\beta A = 1$ (section de classe 1)
- $A = 1350 \text{ mm}^2$
- $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$,
- $\gamma_{m1} = 1.1$ est le facteur partiel de sécurité pour la résistance au flambement.

Les valeurs de χ sont données dans le tableau de ksi (voir annexe) en fonction de l'élanement réduit $\bar{\lambda}$ et de la courbe de flambement appropriée.

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \beta A^{0.5} \text{ et } \lambda = \frac{l}{i}$$

l = est la longueur de flambement de l'élément.

Le contreventement est conçu comme un élément simplement appuyé. Par conséquent, le rapport de longueur de flambement l/L est égal à 1. La longueur de flambement est égale à la longueur de l'élément.

$$l = \sqrt{(4.5^2 + 3.26^2)} = 5556 \text{ mm}$$

- Calcul du facteur de réduction X :

$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{5556}{83.2} = 66.7$$

$$\lambda_1 = 93.9 \quad \varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.9$$

On a:

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \beta A^{0.5} = \left(\frac{66.7}{93.9}\right) \times 1^{0.5} = 0.711$$

$$\bar{\lambda} = 0.711 \text{ (courbe de flambement b)} \quad X_{LT} = 0.7780$$

$$N_{b,rd} = \frac{x \times \beta A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0.7780 \times 1 \times 13.5 \times 23.5}{1.1} = 224.38 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 213.85 \text{ KN} \leq N_{b,rd} = 224.38 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Le profile (UPN100) convient comme des diagonales en X

Chapitre IX : Pré-dimensionnement des contreventements

IX-3-4- Vérification a la résistance de la section longitudinale :

La charge axiale appliquée, N_{sd} doit être inférieure a la résistance nominale de traction de la section **longitudinale**, $N_{t,Rd}$

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{sd} = 213.85 \text{ KN}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1350 \times 235}{1.1 \times 10^3} = 288.4 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 213.85 \text{ KN} \leq N_{t,Rd} = 288.4 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifié})$$

IX.4- Conclusion :

Le contreventement remplit toutes les exigences de l'Euro code pour les éléments en traction et en compression, et est donc satisfaisant.

An orange scroll graphic with a white border and a drop shadow. The scroll is partially unrolled, with the top and bottom edges curled over. The text is centered on the white surface of the scroll.

CHAPITRE X :

Vérification des éléments

X.1- Introduction :

Ce chapitre est consacré à vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature.

La vérification de l'ossature nécessite 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 auxquelles ils pourraient être soumis durant toute leur période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres, contreventement.....) elles servent également au calcul des assemblages. Ainsi qu'à celui de l'infrastructure....etc)

X.2- Méthode de travail :

Après avoir pré dimensionné les éléments de notre structure (les éléments structuraux et secondaires), on passe a la vérification de ces éléments à l'aide du logiciel ROBOT. On modélise notre structure sur ROBOT en utilisant les profilés déjà pré-dimensionné, puis on introduit les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et les combinaisons d'action puis on lance le calcul et on vérifie les éléments.

L'organigramme ci-dessous résume les étapes de travail:

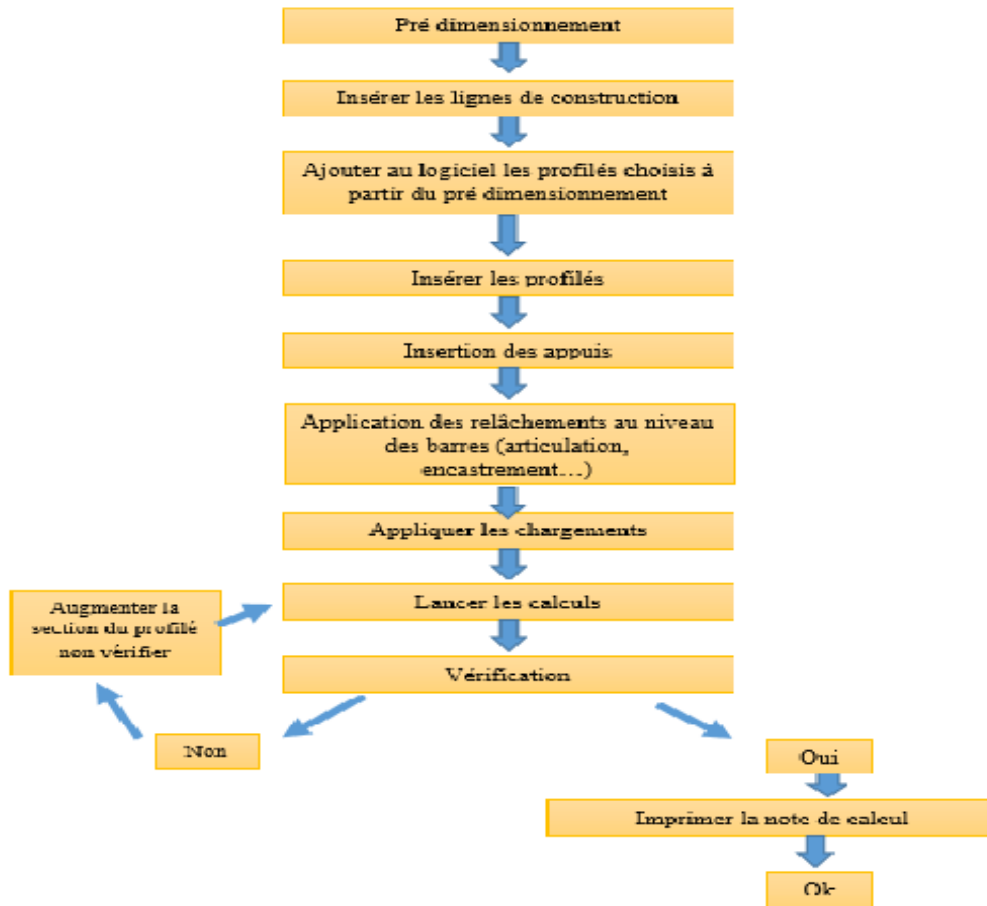


Figure X. 1: Etape de modélisation à l'aide du logiciel ROBOT

X.3- Etapes de modélisation :

X.3.1- Matériaux utilisé :

a. Acier :

- La limite élastique de traction, $f_y=275$ Mpa.
- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $E=210000$ Mpa
- Module d'élasticité transversal $G=81000$ Mpa.
- La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850$ Kg/m³
- Coefficient de poisson $\nu = 0.3$

b. Béton :

- Résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa
- La résistance caractéristique à la traction f_{t28} : donné par la formule suivante :
 $f_{t28} = 0.6 * 0.06 f_{c28}$ (BAEL/96)
 $f_{t28} = 0.6 * 0.06 * 25 = 2.1$ Mpa

- La masse 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
- $\nu = 0.2$ à l'ELS

X.4- Modélisation géométrique :

Vue en 3D :

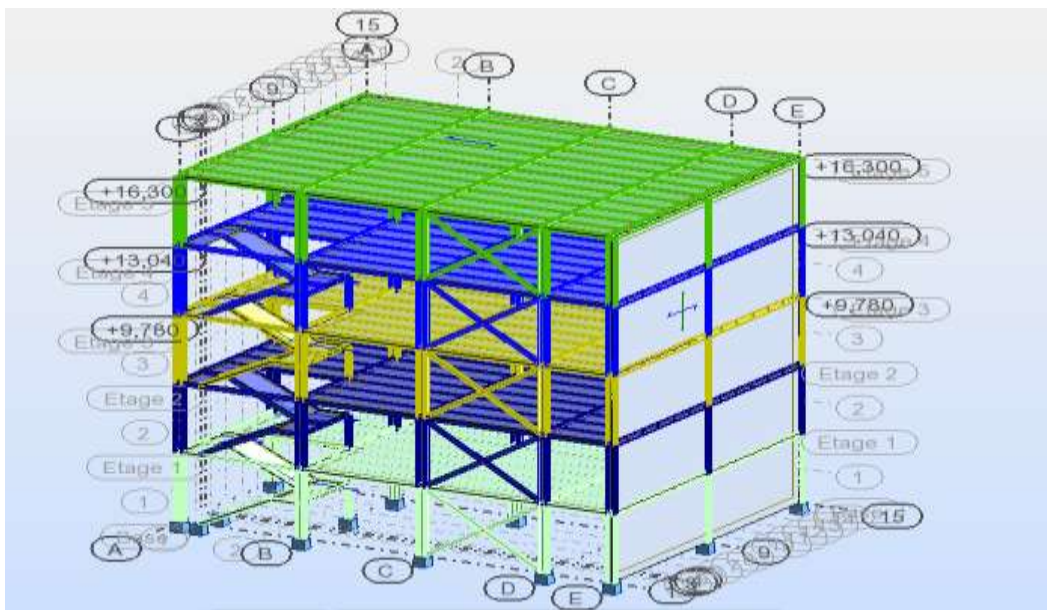


Figure X.2 : Vue en 3D de la structure

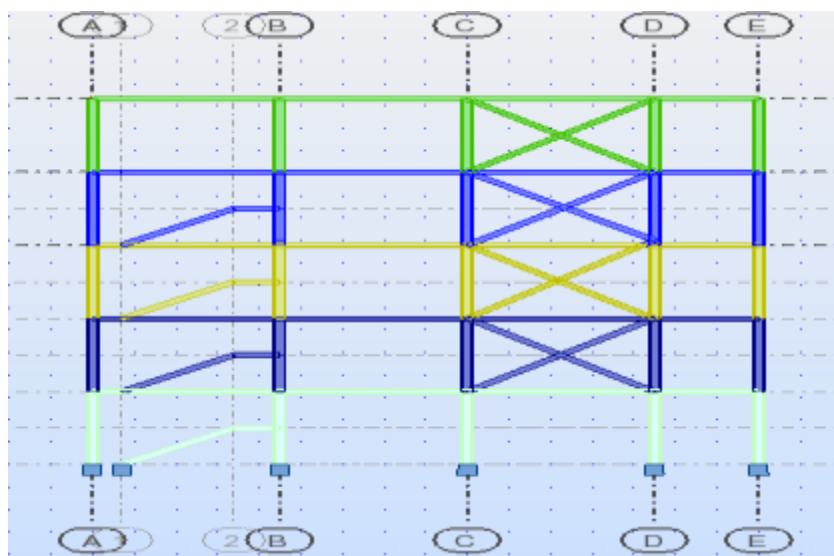


Figure X.3: Vue en élévation de la face long-pan

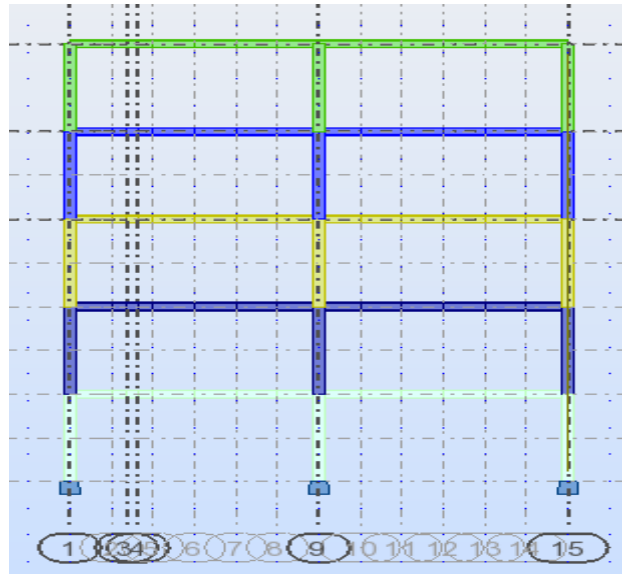


Figure X.4: Vue en élévation de la face pignon

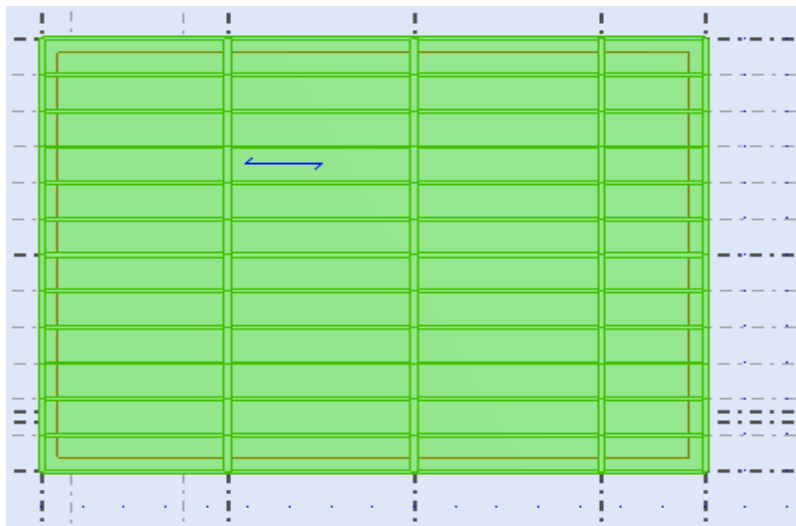


Figure X.5: Vue en plan du plancher terrasse

X.4.1 – Chargements :

Pour le plancher étage courant :

La charge permanente due au revêtement $G = 4.54 \text{ KN/m}^2$

La surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

Pour le plancher terrasse :

La charge dues au revêtement $G = 5.45 \text{ KN/m}^2$

La surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Pour l'escalier : la surcharge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

X.4.2- Les Combinaisons d'actions :

A l'ELU :

$$1.35G + 1.5Q$$

A l'ELS :

$$G + Q$$

Accidentelle :

- $0,8G \pm Ex$
- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm 1.2Ex$

X.5- Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT :

Les résultats des vérifications des éléments de notre ouvrage sont donnés comme suit :

X.5.1. Vérification des solives :**a- Solives planchers terrasse IPE160 :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 111 Poutre_111

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00$ L =

4.500 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 25 solive terrasse $1*1.00+19*1.35+12*1.50$

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235000.00$ kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: SOLIVE

h=16.00 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=8.20 cm

Ay=13.730 cm²Az=9.656 cm²Ax=20.090 cm²

tw=0.50 cm

Iy=869.290 cm⁴Iz=68.310 cm⁴Ix=3.620 cm⁴

tf=0.74 cm

Wply=123.860 cm³Wplz=26.100 cm³**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

| | | | |
|-------------------|-----------------------|------------------------|--------------------------|
| N,Ed = 0.06 kN | My,Ed = 7.84 kN*m | Mz,Ed = -0.04 kN*m | Vy,Ed = 0.02 kN |
| Nc,Rd = 472.12 kN | My,Ed,max = 7.84 kN*m | Mz,Ed,max = -0.04 kN*m | Vy,T,Rd = 186.23 kN |
| Nb,Rd = 472.12 kN | My,c,Rd = 29.11 kN*m | Mz,c,Rd = 6.13 kN*m | Vz,Ed = 9.53 kN |
| | MN,y,Rd = 29.11 kN*m | MN,z,Rd = 6.13 kN*m | Vz,T,Rd = 130.99 kN |
| | Mb,Rd = 15.92 kN*m | | Tt,Ed = 0.00 kN*m |
| | | | Classe de la section = 1 |

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

| | | | |
|-----------------|------------------|--------------|----------------|
| z = 1.00 | Mcr = 20.93 kN*m | Courbe,LT - | XLT = 0.53 |
| Lcr,upp=4.500 m | Lam_LT = 1.18 | fi,LT = 1.31 | XLT,mod = 0.55 |

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

kyy = 1.00

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(fy/(\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(fy/(\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$My,Ed,max/Mb,Rd = 0.49 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N,Ed/(Xy * N,Rk/gM1) + kyy * My,Ed,max/(XLT * My,Rk/gM1) + kyz * Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.50 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz * N,Rk/gM1) + kzy * My,Ed,max/(XLT * My,Rk/gM1) + kzz * Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.50 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 2.3 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 54 SOLIVE TERRASSE IN ELS (1+19+20)*1.00

$$u_z = 1.0 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 2.3 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 54 SOLIVE TERRASSE IN ELS (1+19+20)*1.00

Profil correct !!!

b- Solives plancher étage courant IPE 160 :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 100 Poutre_100

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00$ L =

4.500 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 21 solive etag 1*1.00+2*1.35+12*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235000.00$ kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: SOLIVE

| | | | |
|------------|------------------------------|-----------------------------|---------------------------|
| h=16.00 cm | gM0=1.00 | gM1=1.00 | |
| b=8.20 cm | Ay=13.730 cm ² | Az=9.656 cm ² | Ax=20.090 cm ² |
| tw=0.50 cm | Iy=869.290 cm ⁴ | Iz=68.310 cm ⁴ | Ix=3.620 cm ⁴ |
| tf=0.74 cm | Wply=123.860 cm ³ | Wplz=26.100 cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | | |
|-------------------|-----------------------|----------------------|---------------------|
| N,Ed = -0.06 kN | My,Ed = -4.61 kN*m | Mz,Ed = -0.03 kN*m | Vy,Ed = 0.01 kN |
| Nt,Rd = 472.12 kN | My,pl,Rd = 29.11 kN*m | Mz,pl,Rd = 6.13 kN*m | Vy,T,Rd = 186.25 kN |
| | My,c,Rd = 29.11 kN*m | Mz,c,Rd = 6.13 kN*m | Vz,Ed = -5.47 kN |
| | MN,y,Rd = 29.11 kN*m | MN,z,Rd = 6.13 kN*m | Vz,T,Rd = 130.99 kN |
| | Mb,Rd = 16.36 kN*m | | Tt,Ed = 0.00 kN*m |

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

| | | | |
|-----------------|------------------|--------------|----------------|
| z = 1.00 | Mcr = 21.88 kN*m | Courbe,LT - | XLT = 0.54 |
| Lcr,low=4.500 m | Lam_LT = 1.15 | fi,LT = 1.28 | XLT,mod = 0.56 |

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.28 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES*Flèches*

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 2.3 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 50 SOLIVE ETAG IN ELS (1+2+4)*1.00

$$u_z = 0.9 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 2.3 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 50 SOLIVE ETAG IN ELS (1+2+4)*1.00

Profil correct !!!**X.5.2 Vérification des poutres principale :****a- Poutres principale planchers terrasse IPE 360 :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 360 Poutre_360

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 33 poutre principal terrasse 1*1.00+19*1.35+12*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235000.00$ kPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360**

| | | | |
|------------|-------------------------------|------------------------------|---------------------------|
| h=36.00 cm | gM0=1.00 | gM1=1.00 | |
| b=17.00 cm | Ay=48.842 cm ² | Az=35.138 cm ² | Ax=72.730 cm ² |
| tw=0.80 cm | Iy=16265.600 cm ⁴ | Iz=1043.450 cm ⁴ | Ix=37.490 cm ⁴ |
| tf=1.27 cm | Wply=1019.150 cm ³ | Wplz=191.100 cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | | |
|--------------------|--------------------------|----------------------|--------------------------|
| N,Ed = 30.79 kN | My,Ed = -81.11 kN*m | Mz,Ed = -0.23 kN*m | Vy,Ed = -0.26 kN |
| Nc,Rd = 1709.16 kN | My,Ed,max = -101.60 kN*m | | Mz,Ed,max = -0.23 kN*m |
| | Vy,T,Rd = 661.71 kN | | |
| Nb,Rd = 1709.16 kN | My,c,Rd = 239.50 kN*m | Mz,c,Rd = 44.91 kN*m | Vz,Ed = 110.70 kN |
| | MN,y,Rd = 239.50 kN*m | MN,z,Rd = 44.91 kN*m | Vz,T,Rd = 476.30 kN |
| | Mb,Rd = 109.31 kN*m | | Tt,Ed = 0.01 kN*m |
| | | | Classe de la section = 1 |

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

| | | | |
|-----------------|-------------------|--------------|----------------|
| z = 1.00 | Mcr = 134.29 kN*m | Courbe,LT - | XLT = 0.45 |
| Lcr,low=6.000 m | Lam_LT = 1.34 | fi,LT = 1.52 | XLT,mod = 0.46 |

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.93 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y * N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.95 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

$$N_{,Ed}/(X_z * N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.95 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES*Flèches*

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 62 PP TERRASSE IN ELS (1+19+20)*1.00

$$u_z = 0.3 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm} \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 62 PP TERRASSE IN ELS (1+19+20)*1.00

Profil correct !!!**b- Poutres principale planchers étage courant IPE 360 :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

NORME: [NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

TYPE D'ANALYSE: [Vérification des pièces](#)

FAMILLE:

PIECE: 241 Poutre_241

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

6.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 29 poutre principal (2+1)*1.35+4*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235000.00 \text{ kPa}$

**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360**

h=36.00 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=17.00 cm

Ay=48.842 cm²

Az=35.138 cm²

Ax=72.730 cm²

tw=0.80 cm

Iy=16265.600 cm⁴

Iz=1043.450 cm⁴

Ix=37.490 cm⁴

tf=1.27 cm

Wply=1019.150 cm³

Wplz=191.100 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | | |
|---------------------------------|--|---|---|
| $N_{,Ed} = -2.79 \text{ kN}$ | $M_{y,Ed} = -94.77 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $M_{z,Ed} = -0.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $V_{y,Ed} = 0.02 \text{ kN}$ |
| $N_{t,Rd} = 1709.16 \text{ kN}$ | $M_{y,pl,Rd} = 239.50 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $M_{z,pl,Rd} = 44.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $V_{y,T,Rd} = 662.29 \text{ kN}$ |
| | $M_{y,c,Rd} = 239.50 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $M_{z,c,Rd} = 44.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $V_{z,Ed} = -104.79 \text{ kN}$ |
| | $MN_{,y,Rd} = 239.50 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $MN_{,z,Rd} = 44.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $V_{z,T,Rd} = 476.57 \text{ kN}$ |
| | $M_{b,Rd} = 105.31 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | | $T_{t,Ed} = 0.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$ |
| | | | Classe de la section = 1 |

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

| | | | |
|--------------------------------|---|-------------------|---------------------|
| $z = 1.00$ | $M_{cr} = 127.75 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | Courbe,LT - | $X_{LT} = 0.43$ |
| $L_{cr,low} = 6.000 \text{ m}$ | $\lambda_{m,LT} = 1.37$ | $f_{i,LT} = 1.56$ | $X_{LT,mod} = 0.44$ |

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_{fy}/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_{fy}/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.90 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \max} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 58 PP ETAGE IN ELS (1+2+4)*1.00

$$u_z = 0.7 \text{ cm} < u_{z \max} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 58 PP ETAGE IN ELS (1+2+4)*1.00

Profil correct !!!

