

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj

Faculté des Sciences et de la technologie

Département Génie Civil

Mémoire

Présenté pour obtenir

LE DIPLOME DE MASTER

FILIÈRE : génie civil

Spécialité : structure

Par

➤ **BADJI WISSEM**

Intitulé

**ÉTUDE D'UN BÂTIMENT ADMINISTRATIF EN CHARPENTE
MÉTALLIQUE (CCM 97 + ANALYSE PAR ROBOT)**

Soutenu le : 15/09/2022

Devant le Jury composé de :

| <i>Nom & Prénom</i> | <i>Grade</i> | <i>Qualité</i> | <i>Etablissement</i> |
|------------------------------|--------------|------------------|----------------------|
| <i>M. BECHICHE SAID</i> | <i>MAA</i> | <i>Président</i> | <i>Univ-BBA</i> |
| <i>M. MAZOZ AIDA</i> | <i>MCB</i> | <i>Encadreur</i> | <i>Univ-BBA</i> |
| <i>M. DJOUDI LARBI</i> | <i>MAA</i> | <i>Examineur</i> | <i>Univ-BBA</i> |
| <i>M. ABDE MEZIANE NABIL</i> | <i>MAA</i> | <i>Examineur</i> | <i>Univ-BBA</i> |

Année Universitaire 2021/2022

Remerciement :

Je remercie le Dieu tout puissant de nous avoir donné la force et le courage de mener à terme ce modeste travail. Je remercie mes parents, pour tout votre amour, votre Encouragement, et votre soutien ... Je tiens à remercier particulièrement et avec gratitude mon Encadreur Mm : « Mazoz aida » Pour ses précieux conseils, ses apports appréciés et ses encouragements. Je remercie également Mr « lamine » pour son aide précieux, sa disponibilité et les conseils qu'il m'a apportés À tout l'ensemble des enseignants et des responsables du département du génie civil qui ont contribué à notre formation. Enfin, j'adresse mes remerciements à toutes personnes ayant Contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce mémoire

Dédicas :

Je dédie ce modeste travail à ...

Mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celle qui s'est toujours sacrifiée pour me voir réussir, la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; celle pour qui je dois tout et qui je ne rendrais jamais assez ...Maman que j'adore

Ma chère famille et mes chères amies

Résumé :

Le présent mémoire, consiste à étudier un bâtiment R+4 à usage administratif.

Il concerne en premier l'introduction et la description des éléments de la structure ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés (acier, béton), l'évaluation des charges et surcharges et les actions climatiques selon le règlement RNV99.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au CCM97 et RPA99 ver 2003. L'analyse sismique de la structure la vérification et l'assemblage a été réalisée par le logiciel de calcul Autodesk Robot structural analysis

Le renforcement de la structure par le rajout de contreventement.

La fondation du bâtiment est composée de semelle isolée.

Abstract :

This thesis consists of studying an R+4 building for administrative use.

It first concerns the introduction and description of the elements of the structure as well as the characteristics of the materials used (steel, concrete), the evaluation of the loads and overloads and the climatic actions according to the RNV99 regulation.

The pre-sizing of the load-bearing elements was done in accordance with CCM97 and

RPA99 ver 2003. The seismic analysis of the structure, verification and assembly was carried out by the calculation software Autodesk Robot structural analysis

Reinforcement of the structure by adding bracing.

The foundation of the building is composed of insulated footings.

ملخص

تتكون هذه الأطروحة من دراسة مبنى R + 4 للاستخدام الإداري

يتعلق أولاً بإدخال ووصف عناصر الهيكل بالإضافة إلى خصائص المواد المستخدمة (الصلب والخرسانة) وتقييم الأحمال والأحمال الزائدة والإجراءات المناخية وفقاً للائحة

RNV99.

تم إجراء التحجيم المسبق للعناصر الحاملة وفقاً لـ : CCM97 و RPA99 إصدار 2003.

تم إجراء التحليل الزلزالي للهيكل والتحقق والتجميع بواسطة التحليل الهيكلي لبرنامج

Autodesk Robot

تقوية الهيكل عن طريق إضافة دعامة.

يتكون أساس المبنى من قواعد معزولة.

Sommaire :

| | |
|--|----|
| Introduction Général | 01 |
| Chapitre I : Généralité | 03 |
| I.1/Présentation du projet | 04 |
| I.1.1/ Données géométriques du projet | 04 |
| I-1-2/ Localisation et données concernant le site | 05 |
| I-2/ Règlements techniques | 05 |
| I.4/ Conception de l'ouvrage | 06 |
| I.4.1/Introduction | 06 |
| I.4.2/ Conception architecturale | 06 |
| I.4.3/ Conception structurale | 06 |
| I.3/Matériaux utilisés | 08 |
| I.3.1 /Acier..... | 08 |
| I-3-2/ Béton | 10 |
| I-3-3/Sol | 12 |
| | |
| Chapitre II : Évaluation des actions | 13 |
| II.1/Introduction | 14 |
| II.2/Charges permanentes | 14 |
| II.2.1/Plancher étage courant | 14 |
| II.2.2/Plancher terrasse "accessible" | 14 |
| II.2.3/ Murs extérieurs | 15 |
| II.3/Surcharges d'exploitations | 15 |
| II.4/Effet de la température | 15 |
| II.5/Charges climatiques | 16 |
| II.5.1/Introduction | 16 |
| II.5.2/Effet du vent | 16 |
| II.6/ Étude de la neige | 31 |
| II.6.2 -Introduction | 31 |
| II.6.3/ Calcul des charges de neige | 31 |
| II.6.4/ Charge de neige sur les toitures ou autre surface | 31 |
| | |
| Chapitre III : Pré Dimensionnement Des Éléments | 33 |
| III.1/Quelques notions relatives au règlement CCM97 | 34 |
| III.1.1/Objectif | 34 |
| III.1.2/Domaine d'application | 34 |
| III.1.3/Classification des sections transversales selon le CCM97 | 34 |
| III.1.4/Valeurs limites des flèches | 36 |
| III.2/Pré-dimensionnement | 36 |
| III.2.1/Pré-dimensionnement des solives plancher terrasse | 37 |
| III.2.2/Pré dimensionnement des solives plancher étage courant | 39 |
| III.2.3/ Pré-dimensionnement des poutres | 39 |
| III-3 / poutre secondaire (plancher terrasse) | 43 |