X.5.3- Vérification des poutres secondaire :**a- Poutres secondaire planchers terrasse IPE 200 :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 372 Poutre_372

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif 27 PS terrasse 1*1.00+(19+5)*1.35+12*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235000.00$ kPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: PS**

| | | | |
|------------|------------------------------|-----------------------------|---------------------------|
| h=20.00 cm | gM0=1.00 | gM1=1.00 | |
| b=10.00 cm | Ay=19.576 cm ² | Az=13.996 cm ² | Ax=28.480 cm ² |
| tw=0.56 cm | Iy=1943.170 cm ⁴ | Iz=142.370 cm ⁴ | Ix=7.020 cm ⁴ |
| tf=0.85 cm | Wply=220.640 cm ³ | Wplz=44.610 cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | | |
|-------------------|------------------------|-----------------------|--------------------------|
| N,Ed = 1.02 kN | My,Ed = -4.38 kN*m | Mz,Ed = 0.02 kN*m | Vy,Ed = 0.01 kN |
| Nc,Rd = 669.28 kN | My,Ed,max = -4.38 kN*m | Mz,Ed,max = 0.02 kN*m | Vy,T,Rd = 265.56 kN |
| Nb,Rd = 669.28 kN | My,c,Rd = 51.85 kN*m | Mz,c,Rd = 10.48 kN*m | Vz,Ed = 5.37 kN |
| | MN,y,Rd = 51.85 kN*m | MN,z,Rd = 10.48 kN*m | Vz,T,Rd = 189.87 kN |
| | Mb,Rd = 32.46 kN*m | | Tt,Ed = -0.00 kN*m |
| | | | Classe de la section = 1 |

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

| | | | |
|-----------------|------------------|--------------|----------------|
| z = 1.00 | Mcr = 47.38 kN*m | Courbe,LT - | XLT = 0.60 |
| Lcr,low=4.500 m | Lam_LT = 1.05 | fi,LT = 1.16 | XLT,mod = 0.63 |

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$$k_{yy} = 1.00$$

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^1 = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.13 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.14 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.14 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 2.3 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 56 SOLIVE TERRASSE RIVE ELS (1+19+5)*1.00

$$u_z = 0.2 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 2.3 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 56 SOLIVE TERRASSE RIVE ELS (1+19+5)*1.00**Profil correct !!!****b- Poutres secondaire planchers étage courant IPE 200 :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** [NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.](#)**TYPE D'ANALYSE:** [Vérification des pièces](#)**FAMILLE:****PIECE:** 90 Poutre_90**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

0.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 24 solive etag 1*1.00+(2+7)*1.35+12*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235000.00$ kPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: PS**

| | | | |
|------------|------------------------------|-----------------------------|---------------------------|
| h=20.00 cm | gM0=1.00 | gM1=1.00 | |
| b=10.00 cm | Ay=19.576 cm ² | Az=13.996 cm ² | Ax=28.480 cm ² |
| tw=0.56 cm | Iy=1943.170 cm ⁴ | Iz=142.370 cm ⁴ | Ix=7.020 cm ⁴ |
| tf=0.85 cm | Wply=220.640 cm ³ | Wplz=44.610 cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | | |
|-------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------------|
| N,Ed = -1.46 kN | My,Ed = -6.33 kN*m | Mz,Ed = 0.03 kN*m | Vy,Ed = 0.01 kN |
| Nt,Rd = 669.28 kN | My,pl,Rd = 51.85 kN*m | Mz,pl,Rd = 10.48 kN*m | Vy,T,Rd = 265.58 kN |
| | My,c,Rd = 51.85 kN*m | Mz,c,Rd = 10.48 kN*m | Vz,Ed = 8.65 kN |
| | MN,y,Rd = 51.85 kN*m | MN,z,Rd = 10.48 kN*m | Vz,T,Rd = 189.88 kN |
| | Mb,Rd = 27.91 kN*m | | Tt,Ed = 0.00 kN*m |
| | | | Classe de la section = 1 |

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

| | | | |
|-----------------|------------------|--------------|----------------|
| z = 1.00 | Mcr = 36.54 kN*m | Courbe,LT - | XLT = 0.52 |
| Lcr,low=4.500 m | Lam_LT = 1.19 | fi,LT = 1.33 | XLT,mod = 0.54 |

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_{y,Rd}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_{z,Rd}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.23 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES*Flèches*

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 2.3 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 52 SOLIVE ETAGE RIVE ELS (1+2+7)*1.00

$$u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 2.3 \text{ cm} \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 52 SOLIVE ETAGE RIVE ELS (1+2+7)*1.00

Profil correct !!!

X.5.4- Vérification des poteaux :

Poteaux HEA 300 :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 9 Poteau_9

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 39 poteau (1+2+19)*1.35+(4+20+15)*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235000.00 \text{ kPa}$

**PARAMETRES DE LA SECTION: POT**

| | | | |
|------------|-------------------------------|------------------------------|----------------------------|
| h=29.00 cm | gM0=1.00 | gM1=1.00 | |
| b=30.00 cm | Ay=94.850 cm ² | Az=37.280 cm ² | Ax=112.530 cm ² |
| tw=0.85 cm | Iy=18263.500 cm ⁴ | Iz=6309.560 cm ⁴ | Ix=85.570 cm ⁴ |
| tf=1.40 cm | Wply=1383.270 cm ³ | Wplz=641.170 cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | | |
|---------------------------------|---|--|---|
| $N_{,Ed} = 1245.66 \text{ kN}$ | $M_{y,Ed} = 0.51 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $M_{z,Ed} = -0.45 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $V_{y,Ed} = -0.21 \text{ kN}$ |
| $N_{c,Rd} = 2644.45 \text{ kN}$ | $M_{y,Ed,max} = 0.51 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $M_{z,Ed,max} = -0.45 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $V_{y,T,Rd} = 1286.64 \text{ kN}$ |
| $N_{b,Rd} = 2282.52 \text{ kN}$ | $M_{y,c,Rd} = 325.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $M_{z,c,Rd} = 150.67 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $V_{z,Ed} = -0.29 \text{ kN}$ |
| | $M_{N,y,Rd} = 196.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $M_{N,z,Rd} = 137.88 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $V_{z,T,Rd} = 505.74 \text{ kN}$ |
| | | | $T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ |
| | | | Classe de la section = 1 |

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

$L_y = 3.260 \text{ m}$

$L_{am_y} = 0.27$

$L_{cr,y} = 3.260 \text{ m}$

$X_y = 0.97$

$L_{am_y} = 25.59$

$k_{zy} = 0.29$



en z:

$L_z = 3.260 \text{ m}$

$L_{am_z} = 0.46$

$L_{cr,z} = 3.260 \text{ m}$

$X_z = 0.86$

$L_{am_z} = 43.54$

$k_{zz} = 0.51$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.47 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{2.36} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$

$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$

$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 25.59 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 43.54 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$

$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.49 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.55 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

DEPLACEMENTS LIMITES**Déplacements**

$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 2.2 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$

Cas de charge décisif: 29 POTO ELS (1+2+4+19+20+15)*1.00

$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 2.2 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$

Cas de charge décisif: 29 POTO OOO ELS (1+2+4+19+20+15)*1.00**Profil correct !!!**

X.5.5- Vérification des contreventements :**Contreventement Lang pan UPN 100 :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 142

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00$ L =

0.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 42 CV 1*0.80+17*1.00

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235000.00$ kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 100

| | | | |
|---------------|----------------------------------|---------------------------------|------------------------------|
| $h=10.00$ cm | $gM0=1.00$ | $gM1=1.00$ | |
| $b=5.00$ cm | $A_y=9.420$ cm ² | $A_z=6.113$ cm ² | $A_x=13.380$ cm ² |
| $t_w=0.60$ cm | $I_y=205.305$ cm ⁴ | $I_z=29.160$ cm ⁴ | $I_x=2.583$ cm ⁴ |
| $t_f=0.85$ cm | $W_{ely}=41.061$ cm ³ | $W_{elz}=8.455$ cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | | |
|------------------------|-----------------------------|----------------------------|--------------------------|
| $N_{,Ed} = 88.63$ kN | $M_{y,Ed} = -0.31$ kN*m | $M_{z,Ed} = 0.22$ kN*m | $V_{y,Ed} = 0.07$ kN |
| $N_{c,Rd} = 314.43$ kN | $M_{y,Ed,max} = -0.31$ kN*m | $M_{z,Ed,max} = 0.22$ kN*m | $V_{y,T,Rd} = 127.44$ kN |
| $N_{b,Rd} = 314.43$ kN | $M_{y,c,Rd} = 9.65$ kN*m | $M_{z,c,Rd} = 1.99$ kN*m | $V_{z,Ed} = 0.22$ kN |
| | | | $V_{z,T,Rd} = 82.77$ kN |
| | $M_{b,Rd} = 6.63$ kN*m | | $T_{t,Ed} = 0.00$ kN*m |
| | | | Classe de la section = 3 |



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

| | | | |
|------------------------|--------------------------|-------------------|-----------------|
| $z = 1.00$ | $M_{cr} = 24.04$ kN*m | Courbe,LT - d | $X_{LT} = 0.69$ |
| $L_{cr,low} = 2.778$ m | $\lambda_{m_LT} = 0.63$ | $f_{i,LT} = 0.87$ | |

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$$k_{yy} = 1.00$$

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.36 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{z,Ed} + \tau_{tz,Ed})^2} / (f_y / \gamma_{M0}) = 0.36 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.38 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.38 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches**

$$u_y = 0.1 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 1.4 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 47 seisme els EX (1+17+3)*1.00

$$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 1.4 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 47 seisme els EX (1+17+3)*1.00

Profil correct !!!

X.6- Conclusion :

Après avoir terminé les vérifications permettant de satisfaire les conditions de stabilité et de résistance, on représente les différents éléments adoptés dans le tableau ci-dessous :

| Eléments | Profilé adopté |
|-------------------|----------------|
| solives | IPE160 |
| Poutre principale | IPE360 |
| Poutre secondaire | IPE200 |
| Contreventement | UPN100 |
| poteaux | HEA300 |

An orange scroll graphic with a gradient from light to dark orange, featuring a shadow and a rolled-up edge on the right side. The text is centered on the scroll.

Chapitre XI :

Calcul des assemblages

XI.1- Introduction :

Pour réaliser une ossature métallique, les composants élémentaires « poutre, poteaux, barre » Doivent être réalisés entre eux par des dispositifs particuliers appelés assemblages. Les assemblages sont définis en fonction du mode de liaisons retenues « par soudure ou par boulons » de la géométrie des pièces à attacher, et des efforts à transmettre d'une pièce à l'autre.

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- **Les assemblages articulés** qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants,
- **Les assemblages rigides** qui transmettent en outre les divers moments.
- **Les assemblages semi-rigides.**

XI.2- Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés.
- Les assemblages boulonnés.
- Les assemblages rivetés.
- Les assemblages collés.

Pour les deux derniers modes sont peu utilisés ou pratiquement abandonnés actuellement, du fait des difficultés inhérentes à leur mise en œuvre concernant Les assemblages par rivets et pour l'assemblage par collage reste toujours une technique non règlementée.

Par contre l'assemblage boulonné est un mode largement utilisé, présente en général l'avantage de démonte facilement avec une récupération intégrale des composants initiaux et c'est le mode adopté dans notre projet.

| Désignation | 4.6 | 4.8 | 5.6 | 5.8 | 6.8 | 8.8 | 10.2 |
|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| Résistance à la traction f_{yb} (dan/mm ²) | 24 | 32 | 30 | 40 | 48 | 64 | 90 |
| Limite d'élasticité f_{ub} (dan/mm ²) | 40 | 40 | 50 | 50 | 60 | 80 | 100 |

Tableau XI.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons de différentes nuances

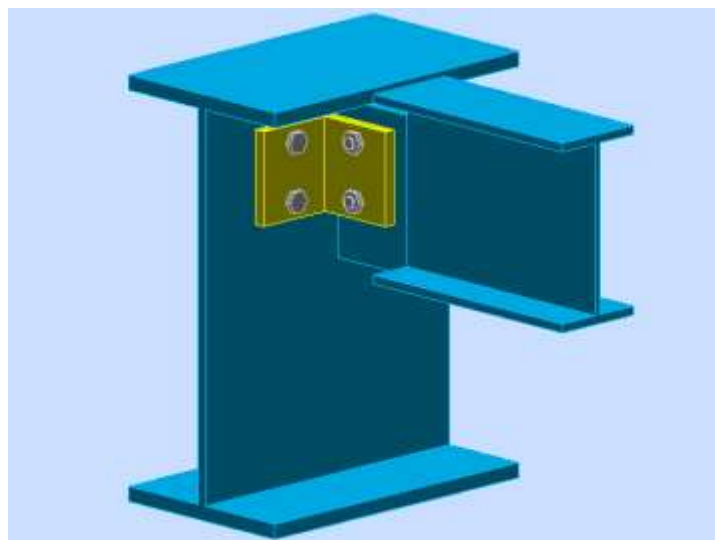
| Diamètre nominal d_b (mm) | Aire nominale A (mm ²) | Aire résistante A _s (mm ²) | Tôles et âmes de profilés d'épaisseur (mm) |
|--------------------------------|---------------------------------------|--|--|
| 14 | 154 | 115 | 5 |
| 16 | 201 | 157 | 6 |
| 18 | 254 | 192 | 7 |
| 20 | 314 | 245 | 8 |
| 22 | 380 | 303 | 10 à 14 |
| 24 | 452 | 353 | >14 |

Tableau XI.2: Dimensions des différents boulons

XI.3- Calcul des assemblages :

XI.3.1- Assemblage solive- poutre principale (IPE 160-IPE360) :

Cet assemblage sera réalisé a l'aide des cornières à ailles égales boulonnées à l'âme des pièces assemblées.



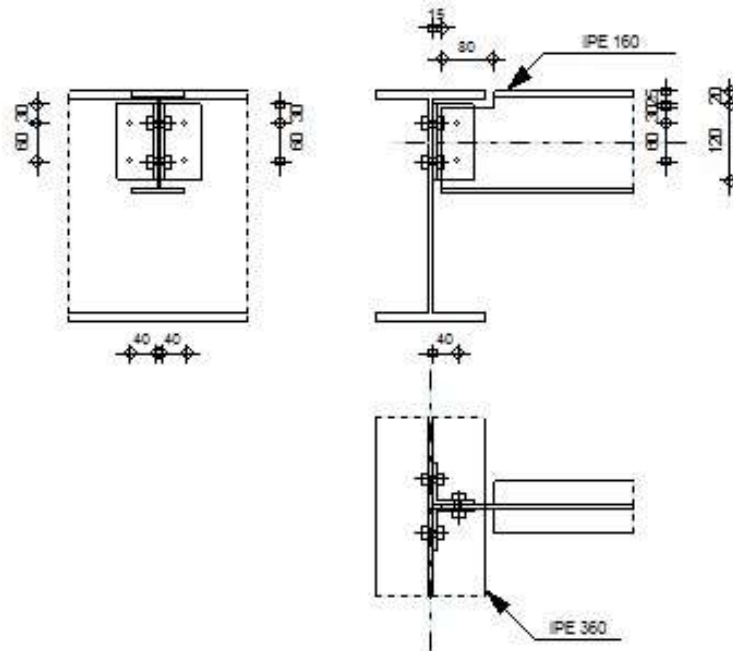
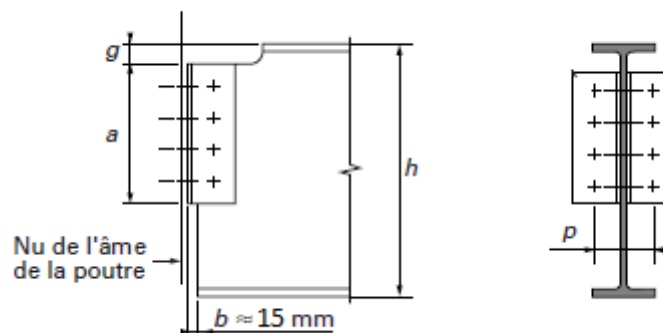


Figure XI-1 : Assemblage solive-poutre principale.

1) données de calcul :

- **Les sollicitations :**
- Cet assemblage est sollicité par un effort tranchant $V_{sd} = 32.643$ KN.
- **Choix des boulons :**
- On utilise des boulons ordinaires M16 de classe 4,8.
- $d = 16$ mm, $d_0 = 16 + 2 = 18$ mm,
- **Disposition constructives d'attache par cornière :**

g = hauteur du grugeage



$A \geq 0,6 \times h = 96$ mm en prend ; $a = 130$ mm.

$g = 15$ mm; $b = 15$ mm.

- **Choix de la cornière :**

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \geq V_{sd}$$

$$A_v \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}{f_y} = 32.643 \times \frac{1.1 \times \sqrt{3}}{235} = 2.64 \text{ cm}^2$$

Nous allons prendre **L65×65×6** avec $A = 7,53 \text{ cm}^2$

- **Section Brute :**

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \geq V_{sd}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{7.53 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 92.87 \text{ KN} \geq 32.643 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

- **Section nette :**

$$V_{pl,rd} = \frac{\beta_w \times f_u \times A_{nette}}{\gamma_{m2}}$$

Avec :

$$A_{nette} = A - T \times d_0 = 753 - 6 \times 18 = 6.45 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.59 \times 360 \times 645}{1.25} = 109.5 \text{ KN} \geq 32.643 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

2) Détermination des Dispositions constructives :

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons 4.8 Ø16, sur les deux ailes de la cornière

- **Distance entraxe des boulons :**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = \min (t_w \text{ (poutre)} ; t_w \text{ (solive)}) = 5 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq P_1 \leq 14t$$

$$39.6 \leq P_1 \leq 70 \quad \rightarrow \text{on prend : } P_1 = 60 \text{ mm.}$$

- **Pince longitudinale e_1 :**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$21.6 \leq e_1 \leq 60 \quad \rightarrow \text{on prend : } e_1 = 40 \text{ mm.}$$

- **Pince transversale e_2 :**

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$27 \leq e_2 \leq 60 \quad \rightarrow \text{on prend : } e_2 = 40 \text{ mm.}$$

3) Vérification des boulons au cisaillement :

- Effort de cisaillement par boulon

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{32.643}{2} = 16.32 \text{ KN}$$

- Résistance de calcul au cisaillement par boulon

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

α_v : Coefficient qui dépend du plan de cisaillement du boulon

f_{ub} : Limite d'élasticité des boulons.

A_s : aire résistante du boulon

γ_{mb} : Coefficient de sécurité

$$F_{v,Rd} = \frac{0.5 \times 400 \times 157}{1.25} = 25.12 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = 25.12 \text{ KN} > F_{v,sd} = 16.32 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

4) Vérification de la cornière :

- à la pression diamétrale :

$$F_{d,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t_c}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{F_u}, 1 \right)$$

$$\alpha = \min (0.83, 0.86, 1.11, 1)$$

$$\alpha = 0.83$$

$$F_{d,Rd} = \frac{2.5 \times 0.83 \times 400 \times 16 \times 6}{1.25} = 63.74 \text{ KN}$$

$$F_{d,Rd} = 63.74 \text{ KN} > F_{v,sd} = 16.32 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

- Au cisaillement:

$$V_{eff,rd} = \frac{f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \times A_{veff} \text{ ou } A_{veff} = t \times L_{veff}$$

Avec :

A_v : Aire de cisaillement

$$L_v = \min [l_v + l_1 + l_2, l_3]$$

$$l_1 = \min (e_1 ; 5d)$$

$$l_2 = (e_2 - k \cdot d_0) \times (f_u / f_y)$$

$$l_3 = (p_1 + 2e_1 - n \cdot d_0) \times (f_u / f_y)$$

k : coefficient qui dépend du nombre de rangées de boulons

n : nombre de trous de fixations le long de la plaque cisillée

d_0 : Diamètre des trous le long de la ligne tendue

t: épaisseur de l'âme

k=0,5 pour une seule rangée de boulons..... (CCM 97)

- **Vérification du cisaillement de bloc dans l'aile de la cornière**

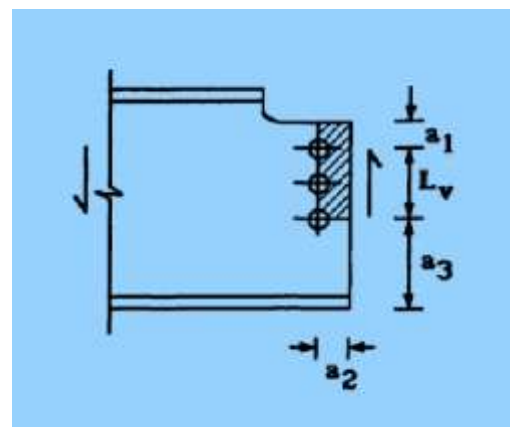
- $l_1 = \min (40 ; 80) = 40$
- $l_2 = (40 - 0.5 \times 18) \times (\frac{360}{235}) = 47.48$
- $l_3 = (60 + 80 - 36) \times (\frac{360}{235}) = 159.31$
- $l_v = 60$

➤ $L_{veff} = \min [47.48; 159.31] = 47.48 \text{ m}$

$$A_{veff} = t \times L_{veff} = 6 \times 47.48 = 284.88$$

$$V_{eff,rd} = \frac{(235/\sqrt{3})}{1.1} \times 284.88 = 384.14 \text{ KN}$$

$$V_{eff,rd} = 384.14 \text{ KN} > V_{sd} = 32.64 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$



- **Vérification du cisaillement de bloc de l'âme de la solive**

➤ $L_{veff} = \min [47.48; 159.31] = 47.48$

$$A_{veff} = t \times L_{veff} = 5 \times 47.48 = 237.40$$

$$V_{eff,rd} = \frac{(235/\sqrt{3})}{1.1} \times 237.40 = 254.14 \text{ KN}$$

$$V_{eff,rd} = 254.14 \text{ KN} > V_{sd} = 32.64 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

XI.4 - Assemblage poteau- poutre principale (HEA 300-IPE360) :

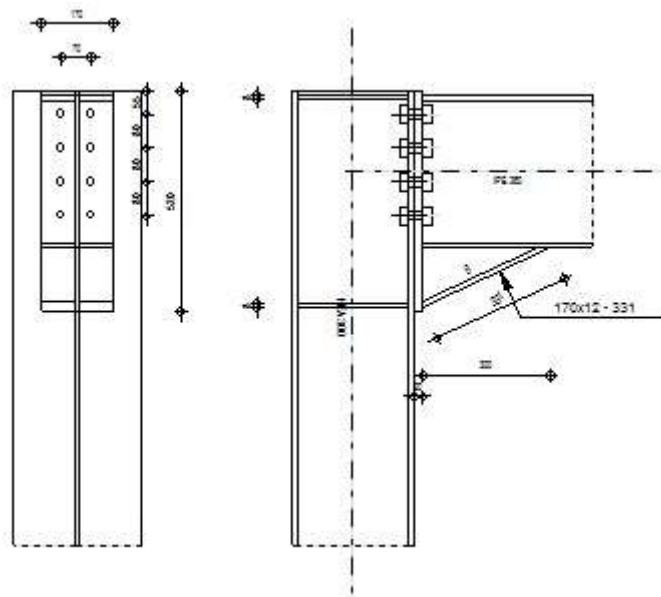


Figure XI-2: Assemblage poteau-poutre principale

1. Données de calcul :

- sollicitations :

$$M_{sd} = 59.42 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 68.51 \text{ KN}$$

- Platine :

La platine est soudée sur la poutre et boulonnée au poteau. La platine choisie pour notre assemblage a les caractéristiques suivantes :

Hauteur de la platine : $h_{platine} \geq h_{poutre}$; $h_{platine} = 520 \text{ mm}$

La largeur de la platine : $b_{platine} \geq b_{poutre}$; $b_{platine} = 180 \text{ mm}$

Epaisseur de la platine : $t_{platine} = 20 \text{ mm}$

- Jarret :

- La hauteur : $h = 140 \text{ mm}$
- La longueur : $L = 300 \text{ mm}$
- La largeur : $l = 170 \text{ mm}$

- **Choix des boulons :**

L'assemblage est réalisé avec 8 boulons de diamètre $\varnothing=20$ classe 5.6

$d=20$ mm, $d_0=20+2=22$ mm

2. Détermination des Dispositions constructives :

- **Distance entraxe des boulons :**

$t = \min (t \text{ (cornière)} ; t_w \text{ (poutre)}) = \min (6 ; 8) = 6$ mm

$$2.2d_0 \leq P_1 \leq 14t$$

$$44 \leq P_1 \leq 84 \quad \rightarrow \text{on prend : } P_1 = 80 \text{ mm.}$$

$$2.2d_0 \leq P_2 \leq 14t$$

$$44 \leq P_2 \leq 84 \quad \rightarrow \text{on prend : } P_2 = 80 \text{ mm.}$$

- **Pince longitudinale e_1 :**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$24 \leq e_1 \leq 72 \quad \rightarrow \text{on prend : } e_1 = 60 \text{ mm.}$$

- **Pince transversale e_2 :**

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$24 \leq e_2 \leq 72 \quad \rightarrow \text{on prend : } e_2 = 60 \text{ mm.}$$

3. Vérification au moment fléchissant :

Le moment résistant effectif de l'assemblage M_R est obtenu par la somme des produits des efforts de traction dans les rangées de boulons situés dans la zone tendue par leurs distances respectives au centre de résistance de la zone comprimée (c'est-à-dire l'axe neutre de la semelle comprimée) , sa valeur est donnée par :

$$M_R = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1}$$

N_1 : Effort de traction dans la rangée des boulons la plus éloignée située dans la zone tendue :

$$N_1 = n F_p = n \times 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

Avec:

n: nombre des boulons par rangée (n=2)

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 500 MPa pour des boulons de 5.6

A_s : L'aire de la section du boulon de M20 ; $A_s = 245 \text{ mm}^2$

$$N_1 = 2 \times 0.7 \times 500 \times 245$$

$$N_1 = 171.5 \text{ KN}$$

➤ $d_1 ; d_2 ; d_3 ; d_4$: distances des boulons tendus au centre de résistance de la zone

Comprimée :

$$d_1 : 465 \text{ mm}$$

$$d_2 : 385 \text{ mm}$$

$$d_3 : 305 \text{ mm}$$

$$d_4 : 225 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 508100 \text{ mm}^2$$

$$M_R = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{171.5 \times 0.5081}{0.465} = 187.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 59.42 \text{ KN.m} < M_R = 187.39 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{OK}$$

4. Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier que l'effort de cisaillement V_1 par boulon soit tel que :

$$V_1 = \frac{V_{sd}}{n} < F_s = K_s \cdot m \cdot \mu \cdot \frac{F_{p.c}}{\lambda_{m2}}$$

Avec :

F_s : Résistance au glissement

K_s : Coefficient fonction de la dimension des trous ; $K_s=1$

m : Nombre d'interfaces de frottement ; $m =1$

μ : Coefficient de frottement des pièces (surface de classe C) ; $\mu =0,3$

$F_{p.c}$: est la force de précontrainte ; $F_{p.c} = 0.7 f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 500 \times 245 = 85.75 \text{ KN}$

λ_{m2} : 1,25 pour les trous à tolérances normales.

$$V_1 = \frac{68.51}{8} = 8.56 \text{ KN} < F_s = 20.58 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifié)}$$

5. Résistance de l'âme du poteau en traction :

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{t,Rd}$

$$F_{t,Rd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

t_{wc} : Épaisseur âme poteau = 8,5 mm

b_{eff} : p=entraxe rangées boulons = 80 mm

$$F_{t,Rd} = \frac{235 \times 8.5 \times 80}{1.25} = 127.84 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{59.42}{0.276} = 215.28 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} > F_{t,Rd}$: La condition n'est pas vérifiée il est nécessaire d'ajouter un raidisseur d'épaisseur de 10 mm.

6. Résistance de l'âme du poteau en compression :

Condition à vérifier : $\sigma_n \leq \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

$$\sigma_n = \frac{V}{A} + \frac{M_v}{I} = \frac{68.51 \times 10^3}{112.5 \times 10^2} + \frac{59.42 \times 257.7 \times 10^2}{6310} = 248.76 \text{ MPA}$$

Avec :

V : effort tranchant

A : section de profil

I : inertie du profilé

$$v = t_f \text{ poutre} + 2t_p + 5(t_f \text{ poteau} + r_c)$$

$$v = 12.7 + 2 \times 20 + 5(14 + 27) = 257.7 \text{ mm}$$

$$\frac{f_y}{\lambda_{m1}} = 213.19 \text{ Mpa}$$

$\sigma_n > \frac{f_y}{\lambda_{m1}}$: La condition n'est pas vérifiée il est nécessaire d'ajouter un raidisseur d'épaisseur de 10 mm

7. Résistance de l'âme du poteau au cisaillement :

Condition à vérifier : $F_v \leq F_R$


$$F_R = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{m0}} = 0.85 \times 235 \times 290 \times \frac{8.5}{1} = 335.97 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{59.42}{0.276} = 215.28 \text{ KN}$$

$$F_v \leq F_R \dots\dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

- Le logiciel ROBOT nous permet de calculé les différent assemblages et les résultats des calculs sont comme suites :


XI.5- Assemblage des poutres principal – poteau :



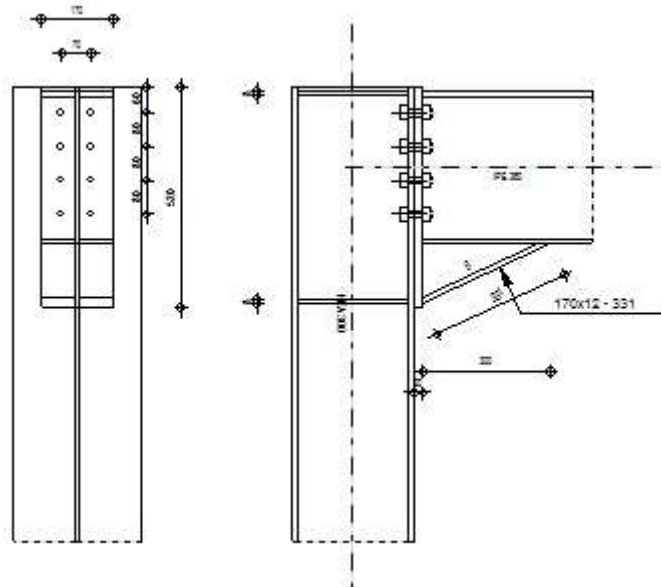
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,72



GENERAL

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage : poteau pp
 Noeud de la structure: 8
 Barres de la structure: 4, 81

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 300
 Barre N°: 4

| | | |
|----------------------|--------------------|---|
| $\alpha = -90,0$ | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_c = 290$ | [mm] | Hauteur de la section du poteau |
| $b_{fc} = 300$ | [mm] | Largeur de la section du poteau |
| $t_{wc} = 9$ | [mm] | Epaisseur de l'âme de la section du poteau |
| $t_{fc} = 14$ | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section du poteau |
| $r_c = 27$ | [mm] | Rayon de congé de la section du poteau |
| $A_c = 112,530$ | [cm ²] | Aire de la section du poteau |
| $I_{xc} = 18263,500$ | [cm ⁴] | Moment d'inertie de la section du poteau |

Matériau: S 235
 $f_{yc} = 235000,00$ [kPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 360
 Barre N°: 81

$\alpha = 0,0$ [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
 $t_{wb} = 8$ [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
 $A_b = 72,730$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 16265,600$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 235
 $f_{yb} = 235000,00$ [kPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 5.8 Classe du boulon
 $F_{TRd} = 69,12$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 60$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 70$ [mm]
 Entraxe $p_i = 80; 80; 80$ [mm]

PLATINE

$h_p = 520$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 170$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: S 235
 $f_{yp} = 235000,00$ [kPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 170$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 140$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 300$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 25,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 235
 $f_{ybu} = 235000,00$ [kPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 262$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 146$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 235
 $f_{ysu} = 235000,00$ [kPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 262$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 146$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 235

$f_{ysu} = 235000,00$ [kPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 8$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 10$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 8$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{rd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 30: poutre principale etage in (2+1)*1.35+4*1.50

$M_{b1,Ed} = 102,26$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 114,33$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = 14,55$ [kN] Effort axial dans la poutre droite
 $M_{c1,Ed} = 43,62$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur
 $V_{c1,Ed} = 20,35$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
 $N_{c1,Ed} = -468,34$ [kN] Effort axial dans le poteau inférieur
 $M_{c2,Ed} = -0,07$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau supérieur
 $V_{c2,Ed} = -0,01$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur
 $N_{c2,Ed} = -361,58$ [kN] Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b = 72,730$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{tb,Rd} = 1709,16$ [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 46,338$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 628,70$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,18 < 1,00$ **vérifié** (0,18)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1019,150$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 239,50$ [kN*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

$W_{pl} = 1523,156$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 357,94$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 357,94$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 487$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 734,95$ [kN] 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 INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 0,0$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 25,0$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

Pression diamétrale:

| | | | |
|-------------------------------------|--------------------|---|------------------------|
| $\beta = 0,0$ | [Deg] | Angle entre la platine d'about et la poutre | |
| $b_{\text{eff,c,wb}} = 210$ | [mm] | Largeur efficace de l'âme à la compression | [6.2.6.2.(1)] |
| $A_{\text{vb}} = 35,138$ | [cm ²] | Aire de la section au cisaillement | EN1993-1-1:[6.2.6.(3)] |
| $\omega = 0,88$ | | Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement | [6.2.6.2.(1)] |
| $\sigma_{\text{com,Ed}} = 91858,89$ | [kPa] | 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)] |

$$F_{\text{c,wb,Rd1}} = [\omega k_{\text{wc}} b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M0}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{\text{c,wb,Rd1}} = 743,24 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{\text{wb}} = 299 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_{\text{p}} = 0,98 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,81 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{\text{c,wb,Rd2}} = [\omega k_{\text{wc}} \rho b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M1}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{\text{c,wb,Rd2}} = 605,34 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{\text{c,wb,Rd3}} = b_{\text{b}} t_{\text{b}} f_{\text{yb}} / (0.8 \cdot \gamma_{\text{M0}})$$

$$F_{\text{c,wb,Rd3}} = 599,25 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{\text{c,wb,Rd,low}} = \text{Min}(F_{\text{c,wb,Rd1}}, F_{\text{c,wb,Rd2}}, F_{\text{c,wb,Rd3}})$$

$$F_{\text{c,wb,Rd,low}} = 599,25 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{\text{b1,Ed}} = 102,26 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{\text{b2,Ed}} = 0,00 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{\text{c1,Ed}} = 20,35 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{\text{c2,Ed}} = -0,01 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 403 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{\text{wp,Ed}} = (M_{\text{b1,Ed}} - M_{\text{b2,Ed}}) / z - (V_{\text{c1,Ed}} - V_{\text{c2,Ed}}) / 2$$

$$V_{\text{wp,Ed}} = 243,32 \text{ [kN]} \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{\text{vs}} = \frac{37,28}{0} \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{\text{vc}} = \frac{37,28}{0} \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_{\text{s}} = 492 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{\text{pl,fc,Rd}} = 3,45 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{\text{pl,stu,Rd}} = 1,13 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{\text{pl,sti,Rd}} = 1,13 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{\text{wp,Rd}} = 0.9 (A_{\text{vs}} \cdot f_{\text{y,wc}}) / (\sqrt{3} \gamma_{\text{M0}}) + \text{Min}(4 M_{\text{pl,fc,Rd}} / d_{\text{s}}, (2 M_{\text{pl,fc,Rd}} + M_{\text{pl,stu,Rd}} + M_{\text{pl,sti,Rd}}) / d_{\text{s}})$$

$$V_{\text{wp,Rd}} = 473,85 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{\text{wp,Ed}} / V_{\text{wp,Rd}} \leq 1,0 \quad 0,51 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,51)$$

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{\text{wc}} = 9 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{\text{eff,c,wc}} = 287 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{\text{vc}} = 37,280 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,80 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{\text{com,Ed}} = 66458,52 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{\text{wc}} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_{\text{s}} = 19,836 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{\text{c,wc,Rd1}} = \omega k_{\text{wc}} b_{\text{eff,c,wc}} t_{\text{wc}} f_{\text{yc}} / \gamma_{\text{M0}} + A_{\text{s}} f_{\text{ys}} / \gamma_{\text{M0}}$$

$$F_{\text{c,wc,Rd1}} = 925,14 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

| | | |
|---------------------|---|----------------------|
| $d_{wc} = 208$ [mm] | Hauteur de l'âme comprimée | [6.2.6.2.(1)] |
| $\lambda_p = 0,90$ | Elancement de plaque | [6.2.6.2.(1)] |
| $\rho = 0,87$ | Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément | [6.2.6.2.(1)] |
| $\lambda_s = 2,37$ | Elancement du raidisseur | EN1993-1-1:[6.3.1.2] |
| $\chi_s = 1,00$ | Coefficient de flambement du raidisseur | EN1993-1-1:[6.3.1.2] |

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 864,25 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 864,25 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES 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 | 9 | - | 115 | - | 80 | 57 | 100 | 57 | 100 | 109 | 49 | 49 | 49 |
| 2 | 9 | - | 115 | - | 80 | 57 | 180 | 57 | 180 | 160 | 80 | 80 | 80 |
| 3 | 9 | - | 115 | - | 80 | 57 | 180 | 57 | 180 | 160 | 80 | 80 | 80 |
| 4 | 9 | - | 115 | - | 80 | 57 | 97 | 57 | 97 | 109 | 47 | 47 | 47 |

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 | 22 | - | 50 | - | 80 | 138 | 167 | 138 | 167 | 149 | 132 | 132 | 132 |
| 2 | 22 | - | 50 | - | 80 | 138 | 150 | 138 | 150 | 160 | 80 | 80 | 80 |
| 3 | 22 | - | 50 | - | 80 | 138 | 150 | 138 | 150 | 160 | 80 | 80 | 80 |
| 4 | 22 | - | 50 | - | 80 | 138 | 150 | 138 | 150 | 149 | 115 | 115 | 115 |

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- $l_{eff,cp}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- $l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = 69,12 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 205,20 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} [\text{Tableau 3.4}]$$

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$$

$$N_{j,Rd} = 552,96 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la traction} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 69,12 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 205,20 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$ – 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 fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$$

[6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

[6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

| F_{t1,Rd,comp} - Formule | F_{t1,Rd,comp} | Composant |
|---|-------------------------------|---------------------------------------|
| $F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$ | 113,58 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,fc,Rd(1)} = 138,24$ | 138,24 | Aile du poteau - traction |
| $F_{t,wc,Rd(1)} = 113,58$ | 113,58 | Ame du poteau - traction |
| $F_{t,ep,Rd(1)} = 138,24$ | 138,24 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(1)} = 259,27$ | 259,27 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd} = 410,41$ | 410,41 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta = 473,85$ | 473,85 | Panneau d'âme - compression |
| $F_{c,wc,Rd} = 864,25$ | 864,25 | Ame du poteau - compression |
| $F_{c,fb,Rd} = 734,95$ | 734,95 | Aile de la poutre - compression |
| $F_{c,wb,Rd} = 599,25$ | 599,25 | Ame de la poutre - compression |

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

| F_{t2,Rd,comp} - Formule | F_{t2,Rd,comp} | Composant |
|---|-------------------------------|---------------------------------------|
| $F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$ | 113,58 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,fc,Rd(2)} = 138,24$ | 138,24 | Aile du poteau - traction |
| $F_{t,wc,Rd(2)} = 113,58$ | 113,58 | Ame du poteau - traction |
| $F_{t,ep,Rd(2)} = 138,24$ | 138,24 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(2)} = 259,27$ | 259,27 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd} = 410,41$ | 410,41 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ii,Rd} = 473,85 - 113,58$ | 360,28 | Panneau d'âme - compression |
| $F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 864,25 - 113,58$ | 750,67 | Ame du poteau - compression |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 734,95 - 113,58$ | 621,37 | Aile de la poutre - compression |
| $F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 599,25 - 113,58$ | 485,67 | Ame de la poutre - compression |
| $F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 276,48 - 113,58$ | 162,90 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 244,97 - 113,58$ | 131,40 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 276,48 - 113,58$ | 162,90 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 398,54 - 113,58$ | 284,96 | Ame de la poutre - traction - groupe |

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

| F_{t3,Rd,comp} - Formule | F_{t3,Rd,comp} | Composant |
|---|-------------------------------|---------------------------------------|
| $F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$ | 113,58 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,fc,Rd(3)} = 138,24$ | 138,24 | Aile du poteau - traction |
| $F_{t,wc,Rd(3)} = 113,58$ | 113,58 | Ame du poteau - traction |
| $F_{t,ep,Rd(3)} = 138,24$ | 138,24 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(3)} = 259,27$ | 259,27 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd} = 410,41$ | 410,41 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ii,Rd} = 473,85 - 227,15$ | 246,70 | Panneau d'âme - compression |
| $F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 864,25 - 227,15$ | 637,10 | Ame du poteau - compression |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 734,95 - 227,15$ | 507,80 | Aile de la poutre - compression |
| $F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 599,25 - 227,15$ | 372,10 | Ame de la poutre - compression |
| $F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 276,48 - 113,58$ | 162,90 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 295,09 - 113,58$ | 181,51 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 414,72 - 227,15$ | 187,57 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 367,36 - 227,15$ | 140,21 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 276,48 - 113,58$ | 162,90 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 300,80 - 113,58$ | 187,22 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 414,72 - 227,15$ | 187,57 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 548,94 - 227,15$ | 321,78 | Ame de la poutre - traction - groupe |

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

| F_{t4,Rd,comp} - Formule | F_{t4,Rd,comp} | Composant |
|---|-------------------------------|-----------------------------------|
| $F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$ | 85,26 | Résistance d'une rangée de boulon |

| | |
|-------------------------------------|--|
| $V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$ | [Tableau 3.4] |
| $V_{j,Rd} = 284,63$ [kN] | Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4] |
| $V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ | $0,40 < 1,00$ vérifié (0,40) |

RESISTANCE DES SOUDURES

| | | |
|---|--|--------------|
| $A_w = 163,257$ [cm ²] | Aire de toutes les soudures | [4.5.3.2(2)] |
| $A_{wy} = 95,200$ [cm ²] | Aire des soudures horizontales | [4.5.3.2(2)] |
| $A_{wz} = 68,057$ [cm ²] | Aire des soudures verticales | [4.5.3.2(2)] |
| $I_{wy} = 53344,455$ [cm ⁴] | Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. | [4.5.3.2(5)] |
| $\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 38089,07$ [kPa] | Contrainte normale dans la soudure | [4.5.3.2(5)] |
| $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 33314,21$ [kPa] | Contraintes dans la soudure verticale | [4.5.3.2(5)] |
| $\tau_{\parallel} = 16799,33$ [kPa] | Contrainte tangentielle | [4.5.3.2(5)] |
| $\beta_w = 0,80$ | Coefficient de corrélation | [4.5.3.2(7)] |
| $\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ | $76178,14 < 360000,00$ vérifié | (0,21) |
| $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ | $72704,88 < 360000,00$ vérifié | (0,20) |
| $\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$ | $38089,07 < 259200,00$ vérifié | (0,15) |

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

| | | |
|----------------------|-------------------------------------|---------------|
| $t_{wash} = 4$ [mm] | Épaisseur de la plaquette | [6.2.6.3.(2)] |
| $h_{head} = 13$ [mm] | Hauteur de la tête du boulon | [6.2.6.3.(2)] |
| $h_{nut} = 18$ [mm] | Hauteur de l'écrou du boulon | [6.2.6.3.(2)] |
| $L_b = 58$ [mm] | Longueur du boulon | [6.2.6.3.(2)] |
| $k_{10} = 5$ [mm] | Coefficient de rigidité des boulons | [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 |
|----|----------------|----------------|----------------|----------------|--------------------|-----------------------------------|--|
| | | | | | Somme | 12,440 | 432,818 |
| 1 | 443 | 1 | 159 | 90 | 1 | 4,045 | 179,351 |
| 2 | 363 | 1 | 185 | 54 | 1 | 3,720 | 135,174 |
| 3 | 283 | 1 | 185 | 54 | 1 | 2,901 | 82,207 |
| 4 | 203 | 1 | 151 | 78 | 1 | 1,774 | 36,086 |

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 348 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 37,280 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 348 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 48394,19 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,25 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 38669,27 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 45543,68 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 2846,48 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$


COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DU POTEAU EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,72

XI-6 Assemblage solive-poutre principal :



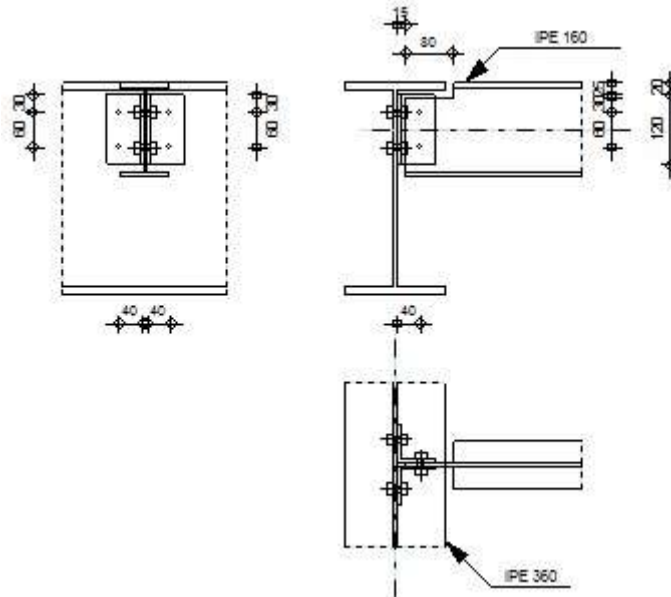
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Ratio
0,29



GENERAL

Assemblage N°: 8
 Nom de l'assemblage : pp solive terrasse
 Noeud de la structure: 350
 Barres de la structure: 419, 389