| | |
|---|----|
| III-4 / Pré dimensionnement des poteaux | 43 |
| III.5.1 / Vérification du poteau..... | 44 |
| III.5 / Conclusion | 46 |
| Chapitre IV : Escaliers | 47 |
| IV.1/Étude des escaliers | 48 |
| IV.1.1/Introduction | 48 |
| IV.1.2/ Composants | 48 |
| IV.1.3 / Dimensionnement des éléments porteurs | 50 |
| IV.1.4 Évaluation des charges | 53 |
| IV.1.5/ Pré dimensionnement des limons | 54 |
| IV.1.6 / Étude de la poutre palière des limons..... | 59 |
| Chapitre V : Études sismique | 62 |
| VII.1/Introduction | 63 |
| VII.2/Critères de classification par le RPA99 version 2003 | 64 |
| VII.2.1/Classification des zones sismiques | 64 |
| VII.2.2/Classification de l'ouvrage | 64 |
| VII.3/Choix de la méthode de calcul | 64 |
| VII.4/Méthode d'analyse modale spectrale | 65 |
| VII.4.1/Principe de la méthode | 65 |
| VII.4.2/Modélisation | 65 |
| VII.4.3/Nombre des modes considérer (RPA99/2003) | 65 |
| VII.4.4/Spectre de réponse de calcul | 65 |
| VII.5 /Analyse modale | 69 |
| VII.5.1/Calcul de la force sismique totale | 70 |
| VII.5.2/Vérification de l'effort tranchant à la base | 77 |
| VII.6/Calcul des déplacements | 83 |
| VII.7 / Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ | 85 |
| VII.8- Vérification au renversement | 86 |
| VII.9 / Comparaison entre l'effort sismique et la force due au vent | 86 |
| VII.9.1/ Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur | 86 |
| VII.9.2/ Distribution de la force du vent | 89 |
| VII.10/Conclusion | 91 |
| Chapitre VI : Vérification des éléments | 92 |
| VI.1/Introduction | 93 |
| VI.2/Méthode de travail | 93 |
| VI.3/Étapes de modélisation | 94 |
| VI.3.1/Matériaux utilisé | 94 |
| VI.4/Combinaison d'action | 95 |
| VI.5/ Les résultats de vérifications de l'ossature à l'aide du logiciel ROBOT | 95 |
| VI.5.1/ Vérification des poteaux | 95 |

| | |
|---|------------|
| VI.5.2/ Vérification des poutres principats | 101 |
| VI.5.3/ Vérifications des poutres secondaires | 110 |
| VI.5.4/ Vérification des contreventements..... | 120 |
| VI.5.5/ Vérification des poutres palières..... | 125 |
| VI.6/ Profilé utilisé dans la structure | 130 |
| Chapitre VII: Calcul des assemblages | 131 |
| VII.1/Introduction : | 132 |
| VII.2/Fonctionnement des assemblages | 132 |
| VII.2.1/Le boulonnage | 132 |
| VII.2.2/Le soudage | 132 |
| VII.2.3/Fonctionnement par adhérence | 132 |
| VII.2.4/Coefficients partiels de sécurité..... | 133 |
| VII.2.5/ Coefficient de frottement | 133 |
| VII.3/ Rôle des assemblages | 133 |
| VII.4/ Calculs des assemblages..... | 133 |
| VII.4.1/Assemblage poutre secondaire poteau | 133 |
| VII.4.2/Assemblage traverse poteau | 140 |
| VII.4.3/Assemblage poutre principale Solive | 149 |
| VII.4.4/Assemblage Pied de poteau | 155 |
| Chapitre VIII : Dimensionnement des fondations | 163 |
| VIII.1/Introduction | 164 |
| VIII.2/Choix de type de fondation | 164 |
| VIII.2.1/Documents utilisés..... | 164 |
| VIII.2.1/caractéristique des matériaux | 164 |
| VIII.2.2/Dimensionnement des fondations | 165 |
| Chapitre IX : Protection de la structure..... | 169 |
| Introduction | 170 |
| IX.1/La corrosion | 170 |
| IX.2/le revêtement | 170 |
| IX.3/Comment protéger la structure contre le feu..... | 170 |
| Conclusion Générale..... | 173 |

Liste d'abréviation :

A Section brute d'une pièce.

A_{net} Section nette d'une pièce.

A_w Section de l'âme.

A_p Surface portante.

A_s Aire de la Section résistante à la traction du boulon.

E Module d'élasticité longitudinale.

F Force en générale.

F_p Force de calcul précontraint.

F_s Résistance d'un boulon au glissement.

F_{trd} Résistance d'un boulon en traction.

F_{brd} Résistance a la pression diamétrale.

G Charge permanent.

I Moment d'inertie.

k_c Coefficient de Rigidité poteaux.

k_{ij} Coefficients de Rigidités des poutres.

k_y Coefficient de flambement- flexion.

L Langueur.

M_{sd} Moment fléchissant.

M_{Rd} Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

M_{pl} Moment plastique.

M_{cr} Moment critique.

N_{sd} Effort normal.

N_{tsd} Effort normal de traction.

N_{csd} Effort normal de compression.

N_{pl} Effort normal plastique.

N_u Effort normal ultime.

N_j Force d'adhérence avec le béton.

Q Charge d'exploitation

W_{pl} Module de résistance plastique.