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 360
 Barre N°: 419
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 360$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{fg} = 170$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_{wg} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
 $t_{fg} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r_g = 18$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A_p = 72,730$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_{yp} = 16265,600$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale
 Matériau: S 235
 $f_{yg} = 235000,00$ [kPa] Résistance de calcul
 $f_{ug} = 360000,00$ [kPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 160
 Barre N°: 389
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 160$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_b = 82$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 5$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

| | | | |
|----------------------|--------------------|--|--|
| Profilé: | IPE 160 | | |
| $t_{fb} = 7$ | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section de la poutre | |
| $r_b = 9$ | [mm] | Rayon de congé de la section de la poutre | |
| $A_b = 20,090$ | [cm ²] | Aire de la section de la poutre | |
| $I_{yb} = 869,290$ | [cm ⁴] | Moment d'inertie de la poutre | |
| Matériau: | S 235 | | |
| $f_{yb} = 235000,00$ | [kPa] | Résistance de calcul | |
| $f_{ub} = 360000,00$ | [kPa] | Résistance à la traction | |

ENCOCHE DE LA POUTRE

| | | |
|------------|------|-----------------------|
| $h_1 = 25$ | [mm] | Encoche supérieur |
| $h_2 = 0$ | [mm] | Encoche inférieure |
| $l = 80$ | [mm] | Longueur de l'encoche |

CORNIERE

| | | | |
|----------------------|----------|--|--|
| Profilé: | CAE 65x6 | | |
| $h_k = 65$ | [mm] | Hauteur de la section de la cornière | |
| $b_k = 65$ | [mm] | Largeur de la section de la cornière | |
| $t_{fk} = 6$ | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section de la cornière | |
| $r_k = 8$ | [mm] | Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière | |
| $l_k = 120$ | [mm] | Longueur de la cornière | |
| Matériau: | S 235 | | |
| $f_{yk} = 235000,00$ | [kPa] | Résistance de calcul | |
| $f_{uk} = 360000,00$ | [kPa] | 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 = 4.8 | Classe du boulon | |
| $d = 10$ | [mm] | Diamètre du boulon |
| $d_0 = 11$ | [mm] | Diamètre du trou de boulon |
| $A_s = 0,580$ | [cm ²] | Aire de la section efficace du boulon |
| $A_v = 0,785$ | [cm ²] | Aire de la section du boulon |
| $f_{ub} = 400000,00$ | [kPa] | Résistance à la traction |
| $k = 1$ | Nombre de colonnes des boulons | |
| $w = 2$ | Nombre de rangées des boulons | |
| $e_1 = 30$ | [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 = 4.8 | Classe du boulon | |
| $d = 10$ | [mm] | Diamètre du boulon |
| $d_0 = 11$ | [mm] | Diamètre du trou de boulon |
| $A_s = 0,580$ | [cm ²] | Aire de la section efficace du boulon |
| $A_v = 0,785$ | [cm ²] | Aire de la section du boulon |
| $f_{ub} = 400000,00$ | [kPa] | Résistance à la traction |
| $k = 1$ | Nombre de colonnes des boulons | |
| $w = 2$ | Nombre de rangées des boulons | |
| $e_1 = 30$ | [mm] | Niveau du premier boulon |
| $p_1 = 60$ | [mm] | Entraxe |

COEFFICIENTS DE MATERIAU

| | | |
|----------------------|---------------------------------|-------|
| $\gamma_{M0} = 1,00$ | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |
| $\gamma_{M2} = 1,25$ | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |

EFFORTS

Cas: 26: solive terrasse in (19+1)*1.35+20*1.50

$N_{b,Ed} = 0,02$ [kN] Effort axial
 $V_{b,Ed} = 0,69$ [kN] Effort tranchant
 $M_{b,Ed} = 0,45$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 15,08$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
 $F_{t,Rd} = 16,70$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

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**

$F_{b,Rd1x} = 57,60$ [kN] 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**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 57,60$ [kN] 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

$k_{1x} = 2,50$ 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**

$\alpha_{bx} = 0,76$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $0,76 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 32,73$ [kN] 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**

$\alpha_{bz} = 0,91$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $0,91 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 39,27$ [kN] 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 POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 43$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,0$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$

$F_{Vz} = 0,1$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 0,2$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$

$F_{x,Ed} = 0,2$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 0,1$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Rdx} = 15,08$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 15,08$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

| | | |
|---------------------------|------------------|----------------|
| $ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$ | $ 0,24 < 15,08$ | vérifié (0,02) |
| $ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ | $ 0,17 < 15,08$ | vérifié (0,01) |

Traction des boulons

$e = 44$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_{0t} = 0,2$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$

$F_{t,Ed} = 3,9$ [kN] Effort de traction dans le boulon extrême $F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$

| | | |
|--------------------------|----------------|----------------|
| $F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ | $3,97 < 16,70$ | vérifié (0,24) |
|--------------------------|----------------|----------------|

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 0,30$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

| | | |
|--|---------------|----------------|
| $F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$ | $0,19 < 1,00$ | vérifié (0,19) |
|--|---------------|----------------|

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 30,16$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

| | | |
|----------------------|--|--|
| $k_{1x} = 2,50$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1x} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
| $\alpha_{bx} = 0,76$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $0,76 > 0,00$ | vérifié |

$F_{b,Rd1x} = 27,27$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

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 |
| $\alpha_{bz} = 0,76$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $0,76 > 0,00$ | vérifié |

$F_{b,Rd1z} = 27,27$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

| | | |
|----------------------|--|--|
| $k_{1x} = 2,50$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1x} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
| $\alpha_{bx} = 0,76$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $0,76 > 0,00$ | vérifié |

$F_{b,Rd2x} = 65,45$ [kN] 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 |
| $\alpha_{bz} = 0,91$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $0,91 > 0,00$ | vérifié |

$F_{b,Rd2z} = 78,55$ [kN] 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 CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 44$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_0 = 0,4$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$

$F_{Nx} = 0,0$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{Nx} = |N_{b,Ed}| / n$

$F_{Vz} = 0,3$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = |V_{b,Ed}| / n$

| | | | |
|---------------------------|------|---|---|
| $e = 44$ | [mm] | Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale | |
| $F_{Mx} = 7,9$ | [kN] | Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x | $F_{Mx} = M_0 * z_i / \Sigma(x_i^2 + z_i^2)$ |
| $F_{Mz} = 0,0$ | [kN] | Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z | $F_{Mz} = M_0 * x_i / \Sigma(x_i^2 + z_i^2)$ |
| $F_{x,Ed} = 7,9$ | [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x | $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$ |
| $F_{z,Ed} = 0,3$ | [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z | $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$ |
| $F_{Rdx} = 27,27$ | [kN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x | $F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$ |
| $F_{Rdz} = 27,27$ | [kN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z | $F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$ |
| $ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$ | | $ 7,94 < 27,27$ | vérifié (0,29) |
| $ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ | | $ 0,34 < 27,27$ | vérifié (0,01) |

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

CORNIERE

$A_{nt} = 1,170$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 4,410$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 76,68$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|0.5 * V_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|0,34| < 76,68$ **vérifié** (0,00)

POUTRE

$A_{nt} = 0,975$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

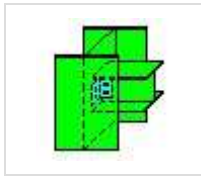
$A_{nv} = 3,425$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 60,51$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|0,69| < 60,51$ **vérifié** (0,01)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,29

XI.7- Assemblage des poutres secondaire – poteau :

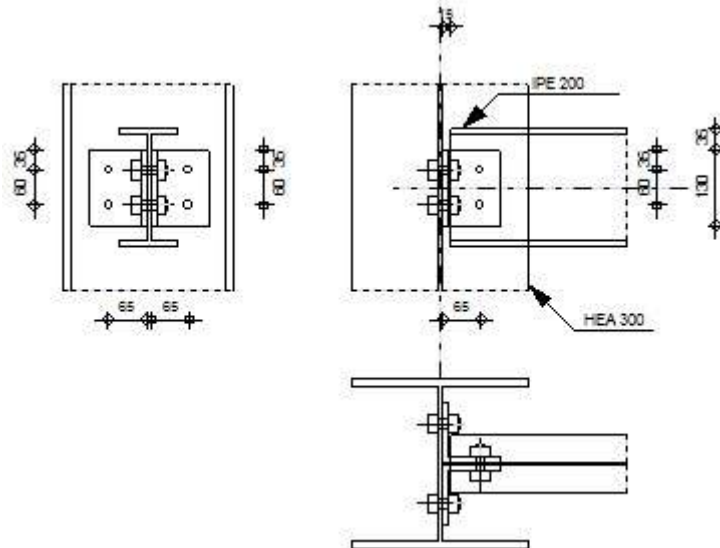


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme)
EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,23



GENERAL

Assemblage N°: 6
 Nom de l'assemblage : poteau ps int
 Noeud de la structure: 20
 Barres de la structure: 10, 95

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 300
 Barre N°: 10
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 290$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 112,530$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 18263,500$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S 235
 $f_{yc} = 235000,00$ [kPa] Résistance de calcul
 $f_{uc} = 360000,00$ [kPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 200
 Barre N°: 95
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 200$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_b = 100$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

| | | |
|------------|-----------|--|
| Profilé: | IPE 200 | |
| $r_b =$ | 12 | [mm] Rayon de congé de la section de la poutre |
| $A_b =$ | 28,480 | [cm ²] Aire de la section de la poutre |
| $I_{yb} =$ | 1943,170 | [cm ⁴] Moment d'inertie de la poutre |
| Matériau: | S 235 | |
| $f_{yb} =$ | 235000,00 | [kPa] Résistance de calcul |
| $f_{ub} =$ | 360000,00 | [kPa] Résistance à la traction |

CORNIERE

| | | |
|------------|------------|---|
| Profilé: | CAE 100x10 | |
| $h_k =$ | 100 | [mm] Hauteur de la section de la cornière |
| $b_k =$ | 100 | [mm] Largeur de la section de la cornière |
| $t_{fk} =$ | 10 | [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière |
| $r_k =$ | 12 | [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière |
| $l_k =$ | 130 | [mm] Longueur de la cornière |
| Matériau: | S 235 | |
| $f_{yk} =$ | 235000,00 | [kPa] Résistance de calcul |
| $f_{uk} =$ | 360000,00 | [kPa] Résistance à la traction |

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

| | | |
|--------------|------------------|--|
| Classe = 4.8 | Classe du boulon | |
| $d =$ | 16 | [mm] Diamètre du boulon |
| $d_0 =$ | 18 | [mm] Diamètre du trou de boulon |
| $A_s =$ | 1,570 | [cm ²] Aire de la section efficace du boulon |
| $A_v =$ | 2,011 | [cm ²] Aire de la section du boulon |
| $f_{ub} =$ | 400000,00 | [kPa] Résistance à la traction |
| $k =$ | 1 | Nombre de colonnes des boulons |
| $w =$ | 2 | Nombre de rangées des boulons |
| $e_1 =$ | 35 | [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 = 4.8 | Classe du boulon | |
| $d =$ | 16 | [mm] Diamètre du boulon |
| $d_0 =$ | 18 | [mm] Diamètre du trou de boulon |
| $A_s =$ | 1,570 | [cm ²] Aire de la section efficace du boulon |
| $A_v =$ | 2,011 | [cm ²] Aire de la section du boulon |
| $f_{ub} =$ | 400000,00 | [kPa] Résistance à la traction |
| $k =$ | 1 | Nombre de colonnes des boulons |
| $w =$ | 2 | Nombre de rangées des boulons |
| $e_1 =$ | 35 | [mm] Niveau du premier boulon |
| $p_1 =$ | 60 | [mm] Entraxe |

COEFFICIENTS DE MATERIAU

| | | | |
|-----------------|------|---------------------------------|-------|
| $\gamma_{M0} =$ | 1,00 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |
| $\gamma_{M2} =$ | 1,25 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |

EFFORTS

| | | | |
|--------------|---|--------|--------------------|
| Cas: | 24: solive etag riv (2+7+1)*1.35+4*1.50 | | |
| $N_{b,Ed} =$ | 0,39 | [kN] | Effort axial |
| $V_{b,Ed} =$ | 0,79 | [kN] | Effort tranchant |
| $M_{b,Ed} =$ | 0,74 | [kN*m] | Moment fléchissant |

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 38,60$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

$F_{t,Rd} = 45,22$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme du poteau

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**

$F_{b,Rd1x} = 97,92$ [kN] 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**

$\alpha_{bz} = 0,86$ 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**

$F_{b,Rd1z} = 84,32$ [kN] 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

$k_{1x} = 2,50$ 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**

$\alpha_{bx} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 74,67$ [kN] 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**

$\alpha_{bz} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 74,67$ [kN] 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 POTEAU - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 68$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,0$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$

$F_{Vz} = 0,2$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 0,4$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \Sigma z_i^2$

$F_{x,Ed} = 0,4$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 0,2$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Rdx} = 38,60$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 38,60$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|0,45| < 38,60$ **vérifié** (0,01)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|0,20| < 38,60$ **vérifié** (0,01)

Traction des boulons

$e = 69$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

Traction des boulons

| | | |
|--------------------------|---|--|
| $e = 69$ [mm] | Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau | |
| $M_{0t} = 0,4$ [kN*m] | Moment fléchissant réel | $M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$ |
| $F_{t,Ed} = 6,7$ [kN] | Effort de traction dans le boulon extrême | $F_{t,Ed} = M_{0t} * Z_{max} / \sum Z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$ |
| $F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ | $6,73 < 45,22$ | vérifié (0,15) |

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

| | | |
|--|---|---|
| $F_{v,Ed} = 0,49$ [kN] | Effort tranchant résultant dans le boulon | $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$ |
| $F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$ | $0,12 < 1,00$ | vérifié (0,12) |

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 77,21$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,93$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $0,93 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 59,73$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

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**

$\alpha_{bz} = 0,86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 55,55$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 149,33$ [kN] 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**

$\alpha_{bz} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 149,33$ [kN] 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 CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

| | | |
|------------------------|---|---|
| $e = 69$ [mm] | Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau | |
| $M_0 = 0,80$ [kN*m] | Moment fléchissant réel | $M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$ |
| $F_{Nx} = 0,20$ [kN] | Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial | $F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$ |
| $F_{Vz} = 0,39$ [kN] | Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant | $F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$ |
| $F_{Mx} = 13,2$ [kN] | Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x | $F_{Mx} = M_0 * Z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$ |
| $F_{Mz} = 0,00$ [kN] | Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z | $F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$ |
| $F_{x,Ed} = 13,4$ [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x | $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$ |
| $F_{z,Ed} = 0,39$ [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z | $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$ |

cisaillement des boulons

| | | | | |
|---------------------------|------|---|--------------------------------------|--------|
| $e = 69$ | [mm] | Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau | | |
| $F_{Rdx} = 59,7$ | [kN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x | $F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x})$ | |
| $F_{Rdz} = 55,5$ | [kN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z | $F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z})$ | |
| $ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$ | | $ 13,46 < 59,73$ | vérifié | (0,23) |
| $ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ | | $ 0,39 < 55,55$ | vérifié | (0,01) |

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

CORNIERE

| | | | | |
|-----------------------------------|--------------------|--|--|--------|
| $A_{nt} = 2,600$ | [cm ²] | Aire nette de la zone de la section en traction | | |
| $A_{nv} = 6,800$ | [cm ²] | Aire de la zone de la section en traction | | |
| $V_{effRd} = 129,7$ | [kN] | Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous | les $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$ | + |
| $ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$ | | $ 0,39 < 129,70$ | vérifié | (0,00) |


POUTRE

| | | | | |
|-----------------------------|--------------------|--|--|--------|
| $A_{nt} = 2,296$ | [cm ²] | Aire nette de la zone de la section en traction | | |
| $A_{nv} = 5,768$ | [cm ²] | Aire de la zone de la section en traction | | |
| $V_{effRd} = 111,3$ | [kN] | Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous | les $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$ | + |
| $ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$ | | $ 0,79 < 111,32$ | vérifié | (0,01) |

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,23


XI.8- Assemblage des contreventements :



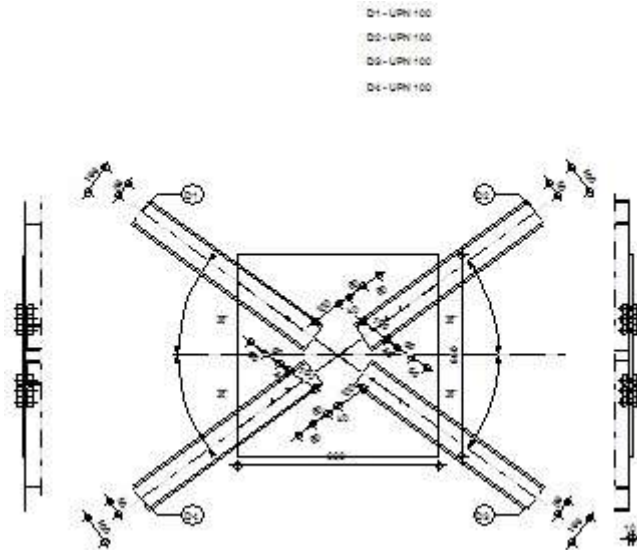
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

Calcul de l'assemblage au gousset

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,80



GENERAL

Assemblage N°: 16
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 2
 Barres de la structure: 125, 123, 124, 122,

GEOMETRIE

BARRES

| | Barre 1 | Barre 2 | Barre 3 | Barre 4 | | |
|------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-------|-----|
| Barre N°: | 125 | 123 | 124 | 122 | | |
| Profilé: | UPN 100 | UPN 100 | UPN 100 | UPN 100 | | |
| h | 100 | 100 | 100 | 100 | | mm |
| b _f | 50 | 50 | 50 | 50 | | mm |
| t _w | 6 | 6 | 6 | 6 | | mm |
| t _f | 9 | 9 | 9 | 9 | | mm |
| r | 9 | 9 | 9 | 9 | | mm |
| A | 13,500 | 13,500 | 13,500 | 13,500 | | cm2 |
| Matériau: | S 235 | S 235 | S 235 | S 235 | | |
| f _y | 235000,00 | 235000,00 | 235000,00 | 235000,00 | | kPa |
| f _u | 360000,00 | 360000,00 | 360000,00 | 360000,00 | | kPa |
| Angle | α | 35,9 | 35,9 | 35,9 | | Deg |
| Longueur | l | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | m |

BOULONS

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 d = 16 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

| | | |
|------------------------|--------------------------|---|
| Classe = | 4.8 | Classe du boulon |
| $A_s =$ | 1,570 [cm ²] | Aire de la section efficace du boulon |
| $A_v =$ | 2,011 [cm ²] | Aire de la section du boulon |
| $f_{yb} =$ | 280000,00 [kPa] | Limite de plasticité |
| $f_{ub} =$ | 400000,00 [kPa] | Résistance du boulon à la traction |
| $n =$ | 3 | Nombre de colonnes des boulons |
| Espacement des boulons | | 60;60 [mm] |
| $e_1 =$ | 40 [mm] | Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre |
| $e_2 =$ | 50 [mm] | Distance de l'axe des boulons du bord de la barre |
| $e_c =$ | 100 [mm] | Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres |

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

| | | |
|------------------------|--------------------------|---|
| Classe = | 4.8 | Classe du boulon |
| $d =$ | 16 [mm] | Diamètre du boulon |
| $d_0 =$ | 18 [mm] | Diamètre du trou de boulon |
| $A_s =$ | 1,570 [cm ²] | Aire de la section efficace du boulon |
| $A_v =$ | 2,011 [cm ²] | Aire de la section du boulon |
| $f_{yb} =$ | 280000,00 [kPa] | Limite de plasticité |
| $f_{ub} =$ | 400000,00 [kPa] | Résistance du boulon à la traction |
| $n =$ | 3 | Nombre de colonnes des boulons |
| Espacement des boulons | | 60;60 [mm] |
| $e_1 =$ | 40 [mm] | Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre |
| $e_2 =$ | 50 [mm] | Distance de l'axe des boulons du bord de la barre |
| $e_c =$ | 100 [mm] | Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres |

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

| | | |
|------------------------|--------------------------|---|
| Classe = | 4.8 | Classe du boulon |
| $d =$ | 16 [mm] | Diamètre du boulon |
| $d_0 =$ | 18 [mm] | Diamètre du trou de boulon |
| $A_s =$ | 1,570 [cm ²] | Aire de la section efficace du boulon |
| $A_v =$ | 2,011 [cm ²] | Aire de la section du boulon |
| $f_{yb} =$ | 280000,00 [kPa] | Limite de plasticité |
| $f_{ub} =$ | 400000,00 [kPa] | Résistance du boulon à la traction |
| $n =$ | 3 | Nombre de colonnes des boulons |
| Espacement des boulons | | 60;60 [mm] |
| $e_1 =$ | 40 [mm] | Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre |
| $e_2 =$ | 50 [mm] | Distance de l'axe des boulons du bord de la barre |
| $e_c =$ | 100 [mm] | Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres |

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

| | | |
|------------------------|--------------------------|---|
| Classe = | 4.8 | Classe du boulon |
| $d =$ | 16 [mm] | Diamètre du boulon |
| $d_0 =$ | 18 [mm] | Diamètre du trou de boulon |
| $A_s =$ | 1,570 [cm ²] | Aire de la section efficace du boulon |
| $A_v =$ | 2,011 [cm ²] | Aire de la section du boulon |
| $f_{yb} =$ | 280000,00 [kPa] | Limite de plasticité |
| $f_{ub} =$ | 400000,00 [kPa] | Résistance du boulon à la traction |
| $n =$ | 3 | Nombre de colonnes des boulons |
| Espacement des boulons | | 60;60 [mm] |
| $e_1 =$ | 40 [mm] | Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre |
| $e_2 =$ | 50 [mm] | Distance de l'axe des boulons du bord de la barre |
| $e_c =$ | 100 [mm] | Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres |

GOUSSET

| | | |
|---------|----------|------------------------|
| $l_p =$ | 660 [mm] | Longueur de la platine |
| $h_p =$ | 660 [mm] | Hauteur de la platine |

$l_p = 660$ [mm] Longueur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_v = 330$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 330$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: S 235

$f_y = 235000,00$ [kPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 42: CV $1*0.80+17*1.00$

$N_{b1,Ed} = -91,83$ [kN] Effort axial
 $N_{b2,Ed} = -92,25$ [kN] Effort axial
 $N_{b3,Ed} = -92,23$ [kN] Effort axial
 $N_{b4,Ed} = -92,57$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 38,60$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,74$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,74 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 51,2$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,93$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,93 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 64,00$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,86$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ **vérifié**

| | | |
|----------------------------|--|--|
| $F_{b,Rd2x} = 99,2$ [kN] | Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou | $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_M$ |
| Direction z | | |
| $k_{1z} = 2,50$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1z} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
| $\alpha_{bz} = 1,00$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
| $F_{b,Rd2z} = 115,20$ [kN] | Résistance d'un boulon en pression diamétrale | $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_M$ |