W_{el} Module de résistance élastique.

b Largeur de l'âme.

b_{eff} Largeur efficace.

d Entraxe.

d_0 Diamètre de perçage des trous de boulon.

f Flèche d'une poutre.

f_y Limite d'élasticité d'un acier.

f_{yb} Limite d'élasticité d'un boulon.

f_u Contrainte de rupture d'une pièce.

f_{ub} Contrainte de rupture d'un boulon.

f_{ck} Résistance caractéristique en compression sur cylindre du béton.

f_j Résistance de contact de la liaison.

h Hauteur.

i Rayon de giration.

k Facteur de langueur.

k_s Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage

k_j Facteur de concentration.

n Nombre de boulon.

m Nombre de plants de cisaillement.

r_c Rayon de raccordement âme /semelle du poteau.

t_w Épaisseur de l'âme.

t_f Épaisseur de la semelle.

t_{wc} Épaisseur âme poteau.

t_{fc} Épaisseur âme semelle.

t_p Épaisseur platine.

χ Coefficient de réduction de flambement.

β_w Facteur de corrélation.

β_M Facteur de moment uniforme équivalent.

β_j Coefficient relatif a la liaison.

γ_c Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton.

γ_M Coefficient de sécurité.

γ_{Mb} Coefficient de sécurité de boulon.

γ_{Ms} Coefficient partiel de sécurité.

$\bar{\lambda}$

Elancement.

α Facteur d'imperfection.

μ Coefficient de frottement.

τ_s Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε Coefficient de réduction élastique de l'acier $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

η Facteurs de distribution.

ψ Rapport de contraintes.

δ Flèche.

Béton armé

A Coefficient d'accélération de zone, aire d'une section.

B Aire d'une section de béton.

BAEL Béton armé à l'état limite.

C Centre de flexion.

C_d Coefficient de pression dynamique.

C_{pe} Coefficient de pression extérieur.

C_{pi} Coefficient de pression intérieur.

C_{frj} Coefficient de frottement de l'élément de surface « j ».

D_i Facteur d'amplification dynamique.

E Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).

E_{ij} Module de déformation instantanée du béton.

E_{vj} Module de déformation différée du béton.

E_s Module d'élasticité de l'acier.

ELS Etat limite de service.

ELU Etat limite ultime.

e Epaisseur, excentricité.

FP Fissuration préjudiciable.

FPN Fissuration peu nuisible.
 FTP Fissuration très préjudiciables.
 G Charge permanente, module d'élasticité transversale.
 g Largeur de la marche.
 H Hauteur totale du bâtiment.
 K Rigidité.
 L Portée.
 M Moment, masse.
 M_0 Moment en travée isostatique.
 M_t Moment en travée de la poutre considérée.
 M_{app} Moment sur appuis.
 M_u Moment ultime.
 N_G Effort normal développé par les charges permanentes.
 N_Q Effort normal développé par les charges d'exploitation.
 N_u Effort normal ultime.
 n Nombre de niveaux.
 P, W Poids.
 Q Charge d'exploitation, facteur de qualité.
 q Densité de charge répartie.
 R Réaction.
 RPA Règlement parasismique Algérien.
 S Surface de l'élément considéré, force sismique, moment statique.
 s_t Espacement entre armatures.
 T Effort tranchant, période.
 V Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base.
 X_{cj} , Y_{cj} Coordonnées du centre de torsion à l'étage « j » par rapport à un repère d'axe
 Parallèle aux directions principales du bâtiment (ox, oy).
 Z Bras de levier entre les aciers et le béton.
 d' Distance de barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée
 d Distance de barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.
 f Flèche.
 f_{bu} Contrainte admissible de flambement.
 f_{cj} Résistance à la compression.
 f_{tj} Résistance à la traction.
 f_e Limite élastique de l'acier.
 l_f Longueur de flambement.
 α Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.
 β Coefficient de majoration dynamique.
 γ_b Coefficient de sécurité à prendre sur le béton.
 γ_s Coefficient de sécurité à prendre sur l'acier.
 δ Coefficient de dimension, déplacement.
 ϵ Déformation relative du béton comprimé.
 ϵ_s Déformation relative de l'acier tendu.
 η Coefficient de fissuration.
 λ Coefficient d'élanement.
 μ_r Moment résistant.
 σ Contrainte normale.
 σ_{bc} Contraint de compression de béton.

$\bar{\sigma}_{bc}$ Contrainte limite de service du béton.

σ_s Contrainte dans l'acier.

$\bar{\sigma}_s$ Contrainte limite de service de l'acier.

$\bar{\sigma}_{s10}$ Contrainte dans l'acier correspondant à un allongement relatif de 10%.

τ Contrainte de cisaillement.

ν Coefficient de poisson.

ω Pulsation propre.

\emptyset Diamètre des armatures ; Valeur propre.

Listes des figures :

Chapitre I :

| | |
|--|----|
| I.1 : Vue de bâtiment | 05 |
| I.2 : Contreventement | 08 |
| I.3 : Diagramme effort-déformation de l'acier..... | 10 |
| I.4 : Contrainte déformation de béton à l'ELU..... | 11 |

Chapitre II :

| | |
|--|----|
| II.1 : Action du vent..... | 18 |
| II.2 : Légende pour la paroi verticale..... | 20 |
| II.3 : Valeurs de CPE pour les parois..... | 22 |
| II.4 : Légende pour les toitures plates | 24 |
| II.5 : Pression sur les zones D.E.F.G.H (V1) | 26 |
| II.6 : Valeur de CPE pour les parois verticales..... | 28 |
| II.7 : Légende des toitures plates..... | 30 |
| II.8 : Pression sur les zones D.E.F.G.H (V2) | 31 |

Chapitre IV :

| | |
|-----------------------------|----|
| IV.1 : Escalier..... | 48 |
| IV.2 : Cage d'escalier..... | 50 |

Chapitre V :

| | |
|---|----|
| V.1 : Spectre de réponse suivant x depuis Robot..... | 69 |
| V.2 : Spectre de réponse suivant y depuis Robot..... | 70 |
| V.3 : Les trois premiers modes de vibration..... | 77 |
| V.4 : Introduction de coefficient de pondération sur Robot..... | 78 |

Chapitre VI :

| | |
|---|-----|
| VI.1 : Étapes de modélisation à l'aide de logiciel Robot..... | 93 |
| VI.2 : Cisaillement T_z selon x-x..... | 99 |
| VI.3 : Cisaillement T_z selon y-y..... | 100 |
| VI.4 : Flexion simple M_y selon x-x..... | 108 |
| VI.5 : Flexion simple M_y selon y-y..... | 109 |
| VI.6 : Moment M_y selon x-x..... | 116 |
| VI.7 : Moment M_y selon y-y..... | 117 |
| VI.8 : Force F_z selon x-x..... | 118 |
| VI.9 : Force F_z selon y-y..... | 119 |
| VI.10 : Les efforts normaux sur les contreventements..... | 124 |

Chapitre VIII :

| | |
|--|-----|
| VIII.1 : diagramme des contraintes agissant sur les fondations | 166 |
| VIII.2 : dimensionnement de la semelle..... | 167 |

Liste des tableaux :

Chapitre I :

| | |
|--|----|
| I.1 : Les caractéristiques mécaniques des nuances d'acier..... | 09 |
| I.2 : Caractéristique mécanique des aciers de béton armé..... | 12 |

Chapitre II :

| | |
|---|----|
| II.1 : Charges permanente du plancher étage courant..... | 14 |
| II.2 : Charge permanente du plancher terrasse accessible..... | 14 |
| II.3 : Charge permanente pour mur extérieur..... | 15 |
| II.4 : Tableau du chargement linéairement répartie pour chaque étage | 15 |
| II.5 : Valeurs de la pression dynamique de pointe sur les parois verticales..... | 19 |
| II.6 : Coefficients de pressions extérieures pour les toitures plates..... | 20 |
| II.7 : Valeurs de la pression statique du vent p_h sur les parois verticales..... | 22 |
| II.8 : Valeur de la pression statique du vent sur la toiture..... | 25 |
| II.9 : Valeur de la pression statique du vent p_h sur les parois verticales..... | 29 |
| II.10 : valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$ sur la terrasse..... | 30 |

Chapitre III :

| | |
|---|----|
| III.1 : Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales..... | 36 |
| III.2 : Caractéristique du profilé IPE200..... | 38 |
| III.3 : Chargement poutre principale (plancher terrasse) | 40 |
| III.4 : Caractéristique du profilé IPE450..... | 41 |
| III.5 :Chargement poutre principale (plancher étage courant) | 42 |
| III.6 :Caractéristique du profilé IPE450..... | 43 |
| III.7 :Caractéristique du profilé IPE200..... | 43 |
| III.8 :Récapitulatif de la descende de charge..... | 45 |
| III.9 :Résultat du prédimensionnement..... | 46 |

Chapitre IV :

| | |
|---|----|
| IV.1 : Dimension et caractéristique de la cornière..... | 52 |
| IV.2 : Dimension et caractéristique de l'UPN200..... | 55 |
| IV.3 : Dimension et caractéristique de l'UPN300..... | 57 |
| IV.4 : Dimension et caractéristique de l'IPN450..... | 60 |

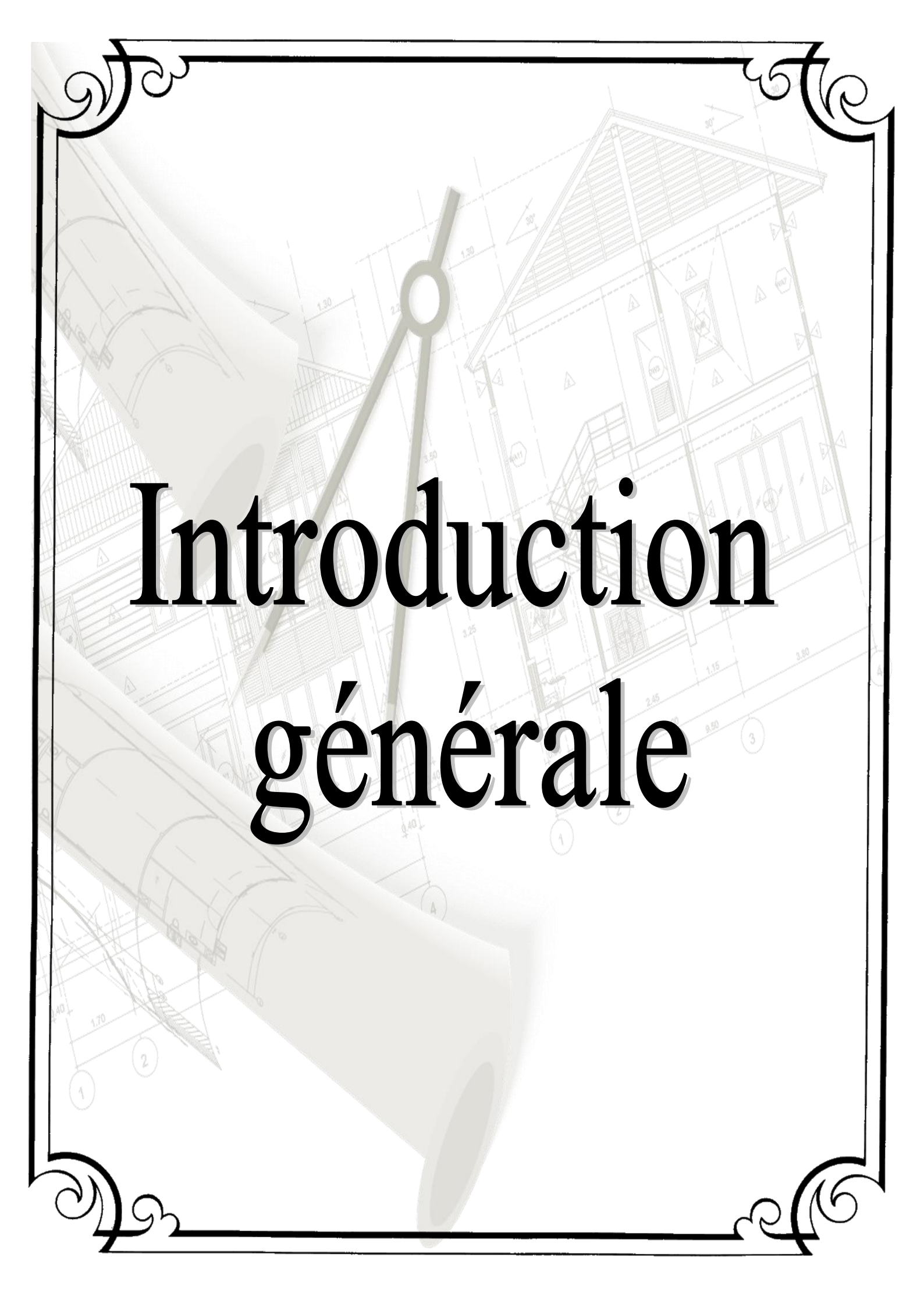
Chapitre V :