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

| | | |
|---------------------------|---|---|
| $F_{NSd} = -30,61$ [kN] | Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial | $F_{NSd} = N_{b1,Ed}/n$ |
| $F_{x,Ed} = -30,61$ [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x | $F_{x,Ed} = F_{NSd}$ |
| $F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z | $F_{z,Ed} = F_{MSd}$ |
| $F_{Rdx} = 38,60$ [kN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x | $F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$ |
| $F_{Rdz} = 38,60$ [kN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z | $F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$ |
| $ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$ | $ -30,61 < 38,60$ | vérifié (0,79) |
| $ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ | $ 0,00 < 38,60$ | vérifié (0,00) |

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

| | | |
|---------------------------------------|--|--|
| $A_{net} = 12,420$ [cm ²] | Aire de la section nette | $A_{net} = A - t \cdot d_0$ |
| $N_{uRd} = 321,93$ [kN] | Résistance de calcul de la section nette | $N_{uRd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u1}) / \gamma_{M2}$ |
| $N_{plRd} = 317,25$ [kN] | Résistance de calcul plastique de la section brute | $N_{plRd} = A \cdot f_{y1} / \gamma_{M0}$ |
| $ N_{b1,Ed} \leq N_{tRd}$ | $ -91,83 < 321,93$ | vérifié (0,29) |
| $ N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$ | $ -91,83 < 317,25$ | vérifié (0,29) |

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

| | | |
|-------------------------------------|--|--|
| $A_{nt} = 2,460$ [cm ²] | Aire nette de la zone de la section en traction | |
| $A_{nv} = 6,900$ [cm ²] | Aire de la zone de la section en traction | |
| $V_{effRd} = 129,0$ [kN] | Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous | $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$ |
| $ N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$ | $ -91,83 < 129,04$ | vérifié (0,71) |

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

| | | |
|-------------------------|---|---|
| $F_{v,Rd} = 38,60$ [kN] | Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement | $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$ |
|-------------------------|---|---|

Pression du boulon sur la barre

| | | |
|---------------------------|--|---|
| Direction x | | |
| $k_{1x} = 2,50$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1x} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
| $\alpha_{bx} = 0,74$ | Coefficient dépendant de l'espacement des boulons | $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $0,74 > 0,00$ | vérifié |
| $F_{b,Rd1x} = 51,20$ [kN] | Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou | $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$ |

| | | |
|---------------------------|---|---|
| Direction z | | |
| $k_{1z} = 2,50$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1z} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
| $\alpha_{bz} = 0,93$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $0,93 > 0,00$ | vérifié |
| $F_{b,Rd1z} = 64,00$ [kN] | 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 platine

| | | |
|----------------------|---|--|
| Direction x | | |
| $k_{1x} = 2,50$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1x} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
| $\alpha_{bx} = 0,86$ | Coefficient dépendant de l'espacement des boulons | $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$ |

| | | |
|---|--|--|
| $\alpha_{bx} > 0,0$ | $0,86 > 0,00$ | vérifié |
| $F_{b,Rd2x} = 99,20$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$ | | |
| Direction z | | |
| $k_{1z} = 2,50$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1z} > 0,0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
| $\alpha_{bz} = 1,00$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bz} > 0,0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
| $F_{b,Rd2z} = 115,20$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$ | | |

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

| | |
|---|---|
| $F_{NSd} = -30,75$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial | $F_{NSd} = N_{b2,Ed}/n$ |
| $F_{x,Ed} = -30,75$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x | $F_{x,Ed} = F_{NSd}$ |
| $F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z | $F_{z,Ed} = F_{MSd}$ |
| $F_{Rdx} = 38,60$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x | $F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$ |
| $F_{Rdz} = 38,60$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z | $F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$ |
| $ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$ | $ -30,75 < 38,60$ vérifié (0,80) |
| $ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ | $ 0,00 < 38,60$ vérifié (0,00) |

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

| | |
|---|--|
| $A_{net} = 12,420$ [cm ²] Aire de la section nette | $A_{net} = A - t * d_0$ |
| $N_{uRd} = 321,93$ [kN] Résistance de calcul de la section nette | $N_{uRd} = (0.9 * A_{net} * f_{u2}) / \gamma_{M2}$ |
| $N_{plRd} = 317,25$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute | $N_{plRd} = A * f_y / \gamma_{M0}$ |
| $ N_{b2,Ed} \leq N_{tRd}$ | $ -92,25 < 321,93$ vérifié (0,29) |
| $ N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$ | $ -92,25 < 317,25$ vérifié (0,29) |

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

| | |
|---|--|
| $A_{nt} = 2,460$ [cm ²] Aire nette de la zone de la section en traction | |
| $A_{nv} = 6,900$ [cm ²] Aire de la zone de la section en traction | |
| $V_{effRd} = 129,0$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous | $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$ |
| $ N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$ | $ -92,25 < 129,04$ vérifié (0,71) |

BARRE 3

RESISTANCE DES BOULONS

| | |
|---|---|
| $F_{v,Rd} = 38,60$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement | $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$ |
|---|---|

Pression du boulon sur la barre

Direction x

| | | |
|----------------------|---|--|
| $k_{1x} = 2,50$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1x} > 0,0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
| $\alpha_{bx} = 0,74$ | Coefficient dépendant de l'espacement des boulons | $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bx} > 0,0$ | $0,74 > 0,00$ | vérifié |

| | | |
|--------------------------|--|---|
| $F_{b,Rd1x} = 51,2$ [kN] | Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou | $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$ |
|--------------------------|--|---|

Direction z

| | | |
|----------------------|--|--|
| $k_{1z} = 2,50$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1z} > 0,0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
| $\alpha_{bz} = 0,93$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bz} > 0,0$ | $0,93 > 0,00$ | vérifié |

| | | |
|---------------------------|---|---|
| $F_{b,Rd1z} = 64,00$ [kN] | Résistance d'un boulon en pression diamétrale | $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$ |
|---------------------------|---|---|

Pression du boulon sur la platine

Direction x

| | | |
|-----------------|--|---|
| $k_{1x} = 2,50$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1x} > 0,0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |

| | | |
|----------------------------|--|--|
| $\alpha_{bx} = 0,86$ | Coefficient dépendant de l'espacement des boulons | $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $0,86 > 0,00$ | vérifié |
| $F_{b,Rd2x} = 99,2$ [kN] | Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou | $F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_b * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$ |
| Direction z | | |
| $k_{1z} = 2,50$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1z} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
| $\alpha_{bz} = 1,00$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
| $F_{b,Rd2z} = 115,20$ [kN] | Résistance d'un boulon en pression diamétrale | $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$ |

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

| | | |
|---------------------------|---|---|
| $F_{NSd} = -30,74$ [kN] | Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial | $F_{NSd} = N_{b3,Ed}/n$ |
| $F_{x,Ed} = -30,74$ [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x | $F_{x,Ed} = F_{NSd}$ |
| $F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z | $F_{z,Ed} = F_{MSd}$ |
| $F_{Rdx} = 38,60$ [kN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x | $F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$ |
| $F_{Rdz} = 38,60$ [kN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z | $F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$ |
| $ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$ | $ -30,74 < 38,60$ | vérifié (0,80) |
| $ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ | $ 0,00 < 38,60$ | vérifié (0,00) |

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

| | | |
|---------------------------------------|--|--|
| $A_{net} = 12,420$ [cm ²] | Aire de la section nette | $A_{net} = A - t * d_0$ |
| $N_{uRd} = 321,93$ [kN] | Résistance de calcul de la section nette | $N_{uRd} = (0.9 * A_{net} * f_{u3}) / \gamma_{M2}$ |
| $N_{plRd} = 317,25$ [kN] | Résistance de calcul plastique de la section brute | $N_{plRd} = A * f_{y3} / \gamma_{M0}$ |
| $ N_{b3,Ed} \leq N_{uRd}$ | $ -92,23 < 321,93$ | vérifié (0,29) |
| $ N_{b3,Ed} \leq N_{plRd}$ | $ -92,23 < 317,25$ | vérifié (0,29) |

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

| | | |
|-------------------------------------|--|--|
| $A_{nt} = 2,460$ [cm ²] | Aire nette de la zone de la section en traction | |
| $A_{nv} = 6,900$ [cm ²] | Aire de la zone de la section en traction | |
| $V_{effRd} = 129,04$ [kN] | Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous | $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$ |
| $ N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$ | $ -92,23 < 129,04$ | vérifié (0,71) |

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

| | | |
|-------------------------|---|---|
| $F_{v,Rd} = 38,60$ [kN] | Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement | $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$ |
|-------------------------|---|---|

Pression du boulon sur la barre

| | | |
|---------------------------|--|--|
| Direction x | | |
| $k_{1x} = 2,50$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1x} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
| $\alpha_{bx} = 0,74$ | Coefficient dépendant de l'espacement des boulons | $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $0,74 > 0,00$ | vérifié |
| $F_{b,Rd1x} = 51,20$ [kN] | Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou | $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$ |
| Direction z | | |
| $k_{1z} = 2,50$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1z} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
| $\alpha_{bz} = 0,93$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $0,93 > 0,00$ | vérifié |
| $F_{b,Rd1z} = 64,00$ [kN] | Résistance d'un boulon en pression diamétrale | $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$ |

Pression du boulon sur la platine

Direction x

| | | |
|----------------------------|--|--|
| $k_{1x} = 2,50$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_1 = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1x} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
| $\alpha_{bx} = 0,86$ | Coefficient dépendant de l'espacement des boulons | $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $0,86 > 0,00$ | vérifié |
| $F_{b,Rd2x} = 99,20$ [kN] | Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou | $F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$ |
| Direction z | | |
| $k_{1z} = 2,50$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1z} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
| $\alpha_{bz} = 1,00$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
| $F_{b,Rd2z} = 115,20$ [kN] | Résistance d'un boulon en pression diamétrale | $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$ |

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

| | | |
|---------------------------|---|---|
| $F_{NSd} = -30,86$ [kN] | Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial | $F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$ |
| $F_{x,Ed} = -30,86$ [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x | $F_{x,Ed} = F_{NSd}$ |
| $F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z | $F_{z,Ed} = F_{MSd}$ |
| $F_{Rdx} = 38,60$ [kN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x | $F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$ |
| $F_{Rdz} = 38,60$ [kN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z | $F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$ |
| $ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$ | $ -30,86 < 38,60$ | vérifié (0,80) |
| $ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ | $ 0,00 < 38,60$ | vérifié (0,00) |

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS


| | | |
|---------------------------------------|--|--|
| $A_{net} = 12,420$ [cm ²] | Aire de la section nette | $A_{net} = A - t * d_0$ |
| $N_{uRd} = 321,93$ [kN] | Résistance de calcul de la section nette | $N_{uRd} = (0.9 * A_{net} * f_{u4}) / \gamma_{M2}$ |
| $N_{plRd} = 317,25$ [kN] | Résistance de calcul plastique de la section brute | $N_{plRd} = A * f_{y4} / \gamma_{M0}$ |
| $ N_{b4,Ed} \leq N_{tRd}$ | $ -92,57 < 321,93$ | vérifié (0,29) |
| $ N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$ | $ -92,57 < 317,25$ | vérifié (0,29) |

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

| | | |
|-------------------------------------|--|--|
| $A_{nt} = 2,460$ [cm ²] | Aire nette de la zone de la section en traction | |
| $A_{nv} = 6,900$ [cm ²] | Aire de la zone de la section en traction | |
| $V_{effRd} = 129,04$ [kN] | Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous | $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$ |
| $ N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$ | $ -92,57 < 129,04$ | vérifié (0,72) |

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,80


XI-9 Encastrement en pieds de poteau :



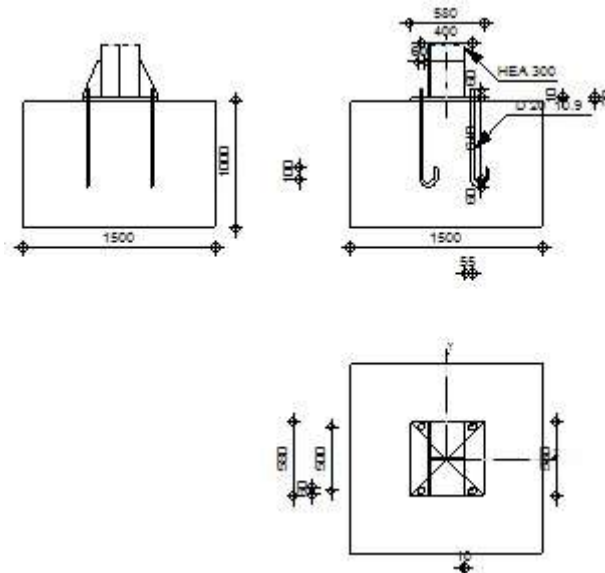
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide:
Design of fastenings on concrete



Ratio
0,99



GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : pied int
 Noeud de la structure: 17
 Barres de la structure: 9

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 300
 Barre N°: 9

| | | | |
|------------|-----------|--------------------|---|
| $L_c =$ | 3,260 | [m] | Longueur du poteau |
| $\alpha =$ | 0,0 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_c =$ | 290 | [mm] | Hauteur de la section du poteau |
| $b_{fc} =$ | 300 | [mm] | Largeur de la section du poteau |
| $t_{wc} =$ | 9 | [mm] | Epaisseur de l'âme de la section du poteau |
| $t_{fc} =$ | 14 | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section du poteau |
| $r_c =$ | 27 | [mm] | Rayon de congé de la section du poteau |
| $A_c =$ | 112,530 | [cm ²] | Aire de la section du poteau |
| $I_{yc} =$ | 18263,500 | [cm ⁴] | Moment d'inertie de la section du poteau |

Matériau: S 235

| | | | |
|------------|-----------|-------|-------------------------------|
| $f_{yc} =$ | 235000,00 | [kPa] | Résistance |
| $f_{uc} =$ | 360000,00 | [kPa] | Résistance ultime du matériau |

PLATINE DE PRESCELLEMENT

| | | | |
|------------|-----|------|-----------|
| $l_{pd} =$ | 580 | [mm] | Longueur |
| $b_{pd} =$ | 580 | [mm] | Largeur |
| $t_{pd} =$ | 20 | [mm] | Epaisseur |

Matériau: S 235
 $f_{ypd} = 235000,00$ [kPa] Résistance
 $f_{upd} = 360000,00$ [kPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 670000,00$ [kPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 1000000,00$ [kPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 2,450$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 3,142$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 2$ Nombre de rangées des boulons
 Ecartement $e_{Hi} = 400$ [mm]
 Entraxe $e_{Vi} = 500$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]
 $L_2 = 640$ [mm]
 $L_3 = 120$ [mm]
 $L_4 = 100$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 60$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

RAIDISSEUR

$w_s = 580$ [mm] Largeur
 $h_s = 290$ [mm] Hauteur
 $t_s = 10$ [mm] Epaisseur
 $d_1 = 20$ [mm] Grugeage
 $d_2 = 20$ [mm] Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 1500$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 1500$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 1000$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe C25/30
 $f_{ck} = 25000,00$ [kPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 0$ [mm] Epaisseur du mortier de calage
 $f_{ck,g} = 12000,00$ [kPa] Résistance caractéristique à la compression
 $C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 10$ [mm] Plaque principale du pied de poteau
 $a_s = 15$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 42: pied de pot 1*0.80+17*1.00
 $N_{j,Ed} = -52,77$ [kN] Effort axial

| | |
|-----------------------------|--------------------|
| $N_{j,Ed} = -52,77$ [kN] | Effort axial |
| $V_{j,Ed,y} = 37,49$ [kN] | Effort tranchant |
| $V_{j,Ed,z} = 0,97$ [kN] | Effort tranchant |
| $M_{j,Ed,y} = 1,14$ [kN*m] | Moment fléchissant |
| $M_{j,Ed,z} = 86,67$ [kN*m] | Moment fléchissant |

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

| | | |
|--|---|-----------------------|
| $f_{cd} = 16666,67$ [kPa] | Résistance de calcul à la compression | EN 1992-1:[3.1.6.(1)] |
| $f_j = 28735,63$ [kPa] | Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise | [6.2.5.(7)] |
| $c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$ | | |
| $c = 33$ [mm] | Largeur de l'appui additionnelle | [6.2.5.(4)] |
| $b_{eff} = 80$ [mm] | Largeur efficace de la semelle de tronçon T | [6.2.5.(3)] |
| $l_{eff} = 366$ [mm] | Longueur efficace de la semelle de tronçon en T | [6.2.5.(3)] |
| $A_{c0} = 292,989$ [cm ²] | Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation | EN 1992-1:[6.7.(3)] |
| $A_{c1} = 2636,903$ [cm ²] | Aire de calcul maximale de la répartition de la charge | EN 1992-1:[6.7.(3)] |
| $F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$ | | |
| $A_{c1} = 2636,903$ [cm ²] | Aire de calcul maximale de la répartition de la charge | EN 1992-1:[6.7.(3)] |
| $\beta_j = 0,67$ | Coefficient réducteur pour la compression | [6.2.5.(7)] |
| $f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$ | | |
| $f_{jd} = 33333,33$ [kPa] | Résistance de calcul du matériau du joint | [6.2.5.(7)] |
| $A_{c,n} = 1052,163$ [cm ²] | Aire de compression efficace | [6.2.8.2.(1)] |
| $A_{c,y} = 453,046$ [cm ²] | Aire de flexion My | [6.2.8.3.(1)] |
| $A_{c,z} = 453,046$ [cm ²] | Aire de flexion Mz | [6.2.8.3.(1)] |
| $F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$ | | |
| $F_{c,Rd,n} = 3507,21$ [kN] | Résistance du béton à la compression | [6.2.8.2.(1)] |
| $F_{c,Rd,y} = 1510,15$ [kN] | Résistance du béton à la flexion My | [6.2.8.3.(1)] |
| $F_{c,Rd,z} = 1510,15$ [kN] | Résistance du béton à la flexion Mz | [6.2.8.3.(1)] |

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

| | | |
|--|---|------------------------|
| $CL = 2,00$ | Classe de la section | EN 1993-1-1:[5.5.2] |
| $W_{pl,y} = 2167,270$ [cm ³] | Facteur plastique de la section | EN1993-1-1:[6.2.5.(2)] |
| $M_{c,Rd,y} = 509,31$ [kN*m] | Résistance de calcul de la section à la flexion | EN1993-1-1:[6.2.5] |
| $h_{f,y} = 276$ [mm] | Distance entre les centres de gravité des ailes | [6.2.6.7.(1)] |
| $F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$ | | |
| $F_{c,fc,Rd,y} = 1845,32$ [kN] | Résistance de l'aile et de l'âme comprimées | [6.2.6.7.(1)] |
| $W_{pl,z} = 1873,170$ [cm ³] | Facteur plastique de la section | EN1993-1-1:[6.2.5.(2)] |
| $M_{c,Rd,z} = 440,19$ [kN*m] | Résistance de calcul de la section à la flexion | EN1993-1-1:[6.2.5] |
| $h_{f,z} = 286$ [mm] | Distance entre les centres de gravité des ailes | [6.2.6.7.(1)] |
| $F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$ | | |
| $F_{c,fc,Rd,z} = 1537,57$ [kN] | Résistance de l'aile et de l'âme comprimées | [6.2.6.7.(1)] |

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

| | | |
|--|---|---------------|
| $N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$ | | |
| $N_{j,Rd} = 3507,21$ [kN] | Résistance de la semelle à l'effort axial | [6.2.8.2.(1)] |
| $F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$ | | |
| $F_{c,Rd,y} = 1510,15$ [kN] | Résistance de la semelle dans la zone comprimée | [6.2.8.3] |
| $F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$ | | |
| $F_{c,Rd,z} = 1510,15$ [kN] | Résistance de la semelle dans la zone comprimée | [6.2.8.3] |

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

| | | |
|--|---|---------------|
| $A_b = 2,450$ [cm ²] | Aire de section efficace du boulon | [Tableau 3.4] |
| $f_{ub} = 1000000,00$ [kPa] | Résistance du matériau du boulon à la traction | [Tableau 3.4] |
| $\beta = 0,85$ | Coefficient de réduction de la résistance du boulon | [3.6.1.(3)] |
| $F_{t,Rd,s1} = \beta * 0,9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$ | | |
| $F_{t,Rd,s1} = 149,94$ [kN] | Résistance du boulon à la rupture | [Tableau 3.4] |

| | | |
|--|--|-----------------------|
| $\gamma_{Ms} = 1,20$ | Coefficient de sécurité partiel | CEB [3.2.3.2] |
| $f_{yb} = 670000,00$ [kPa] | Limite de plasticité du matériau du boulon | CEB [9.2.2] |
| $F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$ | | |
| $F_{t,Rd,s2} = 136,79$ [kN] | Résistance du boulon à la rupture | CEB [9.2.2] |
| $F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$ | | |
| $F_{t,Rd,s} = 136,79$ [kN] | Résistance du boulon à la rupture | |
| ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON | | |
| $f_{ck} = 25000,00$ [kPa] | Résistance caractéristique du béton à la compression | EN 1992-1:[3.1.2] |
| $f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$ | | |
| $f_{ctd} = 1196,98$ [kPa] | 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)] |
| $f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$ | | |
| $f_{bd} = 2693,21$ [kPa] | 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)] |
| $F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$ | | |
| $F_{t,Rd,p} = 108,30$ [kN] | Résistance de calc. pour le soulèvement | EN 1992-1:[8.4.2.(2)] |
| ARRACHEMENT DU CONE DE BETON | | |
| $h_{ef} = 367$ [mm] | Longueur efficace du boulon d'ancrage | CEB [9.2.4] |
| $N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5} / mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$ | | |
| $N_{Rk,c}^0 = 263,29$ [kN] | Résistance caractéristique du boulon d'ancrage | CEB [9.2.4] |
| $s_{cr,N} = 1100$ [mm] | Largeur critique du cône de béton | CEB [9.2.4] |
| $c_{cr,N} = 550$ [mm] | Distance critique du bord de la fondation | CEB [9.2.4] |
| $A_{c,N0} = 24000,000$ [cm ²] | Aire de surface maximale du cône | CEB [9.2.4] |
| $A_{c,N} = 22500,000$ [cm ²] | Aire de surface réelle du cône | CEB [9.2.4] |
| $\Psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$ | | |
| $\Psi_{A,N} = 0,94$ | Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage | CEB [9.2.4] |
| $c = 500$ [mm] | Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité | CEB [9.2.4] |
| $\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$ | | |
| $\Psi_{s,N} = 0,97$ | Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation | CEB [9.2.4] |
| $\Psi_{ec,N} = 1,00$ | Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage | CEB [9.2.4] |
| $\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef} [mm] / 200 \leq 1.0$ | | |
| $\Psi_{re,N} = 1,00$ | Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation | CEB [9.2.4] |
| $\Psi_{ucr,N} = 1,00$ | Coef. dépendant du degré de fissuration du béton | CEB [9.2.4] |
| $\gamma_{Mc} = 2,16$ | Coefficient de sécurité partiel | CEB [3.2.3.1] |
| $F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \Psi_{A,N} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$ | | |
| $F_{t,Rd,c} = 111,1$ [kN] | Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton | EN 1992-1:[8.4.2.(2)] |
| $= 6$] | | |
| FENDAGE DU BETON | | |
| $h_{ef} = 640$ [mm] | Longueur efficace du boulon d'ancrage | CEB [9.2.5] |
| $N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5} / mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$ | | |
| $N_{Rk,c}^0 = 607,16$ [kN] | Résistance de calc. pour le soulèvement | CEB [9.2.5] |
| $s_{cr,N} = 1280$ [mm] | Largeur critique du cône de béton | CEB [9.2.5] |
| $c_{cr,N} = 640$ [mm] | Distance critique du bord de la fondation | CEB [9.2.5] |
| $A_{c,N0} = 29904,000$ [cm ²] | Aire de surface maximale du cône | CEB [9.2.5] |
| $A_{c,N} = 22500,000$ [cm ²] | Aire de surface réelle du cône | CEB [9.2.5] |
| $\Psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$ | | |
| $\Psi_{A,N} = 0,75$ | Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage | CEB [9.2.5] |
| $c = 500$ [mm] | Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité | CEB [9.2.5] |
| $\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$ | | |
| $\Psi_{s,N} = 0,93$ | Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation | CEB [9.2.5] |
| $\Psi_{ec,N} = 1,00$ | Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage | CEB [9.2.5] |
| $\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef} [mm] / 200 \leq 1.0$ | | |
| $\Psi_{re,N} = 1,00$ | Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation | CEB [9.2.5] |
| $\Psi_{ucr,N} = 1,00$ | Coef. dépendant du degré de fissuration du béton | CEB [9.2.5] |
| $\Psi_{h,N} = (h / (2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$ | | |