| | |
|--|----|
| V.1 :Les combinaisons utilisées sur le logiciel Robot Structural 2014..... | 66 |
| V.2 : valeurs de l'amortissement..... | 67 |
| V.3 : Valeurs des pénalités P_q du RPA99 V2003..... | 68 |
| V.4 : Valeurs de T1 et T2..... | 71 |
| V.5 : Valeurs de coefficient C_t | 72 |
| V.6 : Valeurs des modes propres depuis Robot structural 2014..... | 73 |
| V.7 : Vérification des valeurs des modes propres..... | 74 |
| V.8 : Le poids propre de la structure..... | 78 |

| | |
|---|----|
| V.9 : Le poids propre des éléments depuis Robot..... | 79 |
| V.10 : Le poids propre de la structure..... | 80 |
| V.11 : La résultante des forces sismique à la base v_t | 81 |
| V.12 : Comparaison de V_t et 80% de v | 83 |
| V.13 : Les déplacements des étages et inter étages selon E_x | 83 |
| V.14 : Les déplacements des étages et inter étages selon E_y | 84 |
| V.15 : Vérification des déplacements selon la direction (x-x)..... | 84 |
| V.16 : Vérification des déplacements selon la direction (y-y)..... | 84 |
| V.17 :Vérification dans le sens x de l'effet P- Δ | 85 |
| V.18 : Vérification dans le sens y de l'effet P- Δ | 85 |

Chapitre VII :

| | |
|--|-----|
| VII.1 : Résistances des boulons | 132 |
|--|-----|

The background features a detailed architectural drawing of a building's structural frame, including a gabled roof and various levels. A large, semi-transparent compass is positioned vertically in the center, and a pencil is shown in the lower-left quadrant, pointing towards the center. The entire scene is framed by a decorative black border with ornate scrollwork in the corners.

Introduction générale

Introduction générale :

Introduction générale :

En Algérie, depuis le 19^{ème} siècle, on commence à construire des ouvrages en acier, surtout des ponts. Après l'indépendance, on a continué à réaliser des structures métalliques comme les salles de sports et les halls industriels.

Les ossatures métalliques plus courantes dans le domaine industriel se distinguent par certains avantages tel que : la légèreté, le montage rapide sur chantier, les transformations ultérieures plus faciles et surtout un faible encombrement, ceci a conduit certains pays gros producteurs d'acier, à utiliser en très grande quantité ce matériau.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel.

L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master.

Pour mener à bien ce travail, on présente dans le premier chapitre les données généraux du bâtiment, dans le deuxième chapitre on donne l'évaluation des actions neige et vent, dans le troisième chapitre on fait le prédimensionnement des éléments, dans le quatrième chapitre on fait l'étude des escaliers, dans le cinquième chapitre on présente l'étude sismique, dans le sixième chapitre on vérifie les éléments, dans le septième on fait l'assemblage des éléments, dans le huitième chapitre on étudie les fondations, dans le neuvième chapitre on présente les différents moyens de protection de la structure et on termine ce travail par une conclusion générale.

The background features a detailed architectural drawing of a building's floor plan and elevation, overlaid with a large, semi-transparent illustration of a drafting compass and a pencil. The drawing includes various lines, dimensions, and symbols, such as a 30-degree angle and several numerical values like 1.30, 2.25, 3.50, 1.25, 0.55, 1.00, 1.15, 3.00, 1.70, and 1.40. The entire composition is framed by a decorative black border with ornate scrollwork in the corners.

Chapitre I: Généralité

I.1/Présentation du projet :

Notre projet de fin d'étude consiste à dimensionner et à étudier un bâtiment de R+4 en construction métallique à usage administratif ce projet est implanté à Bordj Bou Arreridj classé selon le **RPA 99 version 2003** en zone sismique **IIA groupe d'usage B1**.

L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux poutres) et une dalle pleine.

La stabilité de la structure est assurée par deux types de systèmes de contreventement :

- Contreventement verticale : a pour but, de transférer les forces horizontales aux fondations, assurées par portique et palée en X (croix de Saint-André).
- Contreventement horizontal a pour but, de rigidifier les surfaces horizontales (plancher) qui doivent transmettre les forces dues au vent, et au séisme agissant sur la façade aux points fixes verticaux. Ce type de contreventement est assuré par la dalle.

I.1.1/Données géométrique du projet :

Les dimensions de l'immeuble

- La longueur totale : 18 m.
- Le largeur total : 12 m.
- La hauteur totale : 18 m.
- La hauteur du RDC : 4 m.
- La hauteur d'étage : 3.5 m.

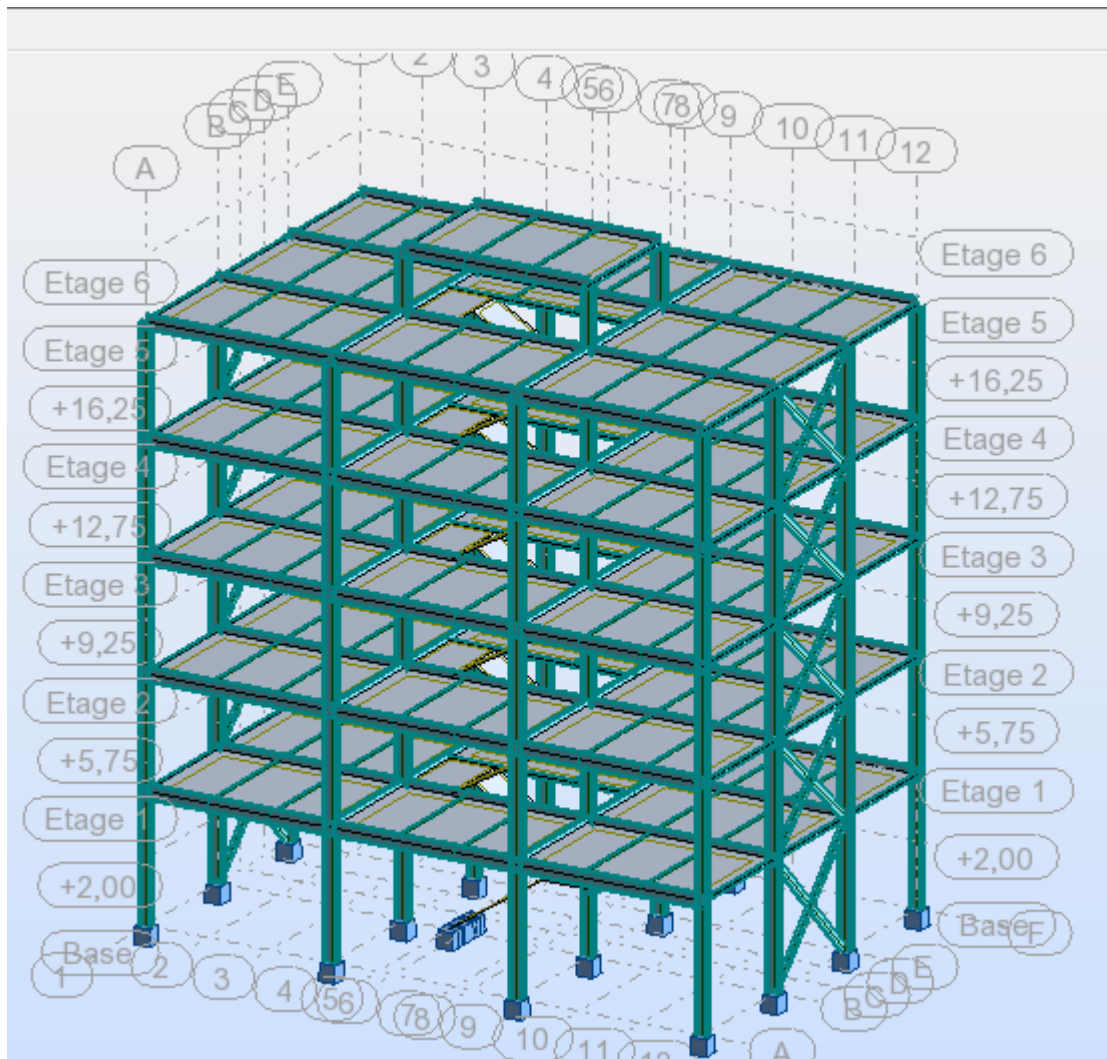


Figure I.1 : vue de bâtiment

I.1.2/ Localisation et donnée concernant le site :

Le projet est un bâtiment implanté à Bordj Bou Arreridj dont :

- La contrainte admissible du sol est de $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars
- Altitude.....900 m
- Le site est classé dans la zoneIIA

I.2 /Règlements techniques :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- CCM 97: Règle de calcul des constructions en acier
- RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003
- RNV99 (version 2013) : Règles définissant les effets de la neige et du vent

I.3 /Ossatures et stabilité de la structure :

Moyen d'assemblage :

Les principaux moyens d'assemblage :

- a) Le boulonnage : pour notre bâtiment, on a utilisé des boulons ordinaires de 6-8 sont destinés à l'assemblage des poutres aux poteaux et des boulons ordinaires de classe 4-6 pour l'assemblage des éléments secondaires.
- b) Le soudage.

I.4 /Conception de l'ouvrage :

I.4.1/ introduction :

I.4.2 /conception architecturale :

Notre bâtiment est de forme rectangulaire composé d'un RDS et 4 étages

RDS : sera aménagé pour des halles d'accueil et une salle de réunion.

Etages intermédiaires : seront aménagés pour des bureaux d'administration.

Terrasse : accessible au public.

I.4.3 conception structurale :

I.4.3.1 structure horizontale :

Il s'agit du plancher terrasse accessible et étage courant

A) Plancher terrasse accessible :

- Dalle pleine.
- Poutre principale.
- Solive.
- Poteau.

B) Etage courant :

- Dalle pleine.
- Poutre principale.
- Solive.
- Poteau.

I.4.3.2/ Structure verticale :

Système de stabilité :

La structure est une ossature poutres-poteaux auto-stables en charpente métallique.

La stabilité au séisme ou au vent est assurée par des barres de contreventement allant du rez-de-chaussée à la terrasse du bâtiment. La dalle pleine joue le rôle d'un diaphragme à chaque étage.

Système de contreventement :

Un cadre de contreventement est un système structurel couramment utilisé dans les structures soumises à des charges horizontales telles que le vent et le séisme. Les éléments dans un cadre de contreventement sont généralement en acier de construction, qui peut fonctionner efficacement à la fois en traction et en compression.

Les poutres et les poteaux qui forment le cadre supportent les charges verticales et le système de contreventement supporte les charges horizontales

Contreventement en Croix :

Ou contreventement en X utilise deux éléments diagonaux se croisant. Ceux-ci doivent seulement être résistants à la tension, un contreventement agissant à la fois pour résister aux forces latérales, selon la direction du chargement. En conséquence, les câbles en acier peuvent également être utilisés pour contreventement. Cependant, le contreventement transversal sur la face extérieure d'un bâtiment peut interférer avec le positionnement et le fonctionnement des ouvertures de fenêtres. Il en résulte également une plus grande flexion des poutres de plancher.