$\Psi_{h,N} = 0,85$ Coef. dépendant de la hauteur de la fondation CEB [9.2.5]
 $\gamma_{M,sp} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot 0^{\Psi_{A,N}} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ucr,N} \cdot \Psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$F_{t,Rd,sp} = 167,63$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$F_{t,Rd} = 108,30$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 184$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 184$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 44$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 4,32$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 4,32$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 395,10$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 208,13$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 216,60$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$F_{t,pl,Rd,y} = 208,13$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 184$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 184$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 44$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 4,32$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 4,32$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 395,10$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 208,13$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 216,60$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]

$$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$F_{t,pl,Rd,z} = 208,13$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$F_{T,Rd,y} = 208,13$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

$$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$$

$F_{T,Rd,z} = 208,13$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

| | | | |
|--|---|---------------|--------|
| $N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) | $0,02 < 1,00$ | vérifié | (0,02) |
| $e_y = 22$ [mm] | Excentricité de l'effort axial | [6.2.8.3] | |
| $Z_{c,y} = 138$ [mm] | Bras de levier $F_{C,Rd,y}$ | [6.2.8.1.(2)] | |
| $Z_{t,y} = 200$ [mm] | Bras de levier $F_{T,Rd,y}$ | [6.2.8.1.(3)] | |
| $M_{j,Rd,y} = 56,49$ [kN*m] | Résistance de l'assemblage à la flexion | [6.2.8.3] | |
| $M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23) | $0,02 < 1,00$ | vérifié | (0,02) |
| $e_z = 1642$ [mm] | Excentricité de l'effort axial | [6.2.8.3] | |
| $Z_{c,z} = 143$ [mm] | Bras de levier $F_{C,Rd,z}$ | [6.2.8.1.(2)] | |
| $Z_{t,z} = 250$ [mm] | Bras de levier $F_{T,Rd,z}$ | [6.2.8.1.(3)] | |
| $M_{j,Rd,z} = 89,64$ [kN*m] | Résistance de l'assemblage à la flexion | [6.2.8.3] | |
| $M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23) | $0,97 < 1,00$ | vérifié | (0,97) |
| $M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ | $0,99 < 1,00$ | vérifié | (0,99) |

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,61$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0,61$ 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]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 174,55 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]}$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$\alpha_{d,z} = 1,36 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$\alpha_{b,z} = 1,00 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$k_{1,z} = 2,50 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 288,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]}$$

CISAILLEMENT DU BOLON D'ANCRAGE

$$\alpha_b = 0,25 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,vb,Rd} \quad \text{[6.2.2.(7)]}$$

$$A_{vb} = 3,142 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du boulon} \quad \text{[6.2.2.(7)]}$$

$$f_{ub} = 1000000,00 \text{ [kPa]} \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{[6.2.2.(7)]}$$

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 62,33 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]}$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$$N_{Rk,c} = 240,10 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$k_3 = 2,00 \quad \text{Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.3]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 222,32 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton à l'effet de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$$V_{Rk,c,y} = 949,5 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,y} = 0,73 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,y} = 0,92 \quad \text{Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 296,59 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]}$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z} = 1095,5 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,z} = 0,61 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,z} = 0,88 \quad \text{Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 271,06 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]}$$

$$N_{c,Ed} = 52,77 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 15,83 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad [6.2.2.(6)]$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 265,15 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,14 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 265,15 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,15 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$$M_1 = 10,06 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant du raidisseur}$$

$$Q_1 = 100,62 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant du raidisseur}$$

$$z_s = 62 \text{ [mm]} \quad \text{Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)}$$

$$I_s = 6696,583 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du raidisseur}$$

$$\sigma_d = 6260,58 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 37313,05 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte normale dans les fibres supérieures} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\tau = 34696,12 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle dans le raidisseur} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_z = 60420,68 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0 \text{ (6.1)} \quad 0,26 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,26)$$

SOUDES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$$\sigma_{\perp} = 83915,33 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 83915,33 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{yII} = 1309,34 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{zII} = 184,88 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_W = 0,80 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,32 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,32)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,47 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,47)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

SOUDES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$$\sigma_{\perp} = 16919,91 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 16919,91 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{II} = 11565,37 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_z = 39324,38 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte totale équivalente} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_W = 0,80 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,11 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

SOUDES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$$\sigma_{\perp} = 16940,05 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 16940,05 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{II} = 15193,58 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_z = 42899,83 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte totale équivalente} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_W = 0,80 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,12 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$$b_{eff} = 80 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de la semelle de tronçon T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$l_{eff} = 366 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace de la semelle de tronçon en T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$$

| | | | |
|---|--------|---|----------------|
| $k_{13,y} = 20$ | [mm] | Coef. de rigidité du béton comprimé | [Tableau 6.11] |
| $l_{eff} = 184$ | [mm] | Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 | [6.2.6.5] |
| $m = 44$ | [mm] | Pince boulon-bord de renforcement | [6.2.6.5] |
| $k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$ | | | |
| $k_{15,y} = 7$ | [mm] | Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction | [Tableau 6.11] |
| $L_b = 200$ | [mm] | Longueur efficace du boulon d'ancrage | [Tableau 6.11] |
| $k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$ | | | |
| $k_{16,y} = 2$ | [mm] | Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction | [Tableau 6.11] |
| $\lambda_{0,y} = 0,27$ | | Elancement du poteau | [5.2.2.5.(2)] |
| $S_{j,ini,y} = 158513,21$ | [kN*m] | Rigidité en rotation initiale | [Tableau 6.12] |
| $S_{j,rig,y} = 352944,94$ | [kN*m] | Rigidité de l'assemblage rigide | [5.2.2.5] |
| $S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE | | | [5.2.2.5.(2)] |
| Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$ | | | |
| $k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$ | | | |
| $k_{13,z} = 25$ | [mm] | Coef. de rigidité du béton comprimé | [Tableau 6.11] |
| $l_{eff} = 184$ | [mm] | Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 | [6.2.6.5] |
| $m = 44$ | [mm] | Pince boulon-bord de renforcement | [6.2.6.5] |
| $k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$ | | | |
| $k_{15,z} = 7$ | [mm] | Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction | [Tableau 6.11] |
| $L_b = 200$ | [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] |
| $\lambda_{0,z} = 0,46$ | | Elancement du poteau | [5.2.2.5.(2)] |
| $S_{j,ini,z} = 18751,23$ | [kN*m] | Rigidité en rotation initiale | [6.3.1.(4)] |
| $S_{j,rig,z} = 121933,21$ | [kN*m] | Rigidité de l'assemblage rigide | [5.2.2.5] |
| $S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$ SEMI-RIGIDE | | | [5.2.2.5.(2)] |

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,99

An orange scroll graphic with a light-to-dark gradient, featuring a shadow and a rolled-up edge on the right side. The text is centered on the scroll.

**Chapitre XII :
Etude des
fondations**

XII.1- Introduction :

La fondation d'une construction sont constitué par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elle transmettant les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dans leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettant les charges au sol soient directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autre organe (cas des semelles sur pieux par exemple).

La fondation doit être en équilibre sous :

- Les sollicitations dues à la superstructure.
- Les sollicitations dues au sol.

XII.2- Classification des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

- Fondations superficielles :
 - Semelles isolées
 - Semelles filantes
 - Radier général
- Fondations profondes :
 - Fondations sur puis (semi profondes)
 - Fondation sur pieux (profondes)

Lorsque les couches du terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise les fondations superficielles.

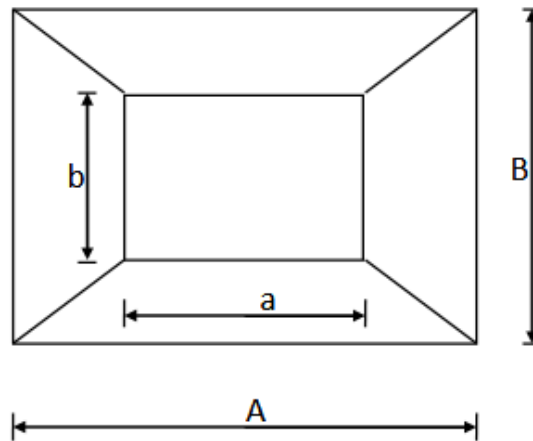
Lorsque les couches du terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur, on réalise les fondations profondes.

XII.2.1- Choix du type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de la charge reprise par l'ouvrage toute en tenant compte de la sécurité et de l'économie, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence notre choix par des semelles isolées, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

Vu la nature du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars) et la descente des charges : on opte pour des fondations superficielles de type « semelle isolées »



Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_s = 200 \text{ MPA}$$

- **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.

XII.2.2- Étude des semelles :

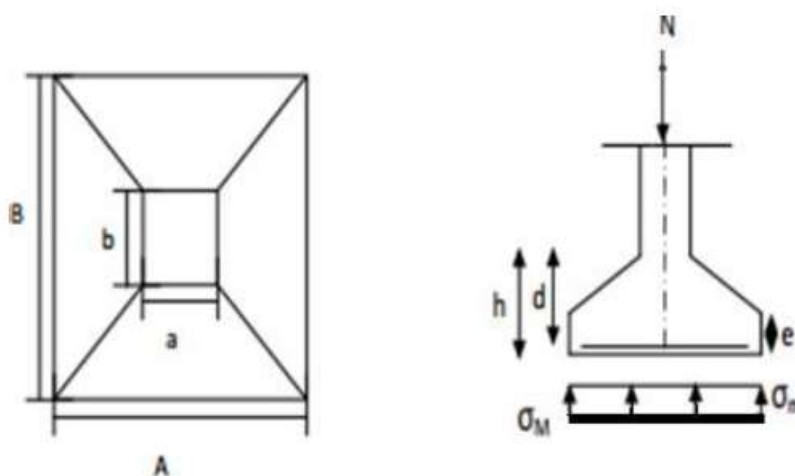


Figure XII.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

• **Charge à prendre en considération :**

Les charges a prendre en compte sont les charges maximales : verticales, horizontales ou inclinées (DTRB)

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d’action :

- G+Q+E
- 0.8 G ± E (RPA99/03)

Tableau XII. 1: Valeurs de l’effort normal

| Effort | ELU | ELS |
|----------------|---|---------------|
| N_{sd} (KN) | 691.88 | 398.45 |
| σ_{sol} | 2 Bar = 0,2 MPA = 200KN/ m ² | |

1) Dimensionnement de la semelle :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{a \times B}{b} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}} \\ B = \frac{b \times A}{a} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}} \end{cases}$$

Nous avons :

a =290 mm b =300mm

$$\frac{a}{b} = \frac{290}{300} = 0.96$$

$$\frac{b}{a} = \frac{300}{290} = 1.03$$

$$\frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}} = \frac{398.45}{200} = 1.99$$

Donc :

$$B \geq 1,43$$

$$A \geq 1,38$$

On prend des semelles isolées (**1.5m×1.5 m**)

2) Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a$$

$$\frac{150-30}{4} = 30 \text{ cm} \leq d \leq 150-29= 121$$

Nous allons prendre $d= 50\text{cm}$

D'où :

- $h = d + 5 \text{ cm}$
- $h=50+5= 55 \text{ cm}$

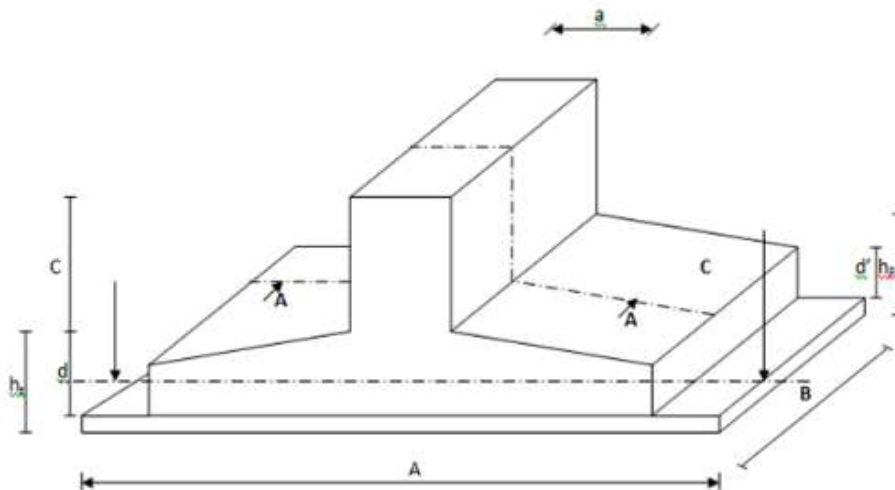


Figure XII.2: Dimensionnement de la semelle

XII.3- Calcul du ferrailage

- A L'ELU :

$$A_u = \frac{Nu \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{691.88 \times (200-29)}{8 \times 110 \times 348 \times 10^{-1}} = 3.86 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 9.88 \text{ cm}^2$$

On prend $A = 4.52 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA}12$

XII.4- Condition de non fragilité :

Pour qu'une section en béton armée soumise à la traction ou à la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivante doit être vérifiée

$$A_s = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 0.23 \times \frac{300 \times 50 \times 2.1}{400} = 15.57 \text{ mm}^2 = 0.15 \text{ cm}^2$$

- **Détermination de la hauteur du patin (e) :**

$$e \geq \max (6\varnothing + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$e \geq \max (13.2 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \text{ donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$

- **L'espacement des cadres :**

$$S \leq (20 \text{ cm} ; 15 \varnothing)$$

$$S \leq (20 \text{ cm} ; 15 \times 1.2) = 18 \text{ cm}$$

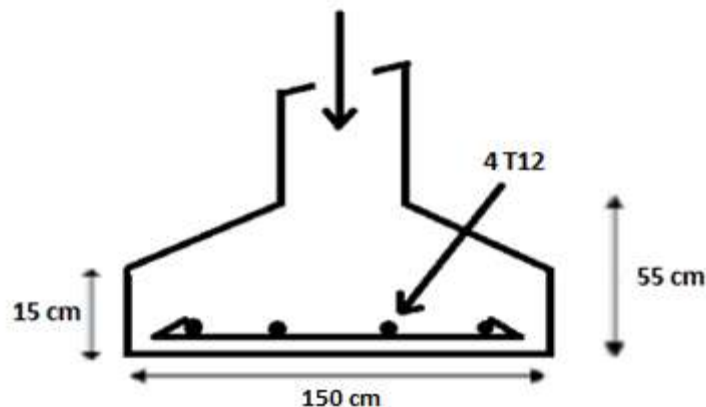


Figure XII.3. Ferrailage de la semelle isolée.

XII.5- Etude 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

a. Dimensionnement des longrines :

Les longrines sont des éléments horizontaux de l'infrastructure qui ont pour rôle de retenir les semelles entre elles et empêcher les tassements différentiels.

Les dimensions minimales de la section transversale sont :

- (25 x 30) : site de catégorie S2 et S3
- (30x30) : site de catégorie S4

Notre bâtiment est implanté sur un site S3 . On adopte pour les deux directions des longrines de (25 x 30).

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction simple sous l'action d'une force

b. Calcul du ferrailage :

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 béton.

Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous une force égale à

$$F = \frac{N}{a} \geq 20KN$$

Avec :

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$\alpha = 10$ (site S3, zone III).

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés

$$\frac{N}{a} = \frac{691.88}{10} = 69.188 KN$$

$$F = \max (69.188 KN; 20 KN) = 69.188 KN$$

➤ Calcul des armatures :

$$A_{STU} = \frac{f}{\sigma_{st}} = \frac{69188}{348} = 1.98 cm^2$$

➤ **La section minimale:**

$$A_{\min} = 0.6\% \times b \times h = 0.6\% (25 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 4\phi 12 = 4,52$$

Avec des cadres dont l'espacement est inférieur au Min (20cm, 15 ϕ)=18cm On prend un espacement de 15 cm.

➤ **Calcul d'armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_{\min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; 10; \frac{300}{10}\right) \rightarrow \varphi_t \leq \min(8,57; 10; 30)$$

Alors on prend : $\varphi = 10 \text{ mm}$

➤ **Calcul d'espacement des cadres :**

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$St \leq (20\text{cm} ; 15 \varphi_t) \rightarrow St \leq (20\text{cm} ; 15\varphi_t) \Rightarrow St \leq (20\text{cm}, 15\text{cm})$$

Alors on adopte un espacement $St = 15 \text{ cm}$

➤ **Calcul d'armatures transversales :**

La section minimale des armatures transversales est égale à :

$$A_{smin} > \frac{0,4 \times b_0 \times St}{f_e} = \frac{0,4 \times 1 \times 15}{400} = 0,015$$

Remarque :

Le RPA exige de calculer les longrines comme un élément qui travail en traction, lorsqu'on a des longrines de grande portée l'effet de flexion devient assez grand, à cet effet il faut mettre un appui (des plots) à mi- portée de la longrine .

Conclusion Générale

Le métier d'ingénieur en génie civil consiste à ériger des édifices et garantir leur fonctionnement tout en assurant, non seulement la sécurité de ses occupants, mais aussi l'économie et l'aspect architectural en respectant les règles en vigueur.

Cette étude est en quelques sortes une transition entre l'étendue de notre formation et le métier d'ingénieur, ce qui la rend importante pour entrer dans le milieu professionnel. En effet, durant cette étude j'ai expliqué les différentes étapes importantes pour un travail bien fait, en appliquant les connaissances acquises durant mon cursus.

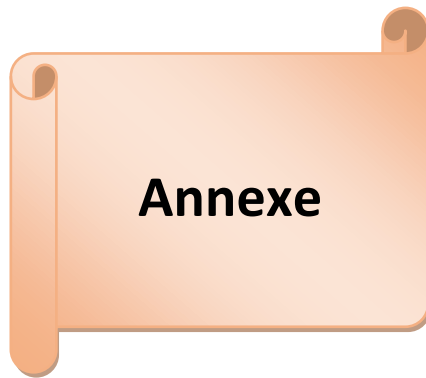
En me basant sur ce que j'ai appris, et dans le but d'obtenir un ouvrage résistant, j'ai pu établir le dimensionnement d'une structure métallique, la conception d'une structure mixte, l'étude des assemblages et des fondations. Et enfin, j'ai expliqué en détails les étapes pour réaliser une modélisation parfaite d'un ouvrage.

J'ai appris beaucoup de choses durant cette étude, comme par exemple à me familiariser avec les différentes normes et réglementations propres au domaine de la construction métallique dont : les Eurocodes, le CCM97, le RNVA2013, le RPA2003... Puis à utiliser des logiciels de calculs et de modélisation tels que ROBOT ou encore ETABS.

Enfin, j'espère que cette étude sera à la hauteur de vos attentes et qu'elle servira prochainement comme support à nos futurs diplômés.

Références bibliographiques

- Règlement Neige et vent : document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habitat, 1999
- Règles parasismiques Algériennes : RPA99/version 2003.
- Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM97" document techniques règlementaire D.T.R-B.C-2.44
- Calcul des Eléments de construction Métallique selon l'Eurocode 03, livre de Mr : DAHMANI Lahlou (professeur au Département de génie civil à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou) pour l'étude des portique, contreventement et les assemblages)
- DTR.B ; Charges permanentes et charges d'exploitations.
- DTR.B ; Règles de calcul des fondations superficielles
- D.T.R.B ; Règles de conception et de calcul des structures en acier
- D.T.R.-B ; conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton
- EUROCODE 3 ; calcul des structures métalliques.
- Calcul des constructions mixtes acier-béton d'après l'Eurocode 04



Annexe A



PROFILS NERVURES

APPLICATIONS

Les profils nervurés sont utilisés en couverture sèche ou en bardage pour :

- les ateliers de production.
- les bâtiments tertiaires.
- les centres commerciaux.
- les bâtiments industriels.
- les entrepôts agricoles.
- les habitations.

DEFINITIONS / NORMES:

Identification de l'acier: Nuance S250, S280, S320

- Acier galvanisé en continu Z 275 NF P 34310 et NF EN 10147
- Acier galvanisé prélaqué en continu NF P 34301
- Caractéristique dimensionnelles NF P 34401
- Informations techniques établies conformes à la norme NF P 34-205-1 et ou DTU 40-35

RETEVEMENT:

Sans spécifications particulières les profils nervurés sont livrés en qualité standard.

- Galvanisé seul, qualité Z 275
- Galvanisé prélaqué, face extérieure finition laquée polyester ép. 25µ - teintes standard: voir nuancier. envers de bande finition primaire d'accrochage époxy ép. 7µ.

Classement de réaction au feu: M0.

MISE EN OEUVRE:

Manutention:

Les profils ne doivent pas être choqués ou griffés pour éviter toute mise à nu du métal.

Mise en oeuvre:

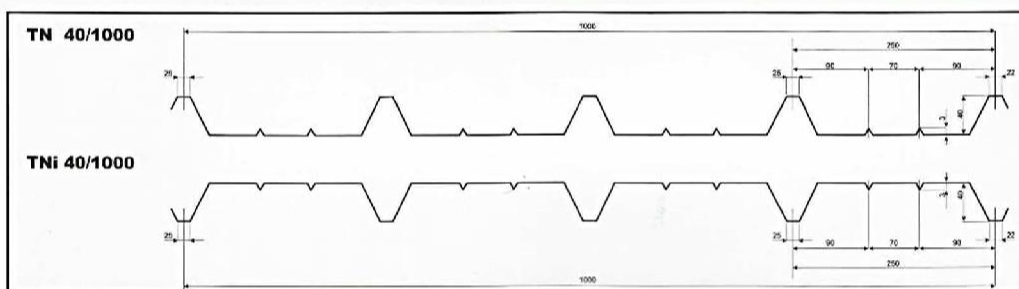
- Se référer au DTU 40-35
- Eliminer soigneusement et au fur et à mesure de la pose, les limailles de perçage, par un nettoyage à la brosse.