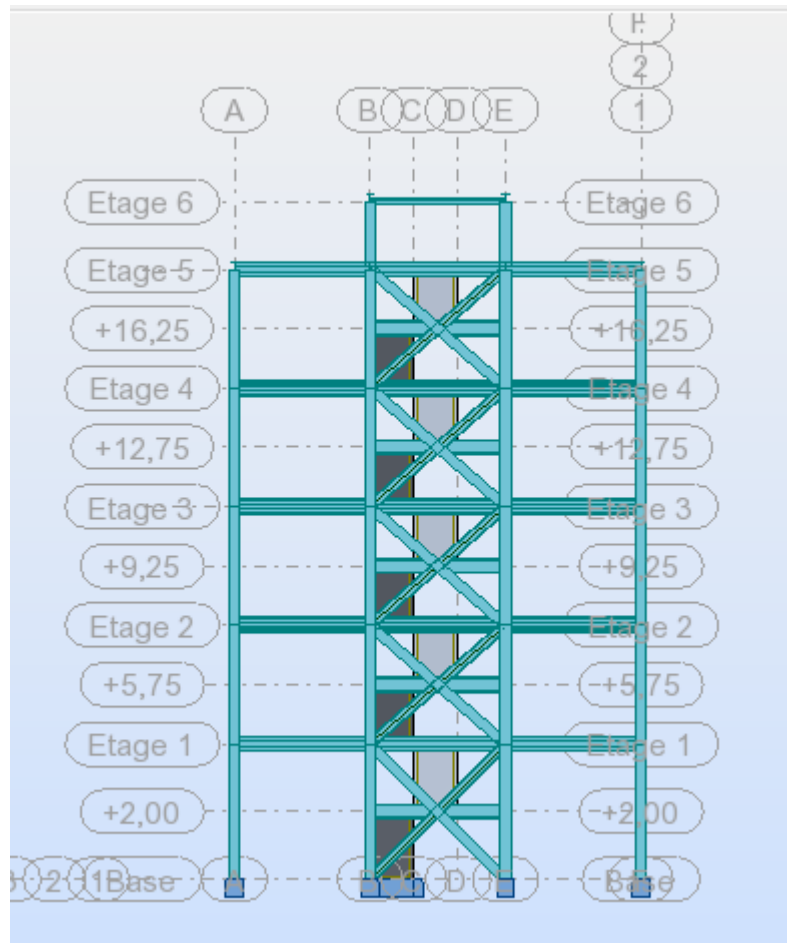


Figure I.2 : contreventement

Escalier :

Le bâtiment comporte des escaliers à deux volées en métal dans la superstructure,

Leur fonction de base est de permettre la circulation et le passage de personnes entre différents niveaux. Il impose un style et un certain cachet aux bureaux du bâtiment administratif en étant positionné stratégiquement près de l'accueil.

Maçonnerie :

Les murs d'extérieurs de périmètre sont en brique creuse de 10 cm d'épaisseur

L'enduit pour les murs est un enduit en ciment d'épaisseur de 2 cm et un enduit en plâtre de 2 cm d'épaisseur.

I.3/ matériaux utilisés :

I.3.1/ Acier :

- **Définition :**

L'acier est un alliage métallique constitué majoritairement de fer et d'une faible quantité de carbone. C'est la présence (entre 0,02 % et 2 % en masse) de cet élément chimique qui octroie à l'acier ses propriétés spécifiques. Le pourcentage de carbone présent dans l'acier est élevé, plus la dureté du métal est importante. L'acier peut aussi comporter certains éléments additionnels, tels que le cuivre, le chrome, le nickel, le silicium qui lui confère des caractéristiques d'utilisation particulières (flexibilité, ductilité, résistance à la rupture, résistance aux changements de température...)

▪ **Essai de contrôle des aciers :**

Les essais normalisés de contrôle des aciers sont de deux types :

- **Les essais destructifs :** qui renseignent sur les qualités mécaniques des aciers
 - **Les essais non destructifs (essais métallographiques) :** qui renseignent sur la composition et la structure des aciers.
- **Les propriétés de l'acier doux :**

a) **La résistance :**

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 des différentes nuances d'acier sont les suivantes : Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale :

| Type d'acier | Nuance de l'acier | épaisseur t (mm) | | | |
|--------------|-------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| | | t ≤ 40 mm | | 40 mm ≤ t ≤ 100 mm * | |
| | | f_y (N/mm ²) | f_u (N/mm ²) | f_y (N/mm ²) | f_u (N/mm ²) |
| S 235 | Fe 360 | 235 | 360 | 215 | 340 |
| S 275 | Fe 430 | 275 | 430 | 255 | 410 |
| S 355 | Fe 510 | 355 | 510 | 335 | 490 |

Tableau I.1 : Les caractéristiques mécaniques des nuances d'acier

b) **Ductilité :**

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- La contrainte à la rupture en traction f_u doit être supérieure à 20% au moins à la limite d'élasticité f_y .
- L'allongement à la rupture ϵ_u sur une longueur de $5.65\sqrt{A}$ doit être supérieur à 15 %. Avec : A est la section transversale initiale.
- L'allongement à rupture ϵ_u (correspondant à f_u) doit être supérieur à 20 fois l'allongement ϵ_y (correspondant à f_y).