Stockage:

- Empilés les profils galvanisés sont sensibles à l'humidité et à la condensation, mis en oeuvre, les profils galvanisés ne craignent pas le contact de l'eau.
- Le stockage des profils doit être fait sous abri ventilé (magasin ouvert, bache), les cois étant inclinés par rapport à l'horizontal et séparés du sol pour permettre une bonne ventilation, en évitant toute déformation permanente des profils.

CARACTERISTIQUE DU PROFIL

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



CHARGE ADMISSIBLE UNIFORMEMENT DISTRIBUEE Kg/m²

| EPAISSEUR mm | TN 40/1000 | | | | | | | | | | | | | TNi 40/1000 | | | | | | | | | | | | |
|--------------|------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|------|----|-------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|------|----|
| | PORTEE m | | | | | | | | | | | | | PORTEE m | | | | | | | | | | | | |
| | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 | 2,25 | 2,50 | 2,75 | 3,00 | 3,25 | 3,5 | 3,75 | 4 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 | 2,25 | 2,50 | 2,75 | 3,00 | 3,25 | 3,5 | 3,75 | 4 |
| 0,5 | 439 | 281 | 185 | 143 | 109 | 86 | 63 | 47 | 36 | | | | | 360 | 230 | 152 | 104 | 84 | 59 | 37 | 27 | | | | | |
| 0,6 | 614 | 393 | 273 | 200 | 153 | | 70 | 58 | 48 | | | | | 504 | 322 | 224 | 157 | 109 | 74 | 57 | 47 | | | | | |
| 0,7 | 716 | 458 | 318 | 234 | 179 | | 121 | 98 | 81 | 68 | 58 | | | 603 | 386 | 268 | 178 | 119 | 84 | 61 | 46 | 35 | | | | |
| 0,8 | 820 | 524 | 364 | 267 | 205 | | 141 | 114 | 94 | 79 | 64 | 58 | | 701 | 449 | 311 | 196 | 130 | 96 | 79 | 66 | | | | | |
| 1,0 | 1024 | 655 | 455 | 334 | 256 | | 154 | 112 | 84 | 65 | 51 | 41 | 33 | 903 | 578 | 401 | 214 | 143 | 100 | 73 | 55 | 42 | 33 | 27 | | |
| | | | | | | | 202 | 163 | 135 | 113 | 97 | 83 | 72 | 64 | | | | 205 | 155 | 118 | 94 | 79 | 66 | | | 56 |
| 0,5 | 570 | 366 | 252 | 180 | 141 | 111 | 90 | | 67 | 51 | 40 | | | 467 | 300 | 207 | 147 | 115 | | 83 | 61 | 41 | 30 | | | |
| 0,6 | 768 | 491 | 341 | 251 | 192 | 152 | 123 | 101 | | 73 | 62 | 53 | | 630 | 403 | 280 | 205 | 157 | | 91 | 73 | 60 | 51 | | | |
| 0,7 | 896 | 573 | 398 | 292 | 224 | 177 | 143 | 118 | | 81 | 64 | 51 | | 754 | 482 | 335 | 246 | 188 | | 113 | 83 | 62 | 48 | | | |
| 0,8 | 1025 | 656 | 455 | 334 | 256 | 202 | 164 | 135 | | 85 | 72 | 62 | | 877 | 561 | 389 | 286 | 219 | | 124 | 100 | 83 | 70 | | | |
| 1,0 | 1280 | 819 | 569 | 418 | 320 | 253 | 204 | 169 | | 95 | 74 | 59 | 48 | 1129 | 722 | 502 | 368 | 282 | 223 | | 148 | 120 | 99 | 83 | 71 | 61 |
| | | | | | | | 113 | 97 | 83 | 72 | 64 | | | | | | | | | 168 | 122 | 92 | 71 | 55 | 44 | 36 |
| | | | | | | | 135 | 106 | 85 | 69 | 57 | | | | | | | | | 173 | 140 | 116 | 97 | 83 | 71 | 62 |
| | | | | | | | 142 | 121 | 104 | 91 | 80 | | | | | | | | | 180 | 149 | 125 | 106 | 92 | 80 | 70 |

N.B: Les valeurs en rouge ne prévoient pas de limitation de flèche

Annexe B


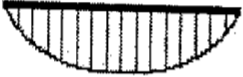






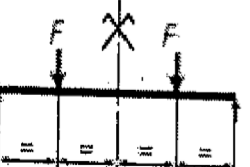
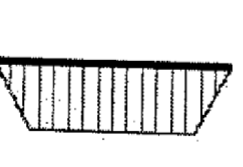
| Repère | Section | | Fils | Maille | Dim | Poids | Repère | Section | | Fils | Maille | Dim | Poids |
|--|---------------------|---------------------|--|--------------|--------------|--------------|----------------------------------|---------------------|---------------------|----------|----------|-----------|--------|
| | Scm ² /m | Scm ² /m | mm*mm | mm*mm | mm*mm | Kg | | Scm ² /m | Scm ² /m | mm*mm | mm*mm | mm*mm | Kg |
| Rouleau | | | | | | | Rouleau | | | | | | |
| R80 R | 0,80 | 0,53 | 4,5*4,5 | 200*300 | 2,40*50 | 125,10 | RAF R | 0,80 | 0,53 | 4,5*4,5 | 200*300 | 2,40*50 | 125,10 |
| R80 C | 0,80 | 0,80 | 4,5*4,5 | 200*200 | 2,40*40 | 120,00 | RAF C | 0,80 | 0,80 | 4,5*4,5 | 200*200 | 2,40*40 | 120,00 |
| Panneaux Anti-fissuration | | | | | | | Panneaux Anti-fissuration | | | | | | |
| P80 R | 0,80 | 0,53 | 4,5*4,5 | 200*300 | 2,40*3,60 | 9,00 | PAF R | 0,80 | 0,53 | 4,5*4,5 | 200*300 | 2,40*3,60 | 9,00 |
| R80 C | 0,80 | 0,80 | 4,5*4,5 | 200*200 | 2,40*3,60 | 10,80 | PAF C | 0,80 | 0,80 | 4,5*4,5 | 200*200 | 2,40*3,60 | 10,80 |
| P99 V | 0,80 | 0,99 | 4,5*4,5 | 200*160 | 2,40*3,20 | 9,60 | PAF V | 0,80 | 0,99 | 4,5*4,5 | 200*160 | 2,40*3,20 | 9,60 |
| Panneaux de Structure | | | | | | | Panneaux de Structure | | | | | | |
| P131R | 1,31 | 0,95 | 5*5,5 | 150*250 | 2,40*4,75 | 20,23 | ST10 | 1,19 | 1,19 | 5,5*5,5 | 200*200 | 2,40*4,80 | 21,54 |
| P188R | 1,88 | 0,95 | 6*5,5 | 150*250 | 2,40*6,00 | 32,08 | ST20 | 1,88 | 1,28 | 6*7 | 150*300 | 2,40*6,00 | 35,81 |
| P221R | 2,21 | 0,95 | 6,5*5,5 | 150*250 | 2,40*6,00 | 35,73 | ST20 | 1,88 | 1,28 | 6*7 | 150*300 | 2,40*6,00 | 35,81 |
| P283R | 2,83 | 0,95 | 6*5,5 | 150*250 | 2,40*6,00 | 42,74 | ST25 | 2,57 | 1,28 | 7*7 | 150*300 | 2,40*6,00 | 43,49 |
| P385R | 3,85 | 1,47 | 7*7,5 | 100*300 | 2,40*6,00 | 60,14 | ST30 | 2,83 | 1,28 | 6*7 | 100*300 | 2,40*6,00 | 46,46 |
| | | | | | | | ST35 | 3,85 | 1,28 | 7*7 | 100*300 | 2,40*6,00 | 57,98 |
| | | | | | | | ST45 | 4,24 | 1,68 | 9*8 | 150*300 | 2,40*6,00 | 66,86 |
| P503R | 5,03 | 1,77 | 8*7,5 | 100*250 | 2,40*6,00 | 76,87 | ST50 | 5,03 | 1,68 | 8*8 | 100*300 | 2,40*6,00 | 75,84 |
| P636R | 6,36 | 2,12 | 9*9 | 100*300 | 2,40*6,00 | 95,81 | ST60 | 6,36 | 2,51 | 9*8 | 100*200 | 2,40*6,00 | 100,30 |
| P221C | 2,21 | 2,21 | 6,5*7,5 | 150*200 | 2,40*6,00 | 49,94 | ST25C | 2,57 | 2,57 | 7*7 | 150*150 | 2,40*6,00 | 57,98 |
| P385C | 3,85 | 3,85 | 7*7 | 100*100 | 2,40*6,00 | 86,98 | ST40C | 3,85 | 3,85 | 7*7 | 100*100 | 2,40*6,00 | 86,98 |
| P636C | 6,36 | 6,36 | 9*9 | 100*100 | 2,40*6,00 | 143,71 | ST65C | 6,36 | 6,36 | 9*9 | 100*100 | 2,40*6,00 | 143,71 |
| CARACTERISTIQUES DIMENTIONNELLES DES ACIERS | | | | | | | | | | | | | |
| Ø | Poids | Périmètre | Section pour N barres en cm ² | | | | | | | | | | |
| | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | |
| mm | Kg/m | cm | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | |
| 5 | 0,154 | 1,571 | 0,1964 | 0,3928 | 0,5892 | 0,7856 | 0,9820 | 1,1784 | 1,3748 | 1,5712 | 1,7676 | 1,964 | |
| 6 | 0,222 | 1,885 | 0,2829 | 0,5658 | 0,8487 | 1,1316 | 1,4145 | 1,6974 | 1,9803 | 2,2632 | 2,5461 | 2,829 | |
| 8 | 0,394 | 2,513 | 0,5029 | 1,0058 | 1,5087 | 2,0116 | 2,5145 | 3,0174 | 3,5203 | 4,0232 | 4,5261 | 5,029 | |
| 10 | 0,616 | 3,142 | 0,7857 | 1,5714 | 2,3571 | 3,1428 | 3,9285 | 4,7142 | 5,4999 | 6,2856 | 7,0713 | 7,857 | |
| 12 | 0,887 | 3,770 | 1,1314 | 2,2628 | 3,3942 | 4,5256 | 5,6570 | 6,7884 | 7,9198 | 9,0512 | 10,1826 | 11,314 | |
| 14 | 1,208 | 4,398 | 1,5400 | 3,0800 | 4,6200 | 6,1600 | 7,7000 | 9,2400 | 10,7800 | 12,3200 | 13,8600 | 15,400 | |
| 16 | 1,578 | 5,027 | 2,0114 | 4,0228 | 6,0342 | 8,0456 | 10,0570 | 12,0684 | 14,0798 | 16,0912 | 18,1026 | 20,114 | |
| 20 | 2,466 | 6,283 | 3,1429 | 6,2858 | 9,4287 | 12,5716 | 15,7145 | 18,8574 | 22,0003 | 25,1432 | 28,2861 | 31,429 | |
| 25 | 3,853 | 7,854 | 4,9107 | 9,8214 | 14,7321 | 19,6428 | 24,5535 | 29,4642 | 34,3749 | 39,2856 | 44,1963 | 49,107 | |
| 32 | 6,313 | 10,053 | 8,0457 | 16,0914 | 24,1371 | 32,1828 | 40,2285 | 48,2742 | 56,3199 | 64,3656 | 72,4113 | 80,457 | |
| 40 | 9,864 | 12,566 | 12,5710 | 25,1420 | 37,7130 | 50,2840 | 62,8550 | 75,4260 | 87,9970 | 100,5680 | 113,1390 | 125,710 | |
| LONGEURS DES TREILLIS | | | | | | | | | | | | | |
| Rapport L | 1/6 | 1/5 | 1/4 | 1/3 | 2/5 | 1/2 | 3/5 | 2/3 | 3/4 | 4/5 | 5/6 | 1 | |
| ST10 (2,40/4,80*L) | * | 0,96 | 1,20 | 1,60 | 1,92 | 2,40 | 2,88 | 3,20 | 3,60 | 3,84 | * | 4,80 | |
| STX (2,40/6,00*L) | 1,00 | 1,20 | 1,50 | 2,00 | 2,40 | 3,00 | 3,60 | 4,00 | 4,50 | 4,80 | 5,00 | 6,00 | |
| FORMATS | | | | | | | | | | | | | |
| A(x) : l(mm) x L(mm) | | | A4 (210*297) | A3 (297*420) | A2 (420*594) | A1 (594*840) | A0 (840*1188) | | | | | | |

Annexe C

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

| Φ (mm) | 5 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 | 32 | 40 |
|-------------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
| 1 | 0,20 | 0,28 | 0,50 | 0,79 | 1,13 | 1,54 | 2,01 | 3,14 | 4,91 | 8,04 | 12,57 |
| 2 | 0,39 | 0,57 | 1,01 | 1,57 | 2,26 | 3,08 | 4,02 | 6,28 | 9,82 | 16,08 | 25,13 |
| 3 | 0,59 | 0,85 | 1,51 | 2,36 | 3,39 | 4,62 | 6,03 | 9,42 | 14,73 | 24,13 | 37,7 |
| 4 | 0,79 | 1,13 | 2,01 | 3,14 | 4,52 | 6,16 | 8,04 | 12,57 | 19,64 | 32,17 | 50,27 |
| 5 | 0,98 | 1,41 | 2,51 | 3,93 | 5,65 | 7,72 | 10,05 | 15,71 | 24,54 | 40,21 | 62,83 |
| 6 | 1,18 | 1,70 | 3,02 | 4,71 | 6,79 | 9,24 | 12,06 | 18,85 | 29,45 | 48,25 | 75,40 |
| 7 | 1,37 | 1,98 | 3,52 | 5,50 | 7,92 | 10,78 | 14,07 | 21,99 | 34,36 | 56,30 | 87,96 |
| 8 | 1,57 | 2,26 | 4,02 | 6,28 | 9,05 | 12,32 | 16,08 | 25,13 | 39,27 | 64,34 | 100,53 |
| 9 | 1,77 | 2,54 | 4,52 | 7,07 | 10,18 | 13,85 | 18,10 | 28,27 | 44,18 | 72,38 | 113,10 |
| 10 | 1,96 | 2,83 | 5,03 | 7,85 | 11,31 | 15,39 | 20,11 | 31,42 | 49,09 | 80,42 | 125,66 |
| 11 | 2,16 | 3,11 | 5,53 | 8,64 | 12,44 | 16,93 | 22,12 | 34,56 | 54,00 | 88,47 | 138,23 |
| 12 | 2,36 | 3,39 | 6,03 | 9,42 | 13,57 | 18,47 | 24,13 | 37,70 | 58,91 | 96,51 | 150,80 |
| 13 | 2,55 | 3,68 | 6,53 | 10,21 | 14,70 | 20,01 | 26,14 | 40,84 | 63,81 | 104,55 | 163,36 |
| 14 | 2,75 | 3,96 | 7,04 | 11,00 | 15,38 | 21,55 | 28,15 | 43,98 | 68,72 | 112,59 | 175,93 |
| 15 | 2,95 | 4,24 | 7,54 | 11,78 | 16,96 | 23,09 | 30,16 | 47,12 | 73,63 | 120,64 | 188,50 |
| 16 | 3,14 | 4,52 | 8,04 | 12,57 | 18,10 | 24,63 | 32,17 | 50,27 | 78,54 | 128,68 | 201,06 |
| 17 | 3,34 | 4,81 | 8,55 | 13,35 | 19,23 | 26,17 | 34,18 | 53,41 | 83,45 | 136,72 | 213,63 |
| 18 | 3,53 | 5,09 | 9,05 | 14,14 | 20,36 | 27,71 | 36,19 | 56,55 | 88,36 | 144,76 | 226,20 |
| 19 | 3,73 | 5,37 | 9,55 | 14,92 | 21,49 | 29,25 | 38,20 | 59,69 | 93,27 | 152,81 | 238,76 |
| 20 | 3,93 | 5,65 | 10,05 | 15,71 | 22,62 | 30,79 | 40,21 | 62,83 | 98,17 | 160,85 | 251,33 |

Annexe D

| 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 |

Annexe E

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 |

Annexe F

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe a_0

| λ | 0,00 | 0,01 | 0,02 | 0,03 | 0,04 | 0,05 | 0,06 | 0,07 | 0,08 | 0,09 |
|-----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0,1 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 |
| 0,2 | 1,0000 | 0,9986 | 0,9973 | 0,9959 | 0,9945 | 0,9931 | 0,9917 | 0,9903 | 0,9889 | 0,9874 |
| 0,3 | 0,9859 | 0,9845 | 0,9829 | 0,9814 | 0,9799 | 0,9783 | 0,9767 | 0,9751 | 0,9735 | 0,9718 |
| 0,4 | 0,9701 | 0,9684 | 0,9667 | 0,9649 | 0,9631 | 0,9612 | 0,9593 | 0,9574 | 0,9554 | 0,9534 |
| 0,5 | 0,9513 | 0,9492 | 0,9470 | 0,9448 | 0,9425 | 0,9402 | 0,9378 | 0,9354 | 0,9328 | 0,9302 |
| 0,6 | 0,9276 | 0,9248 | 0,9220 | 0,9191 | 0,9161 | 0,9130 | 0,9099 | 0,9066 | 0,9032 | 0,8997 |
| 0,7 | 0,8961 | 0,8924 | 0,8886 | 0,8847 | 0,8806 | 0,8764 | 0,8721 | 0,8676 | 0,8630 | 0,8582 |
| 0,8 | 0,8533 | 0,8483 | 0,8431 | 0,8377 | 0,8322 | 0,8266 | 0,8208 | 0,8148 | 0,8087 | 0,8025 |
| 0,9 | 0,7961 | 0,7895 | 0,7828 | 0,7760 | 0,7691 | 0,7620 | 0,7549 | 0,7476 | 0,7403 | 0,7329 |
| 1,0 | 0,7253 | 0,7178 | 0,7101 | 0,7025 | 0,6948 | 0,6870 | 0,6793 | 0,6715 | 0,6637 | 0,6560 |
| 1,1 | 0,6482 | 0,6405 | 0,6329 | 0,6252 | 0,6176 | 0,6101 | 0,6026 | 0,5951 | 0,5877 | 0,5804 |
| 1,2 | 0,5732 | 0,5660 | 0,5590 | 0,5520 | 0,5450 | 0,5382 | 0,5314 | 0,5248 | 0,5182 | 0,5117 |
| 1,3 | 0,5053 | 0,4990 | 0,4927 | 0,4866 | 0,4806 | 0,4746 | 0,4687 | 0,4629 | 0,4572 | 0,4516 |
| 1,4 | 0,4461 | 0,4407 | 0,4353 | 0,4300 | 0,4248 | 0,4197 | 0,4147 | 0,4097 | 0,4049 | 0,4001 |
| 1,5 | 0,3953 | 0,3907 | 0,3861 | 0,3816 | 0,3772 | 0,3728 | 0,3685 | 0,3643 | 0,3601 | 0,3560 |
| 1,6 | 0,3520 | 0,3480 | 0,3441 | 0,3403 | 0,3365 | 0,3328 | 0,3291 | 0,3255 | 0,3219 | 0,3184 |
| 1,7 | 0,3150 | 0,3116 | 0,3083 | 0,3050 | 0,3017 | 0,2985 | 0,2954 | 0,2923 | 0,2892 | 0,2862 |
| 1,8 | 0,2833 | 0,2804 | 0,2775 | 0,2746 | 0,2719 | 0,2691 | 0,2664 | 0,2637 | 0,2611 | 0,2585 |
| 1,9 | 0,2559 | 0,2534 | 0,2509 | 0,2485 | 0,2461 | 0,2437 | 0,2414 | 0,2390 | 0,2368 | 0,2345 |
| 2,0 | 0,2323 | 0,2301 | 0,2280 | 0,2258 | 0,2237 | 0,2217 | 0,2196 | 0,2176 | 0,2156 | 0,2136 |
| 2,1 | 0,2117 | 0,2098 | 0,2079 | 0,2061 | 0,2042 | 0,2024 | 0,2006 | 0,1989 | 0,1971 | 0,1954 |
| 2,2 | 0,1937 | 0,1920 | 0,1904 | 0,1887 | 0,1871 | 0,1855 | 0,1840 | 0,1824 | 0,1809 | 0,1794 |
| 2,3 | 0,1779 | 0,1764 | 0,1749 | 0,1735 | 0,1721 | 0,1707 | 0,1693 | 0,1679 | 0,1665 | 0,1652 |
| 2,4 | 0,1639 | 0,1626 | 0,1613 | 0,1600 | 0,1587 | 0,1575 | 0,1563 | 0,1550 | 0,1538 | 0,1526 |
| 2,5 | 0,1515 | 0,1503 | 0,1491 | 0,1480 | 0,1469 | 0,1458 | 0,1447 | 0,1436 | 0,1425 | 0,1414 |
| 2,6 | 0,1404 | 0,1394 | 0,1383 | 0,1373 | 0,1363 | 0,1353 | 0,1343 | 0,1333 | 0,1324 | 0,1314 |
| 2,7 | 0,1305 | 0,1296 | 0,1286 | 0,1277 | 0,1268 | 0,1259 | 0,1250 | 0,1242 | 0,1233 | 0,1224 |
| 2,8 | 0,1216 | 0,1207 | 0,1199 | 0,1191 | 0,1183 | 0,1175 | 0,1167 | 0,1159 | 0,1151 | 0,1143 |
| 2,9 | 0,1136 | 0,1128 | 0,1120 | 0,1113 | 0,1106 | 0,1098 | 0,1091 | 0,1084 | 0,1077 | 0,1070 |
| 3,0 | 0,1063 | 0,1056 | 0,1049 | 0,1043 | 0,1036 | 0,1029 | 0,1023 | 0,1016 | 0,1010 | 0,1003 |

Annexe G

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe a

| λ | 0,00 | 0,01 | 0,02 | 0,03 | 0,04 | 0,05 | 0,06 | 0,07 | 0,08 | 0,09 |
|-----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0,1 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 |
| 0,2 | 1,0000 | 0,9978 | 0,9956 | 0,9934 | 0,9912 | 0,9889 | 0,9867 | 0,9844 | 0,9821 | 0,9798 |
| 0,3 | 0,9775 | 0,9751 | 0,9728 | 0,9704 | 0,9680 | 0,9655 | 0,9630 | 0,9605 | 0,9580 | 0,9554 |
| 0,4 | 0,9528 | 0,9501 | 0,9474 | 0,9447 | 0,9419 | 0,9391 | 0,9363 | 0,9333 | 0,9304 | 0,9273 |
| 0,5 | 0,9243 | 0,9211 | 0,9179 | 0,9147 | 0,9114 | 0,9080 | 0,9045 | 0,9010 | 0,8974 | 0,8937 |
| 0,6 | 0,8900 | 0,8862 | 0,8823 | 0,8783 | 0,8742 | 0,8700 | 0,8657 | 0,8614 | 0,8569 | 0,8524 |
| 0,7 | 0,8477 | 0,8430 | 0,8382 | 0,8332 | 0,8282 | 0,8230 | 0,8178 | 0,8124 | 0,8069 | 0,8014 |
| 0,8 | 0,7957 | 0,7899 | 0,7841 | 0,7781 | 0,7721 | 0,7659 | 0,7597 | 0,7534 | 0,7470 | 0,7405 |
| 0,9 | 0,7339 | 0,7273 | 0,7206 | 0,7139 | 0,7071 | 0,7003 | 0,6934 | 0,6865 | 0,6796 | 0,6726 |
| 1,0 | 0,6656 | 0,6586 | 0,6516 | 0,6446 | 0,6376 | 0,6306 | 0,6236 | 0,6167 | 0,6098 | 0,6029 |
| 1,1 | 0,5960 | 0,5892 | 0,5824 | 0,5757 | 0,5690 | 0,5623 | 0,5557 | 0,5492 | 0,5427 | 0,5363 |
| 1,2 | 0,5300 | 0,5237 | 0,5175 | 0,5114 | 0,5053 | 0,4993 | 0,4934 | 0,4875 | 0,4817 | 0,4760 |
| 1,3 | 0,4703 | 0,4648 | 0,4593 | 0,4538 | 0,4485 | 0,4432 | 0,4380 | 0,4329 | 0,4278 | 0,4228 |
| 1,4 | 0,4179 | 0,4130 | 0,4083 | 0,4036 | 0,3989 | 0,3943 | 0,3898 | 0,3854 | 0,3810 | 0,3767 |
| 1,5 | 0,3724 | 0,3682 | 0,3641 | 0,3601 | 0,3561 | 0,3521 | 0,3482 | 0,3444 | 0,3406 | 0,3369 |
| 1,6 | 0,3332 | 0,3296 | 0,3261 | 0,3226 | 0,3191 | 0,3157 | 0,3124 | 0,3091 | 0,3058 | 0,3026 |
| 1,7 | 0,2994 | 0,2963 | 0,2933 | 0,2902 | 0,2872 | 0,2843 | 0,2814 | 0,2786 | 0,2757 | 0,2730 |
| 1,8 | 0,2702 | 0,2675 | 0,2649 | 0,2623 | 0,2597 | 0,2571 | 0,2546 | 0,2522 | 0,2497 | 0,2473 |
| 1,9 | 0,2449 | 0,2426 | 0,2403 | 0,2380 | 0,2358 | 0,2335 | 0,2314 | 0,2292 | 0,2271 | 0,2250 |
| 2,0 | 0,2229 | 0,2209 | 0,2188 | 0,2168 | 0,2149 | 0,2129 | 0,2110 | 0,2091 | 0,2073 | 0,2054 |
| 2,1 | 0,2036 | 0,2018 | 0,2001 | 0,1983 | 0,1966 | 0,1949 | 0,1932 | 0,1915 | 0,1899 | 0,1883 |
| 2,2 | 0,1867 | 0,1851 | 0,1836 | 0,1820 | 0,1805 | 0,1790 | 0,1775 | 0,1760 | 0,1746 | 0,1732 |
| 2,3 | 0,1717 | 0,1704 | 0,1690 | 0,1676 | 0,1663 | 0,1649 | 0,1636 | 0,1623 | 0,1610 | 0,1598 |
| 2,4 | 0,1585 | 0,1573 | 0,1560 | 0,1548 | 0,1536 | 0,1524 | 0,1513 | 0,1501 | 0,1490 | 0,1478 |
| 2,5 | 0,1467 | 0,1456 | 0,1445 | 0,1434 | 0,1424 | 0,1413 | 0,1403 | 0,1392 | 0,1382 | 0,1372 |
| 2,6 | 0,1362 | 0,1352 | 0,1342 | 0,1332 | 0,1323 | 0,1313 | 0,1304 | 0,1295 | 0,1285 | 0,1276 |
| 2,7 | 0,1267 | 0,1258 | 0,1250 | 0,1241 | 0,1232 | 0,1224 | 0,1215 | 0,1207 | 0,1198 | 0,1190 |
| 2,8 | 0,1182 | 0,1174 | 0,1166 | 0,1158 | 0,1150 | 0,1143 | 0,1135 | 0,1128 | 0,1120 | 0,1113 |
| 2,9 | 0,1105 | 0,1098 | 0,1091 | 0,1084 | 0,1077 | 0,1070 | 0,1063 | 0,1056 | 0,1049 | 0,1042 |
| 3,0 | 0,1036 | 0,1029 | 0,1022 | 0,1016 | 0,1010 | 0,1003 | 0,0997 | 0,0991 | 0,0985 | 0,0978 |

Annexe H

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe b

| λ | 0,00 | 0,01 | 0,02 | 0,03 | 0,04 | 0,05 | 0,06 | 0,07 | 0,08 | 0,09 |
|-----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0,1 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 |
| 0,2 | 1,0000 | 0,9965 | 0,9929 | 0,9894 | 0,9858 | 0,9822 | 0,9786 | 0,9750 | 0,9714 | 0,9678 |
| 0,3 | 0,9641 | 0,9604 | 0,9567 | 0,9530 | 0,9492 | 0,9455 | 0,9417 | 0,9378 | 0,9339 | 0,9300 |
| 0,4 | 0,9261 | 0,9221 | 0,9181 | 0,9140 | 0,9099 | 0,9057 | 0,9015 | 0,8973 | 0,8930 | 0,8886 |
| 0,5 | 0,8842 | 0,8798 | 0,8752 | 0,8707 | 0,8661 | 0,8614 | 0,8566 | 0,8518 | 0,8470 | 0,8420 |
| 0,6 | 0,8371 | 0,8320 | 0,8269 | 0,8217 | 0,8165 | 0,8112 | 0,8058 | 0,8004 | 0,7949 | 0,7893 |
| 0,7 | 0,7837 | 0,7780 | 0,7723 | 0,7665 | 0,7606 | 0,7547 | 0,7488 | 0,7428 | 0,7367 | 0,7306 |
| 0,8 | 0,7245 | 0,7183 | 0,7120 | 0,7058 | 0,6995 | 0,6931 | 0,6868 | 0,6804 | 0,6740 | 0,6676 |
| 0,9 | 0,6612 | 0,6547 | 0,6483 | 0,6419 | 0,6354 | 0,6290 | 0,6226 | 0,6162 | 0,6098 | 0,6034 |
| 1,0 | 0,5970 | 0,5907 | 0,5844 | 0,5781 | 0,5719 | 0,5657 | 0,5595 | 0,5534 | 0,5473 | 0,5412 |
| 1,1 | 0,5352 | 0,5293 | 0,5234 | 0,5175 | 0,5117 | 0,5060 | 0,5003 | 0,4947 | 0,4891 | 0,4836 |
| 1,2 | 0,4781 | 0,4727 | 0,4674 | 0,4621 | 0,4569 | 0,4517 | 0,4466 | 0,4416 | 0,4366 | 0,4317 |
| 1,3 | 0,4269 | 0,4221 | 0,4174 | 0,4127 | 0,4081 | 0,4035 | 0,3991 | 0,3946 | 0,3903 | 0,3860 |
| 1,4 | 0,3817 | 0,3775 | 0,3734 | 0,3693 | 0,3653 | 0,3613 | 0,3574 | 0,3535 | 0,3497 | 0,3459 |
| 1,5 | 0,3422 | 0,3386 | 0,3350 | 0,3314 | 0,3279 | 0,3245 | 0,3211 | 0,3177 | 0,3144 | 0,3111 |
| 1,6 | 0,3079 | 0,3047 | 0,3016 | 0,2985 | 0,2955 | 0,2925 | 0,2895 | 0,2866 | 0,2837 | 0,2809 |
| 1,7 | 0,2781 | 0,2753 | 0,2726 | 0,2699 | 0,2672 | 0,2646 | 0,2620 | 0,2595 | 0,2570 | 0,2545 |
| 1,8 | 0,2521 | 0,2496 | 0,2473 | 0,2449 | 0,2426 | 0,2403 | 0,2381 | 0,2359 | 0,2337 | 0,2315 |
| 1,9 | 0,2294 | 0,2272 | 0,2252 | 0,2231 | 0,2211 | 0,2191 | 0,2171 | 0,2152 | 0,2132 | 0,2113 |
| 2,0 | 0,2095 | 0,2076 | 0,2058 | 0,2040 | 0,2022 | 0,2004 | 0,1987 | 0,1970 | 0,1953 | 0,1936 |
| 2,1 | 0,1920 | 0,1903 | 0,1887 | 0,1871 | 0,1855 | 0,1840 | 0,1825 | 0,1809 | 0,1794 | 0,1780 |
| 2,2 | 0,1765 | 0,1751 | 0,1736 | 0,1722 | 0,1708 | 0,1694 | 0,1681 | 0,1667 | 0,1654 | 0,1641 |
| 2,3 | 0,1628 | 0,1615 | 0,1602 | 0,1590 | 0,1577 | 0,1565 | 0,1553 | 0,1541 | 0,1529 | 0,1517 |
| 2,4 | 0,1506 | 0,1494 | 0,1483 | 0,1472 | 0,1461 | 0,1450 | 0,1439 | 0,1428 | 0,1418 | 0,1407 |
| 2,5 | 0,1397 | 0,1387 | 0,1376 | 0,1366 | 0,1356 | 0,1347 | 0,1337 | 0,1327 | 0,1318 | 0,1308 |
| 2,6 | 0,1299 | 0,1290 | 0,1281 | 0,1272 | 0,1263 | 0,1254 | 0,1245 | 0,1237 | 0,1228 | 0,1219 |
| 2,7 | 0,1211 | 0,1203 | 0,1195 | 0,1186 | 0,1178 | 0,1170 | 0,1162 | 0,1155 | 0,1147 | 0,1139 |
| 2,8 | 0,1132 | 0,1124 | 0,1117 | 0,1109 | 0,1102 | 0,1095 | 0,1088 | 0,1081 | 0,1074 | 0,1067 |
| 2,9 | 0,1060 | 0,1053 | 0,1046 | 0,1039 | 0,1033 | 0,1026 | 0,1020 | 0,1013 | 0,1007 | 0,1001 |
| 3,0 | 0,0994 | 0,0988 | 0,0982 | 0,0976 | 0,0970 | 0,0964 | 0,0958 | 0,0952 | 0,0946 | 0,0940 |

Annexe J

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe d

| λ | 0,00 | 0,01 | 0,02 | 0,03 | 0,04 | 0,05 | 0,06 | 0,07 | 0,08 | 0,09 |
|-----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0,1 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 |
| 0,2 | 1,0000 | 0,9921 | 0,9843 | 0,9765 | 0,9688 | 0,9611 | 0,9535 | 0,9459 | 0,9384 | 0,9309 |
| 0,3 | 0,9235 | 0,9160 | 0,9086 | 0,9013 | 0,8939 | 0,8866 | 0,8793 | 0,8721 | 0,8648 | 0,8576 |
| 0,4 | 0,8504 | 0,8432 | 0,8360 | 0,8289 | 0,8218 | 0,8146 | 0,8075 | 0,8005 | 0,7934 | 0,7864 |
| 0,5 | 0,7793 | 0,7723 | 0,7653 | 0,7583 | 0,7514 | 0,7444 | 0,7375 | 0,7306 | 0,7237 | 0,7169 |
| 0,6 | 0,7100 | 0,7032 | 0,6964 | 0,6897 | 0,6829 | 0,6762 | 0,6695 | 0,6629 | 0,6563 | 0,6497 |
| 0,7 | 0,6431 | 0,6366 | 0,6301 | 0,6237 | 0,6173 | 0,6109 | 0,6046 | 0,5983 | 0,5921 | 0,5859 |
| 0,8 | 0,5797 | 0,5736 | 0,5675 | 0,5615 | 0,5556 | 0,5496 | 0,5438 | 0,5379 | 0,5322 | 0,5265 |
| 0,9 | 0,5208 | 0,5152 | 0,5096 | 0,5041 | 0,4987 | 0,4933 | 0,4879 | 0,4826 | 0,4774 | 0,4722 |
| 1,0 | 0,4671 | 0,4620 | 0,4570 | 0,4521 | 0,4472 | 0,4423 | 0,4375 | 0,4328 | 0,4281 | 0,4235 |
| 1,1 | 0,4189 | 0,4144 | 0,4099 | 0,4055 | 0,4012 | 0,3969 | 0,3926 | 0,3884 | 0,3843 | 0,3802 |
| 1,2 | 0,3762 | 0,3722 | 0,3683 | 0,3644 | 0,3605 | 0,3568 | 0,3530 | 0,3493 | 0,3457 | 0,3421 |
| 1,3 | 0,3385 | 0,3350 | 0,3316 | 0,3282 | 0,3248 | 0,3215 | 0,3182 | 0,3150 | 0,3118 | 0,3086 |
| 1,4 | 0,3055 | 0,3024 | 0,2994 | 0,2964 | 0,2935 | 0,2906 | 0,2877 | 0,2849 | 0,2821 | 0,2793 |
| 1,5 | 0,2766 | 0,2739 | 0,2712 | 0,2686 | 0,2660 | 0,2635 | 0,2609 | 0,2585 | 0,2560 | 0,2536 |
| 1,6 | 0,2512 | 0,2488 | 0,2465 | 0,2442 | 0,2419 | 0,2397 | 0,2375 | 0,2353 | 0,2331 | 0,2310 |
| 1,7 | 0,2289 | 0,2268 | 0,2248 | 0,2228 | 0,2208 | 0,2188 | 0,2168 | 0,2149 | 0,2130 | 0,2112 |
| 1,8 | 0,2093 | 0,2075 | 0,2057 | 0,2039 | 0,2021 | 0,2004 | 0,1987 | 0,1970 | 0,1953 | 0,1936 |
| 1,9 | 0,1920 | 0,1904 | 0,1888 | 0,1872 | 0,1856 | 0,1841 | 0,1826 | 0,1810 | 0,1796 | 0,1781 |
| 2,0 | 0,1766 | 0,1752 | 0,1738 | 0,1724 | 0,1710 | 0,1696 | 0,1683 | 0,1669 | 0,1656 | 0,1643 |
| 2,1 | 0,1630 | 0,1617 | 0,1604 | 0,1592 | 0,1580 | 0,1567 | 0,1555 | 0,1543 | 0,1532 | 0,1520 |
| 2,2 | 0,1508 | 0,1497 | 0,1486 | 0,1474 | 0,1463 | 0,1452 | 0,1442 | 0,1431 | 0,1420 | 0,1410 |
| 2,3 | 0,1399 | 0,1389 | 0,1379 | 0,1369 | 0,1359 | 0,1349 | 0,1340 | 0,1330 | 0,1320 | 0,1311 |
| 2,4 | 0,1302 | 0,1292 | 0,1283 | 0,1274 | 0,1265 | 0,1257 | 0,1248 | 0,1239 | 0,1231 | 0,1222 |
| 2,5 | 0,1214 | 0,1205 | 0,1197 | 0,1189 | 0,1181 | 0,1173 | 0,1165 | 0,1157 | 0,1149 | 0,1142 |
| 2,6 | 0,1134 | 0,1127 | 0,1119 | 0,1112 | 0,1104 | 0,1097 | 0,1090 | 0,1083 | 0,1076 | 0,1069 |
| 2,7 | 0,1062 | 0,1055 | 0,1048 | 0,1042 | 0,1035 | 0,1029 | 0,1022 | 0,1016 | 0,1009 | 0,1003 |
| 2,8 | 0,0997 | 0,0990 | 0,0984 | 0,0978 | 0,0972 | 0,0966 | 0,0960 | 0,0954 | 0,0948 | 0,0943 |
| 2,9 | 0,0937 | 0,0931 | 0,0926 | 0,0920 | 0,0914 | 0,0909 | 0,0904 | 0,0898 | 0,0893 | 0,0888 |
| 3,0 | 0,0882 | 0,0877 | 0,0872 | 0,0867 | 0,0862 | 0,0857 | 0,0852 | 0,0847 | 0,0842 | 0,0837 |

Annexe J

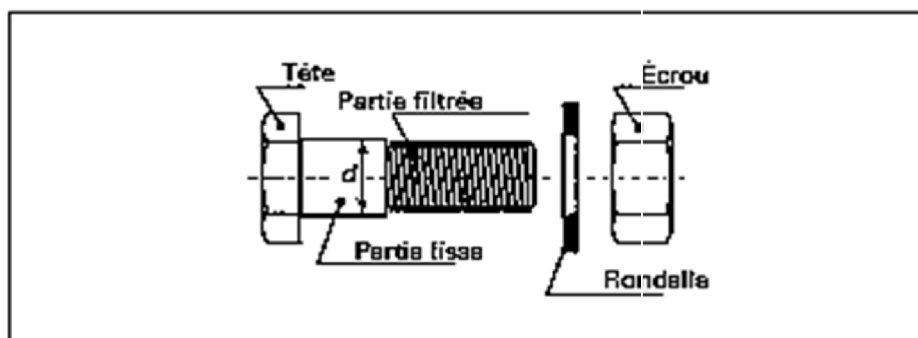


Tableau 1 – Valeurs nominales de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance ultime à la traction f_{ub} des boulons ordinaires:

| Classe | 4.6 | 4.8 | 5.6 | 5.8 | 6.8 | 8.8 | 10.9 |
|----------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-------|
| f_{yb} (MPa) | 240 | 320 | 300 | 400 | 480 | 640 | 900 |
| f_{ub} (MPa) | 400 | 400 | 500 | 500 | 600 | 800 | 1 000 |

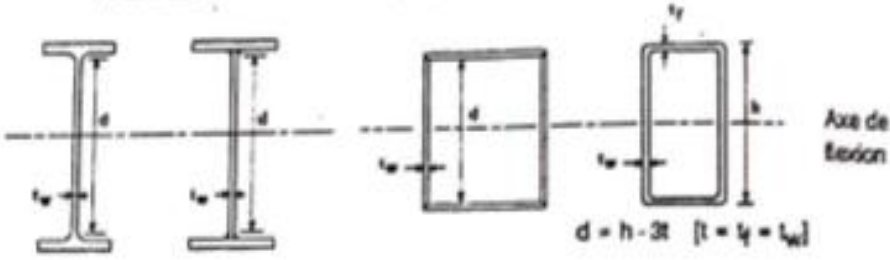
Tableau 2 – Aires des sections lisses et des sections filetées des boulons ordinaires

| | | | | | | | | | | | |
|--|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Diamètre nominal d (mm) | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 24 | 27 | 30 |
| Diamètre du trou d_0 (mm) | 9 | 11 | 13 | 16 | 18 | 20 | 22 | 24 | 26 | 30 | 33 |
| Ø rondelle..... (mm) | 16 | 20 | 24 | 27 | 30 | 34 | 37 | 40 | 44 | 50 | 55 |
| Épaisseur rondelle..... (mm) | 2,5 | 2,5 | 3 | 3 | 3 | 4 | 4 | 4 | 4 | 5 | 5 |
| Hauteur d'écrou..... (mm) | 6,8 | 8,4 | 10,8 | 12,8 | 14,8 | 15,8 | 18 | 19,4 | 21,5 | 23,8 | 25,6 |
| Hauteur de tête..... (mm) | 5,3 | 6,4 | 7,5 | 8,8 | 10 | 11,5 | 12,5 | 14 | 15 | 17,5 | 19 |
| Section nominale A_n(mm ²) | 50,2 | 78,5 | 113 | 154 | 201 | 254 | 314 | 380 | 452 | 573 | 707 |
| Section résistante A_s(mm ²) | 36,6 | 58 | 84,3 | 115 | 157 | 192 | 245 | 303 | 353 | 459 | 561 |

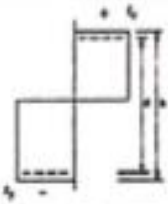
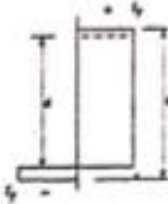
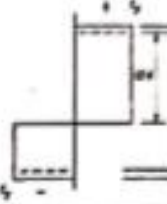
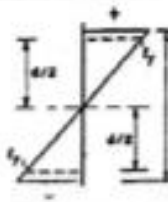
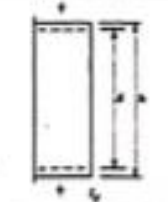
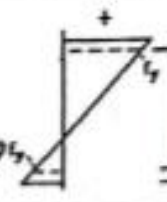
Annexe K

Rapports largeur/épaisseur maximaux pour âmes (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

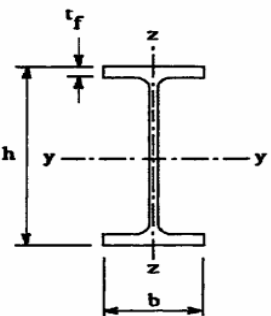
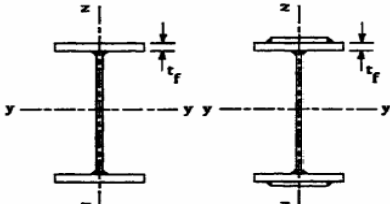

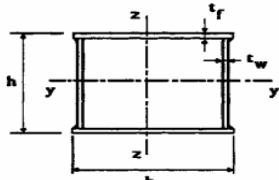

(a) Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)



$d = h - 2t \quad [t = t_f = t_w]$

| Classe | Ame fléchie | Ame comprimée | Ame en flexion composée | |
|-------------------------------|---|--|---|------|
| |  |  |  | |
| 1 | $d/t_w \leq 72 \epsilon$ | $d/t_w \leq 33 \epsilon$ | Quand $\alpha > 0.5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon (1.3 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0.5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon \alpha$ | |
| 2 | $d/t_w \leq 83 \epsilon$ | $d/t_w \leq 38 \epsilon$ | Quand $\alpha > 0.5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon (1.3 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0.5$: $d/t_w \leq 41.5 \epsilon \alpha$ | |
| |  |  |  | |
| 3 | $d/t_w \leq 124 \epsilon$ | $d/t_w \leq 42 \epsilon$ | Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon (0.67 + 0.33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) / (1 - \psi)$ | |
| $\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$ | f_y (N/mm ²) | 235 | 275 | 355 |
| | ϵ | 1 | 0,92 | 0,81 |

Annexe L

| 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  | $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$ | y - y z - z y - y z - z | b c 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) | quel qu'il soit | b |
| | Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$ | 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