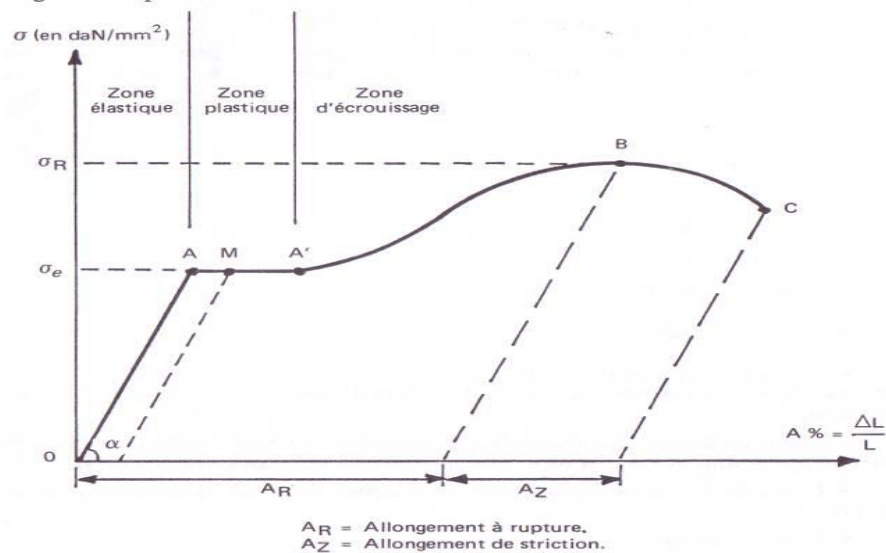


Figure I.3 : Diagramme effort-déformation de l'acier

▪ **Propriétés mécanique :**

Pour la réalisation de notre bâtiment on a utilisé des profilés laminés à chaud en acier de nuance S235 qui a comme caractéristiques :

- Résistance limite d'élasticité, $f_y=235\text{N/mm}^2$
- Résistance à la traction, $f_u=360\text{ N/mm}^2$
- Module d'élasticité longitudinal, $E_a=210000\text{ N/mm}^2$
- Module de cisaillement, $G=80770\text{ N/mm}^2$
- Poids volumique, $p=78500\text{ N/m}^3$
- Coefficient de poisson, $\nu=0.3$

I.3.2 /Béton :

Le béton est un matériau de construction formé par un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (ciment), éventuellement complété par des adjuvants et des additions. Ce mélange, qui est mis en place sur le chantier ou en usine à l'état plastique, peut adopter des formes très diverses parce qu'il est moulable,

Il durcit progressivement pour former finalement un monolithe. Selon le choix du ciment et son dosage par rapport aux granulats, selon la forme des granulats, selon l'utilisation d'adjuvants, les bétons obtenus peuvent avoir des caractéristiques très diverses. Leur mise en œuvre et leur traitement de surface peuvent également faire varier leurs performances et leur aspect. Le béton est une pierre reconstituée, également appelée « pierre liquide ».

I.3.2.1 /Résistance de béton :

❖ **Caractéristique de béton :**

Le béton utilisé est de classe C25/30 qui a les caractéristiques mécaniques suivantes :

- La résistance à la compression $f_{ck} =25\text{N/mm}^2$
- La résistance à la traction $f_{tk} =2.1\text{N/mm}^2$
- Poids volumique $p=2500\text{ daN/m}^3$

- Module d'élasticité $E_b=32000\text{N/mm}^2$
- Armature HA en acier B500, $f_{sk}=500\text{N/mm}^2$

I-3-2-2/ Contraintes limites :

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée Par : f_{bu}

$$\frac{0.85f_c}{\theta\gamma_b}$$
 (BAEL : Art A.4.3, 41)

- Etat limite de service : La contrainte de compression limite de service est donnée par :
 $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$
- Contraintes de cisaillement : La contrainte limite de cisaillement selon le (BAEL 91 : Art A.5.1, 211) prend les valeurs suivantes :
 - Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$
 - Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau} = \min (0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

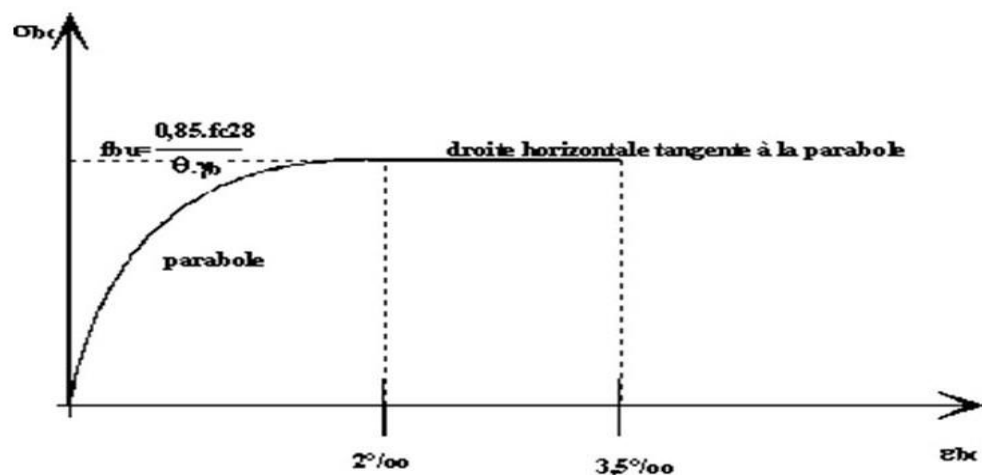


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU

- **Coefficient de Poisson:**
 Selon le (BAEL 91, Art .2.1,3), les valeurs sont les suivantes:
 - ✓ $\nu = 0$ à l'ELU
 - ✓ $\nu = 0.2$ à l'ELS

➤ **Caractéristiques mécaniques :**

| Nature | Nuance | Limite d'élasticité | Contraintes à la rupture |
|--------|--------|---------------------|--------------------------|
| Lisse | 215 | 215 MPa | 300 → 490 MPa |
| | 235 | 235 MPa | 410 → 490 MPa |
| HA | 400 | 400 MPa | 480 |
| | 500 | 500 MPa | 550 |

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des aciers de béton armé➤ **Contraintes limites :**

• **Etat limite ultime :** La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

En cas de situations accidentelles $\sigma_{st} = 400 \text{ Mpa}$

En cas de situations normales $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$

• **Etat limite de service :** On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

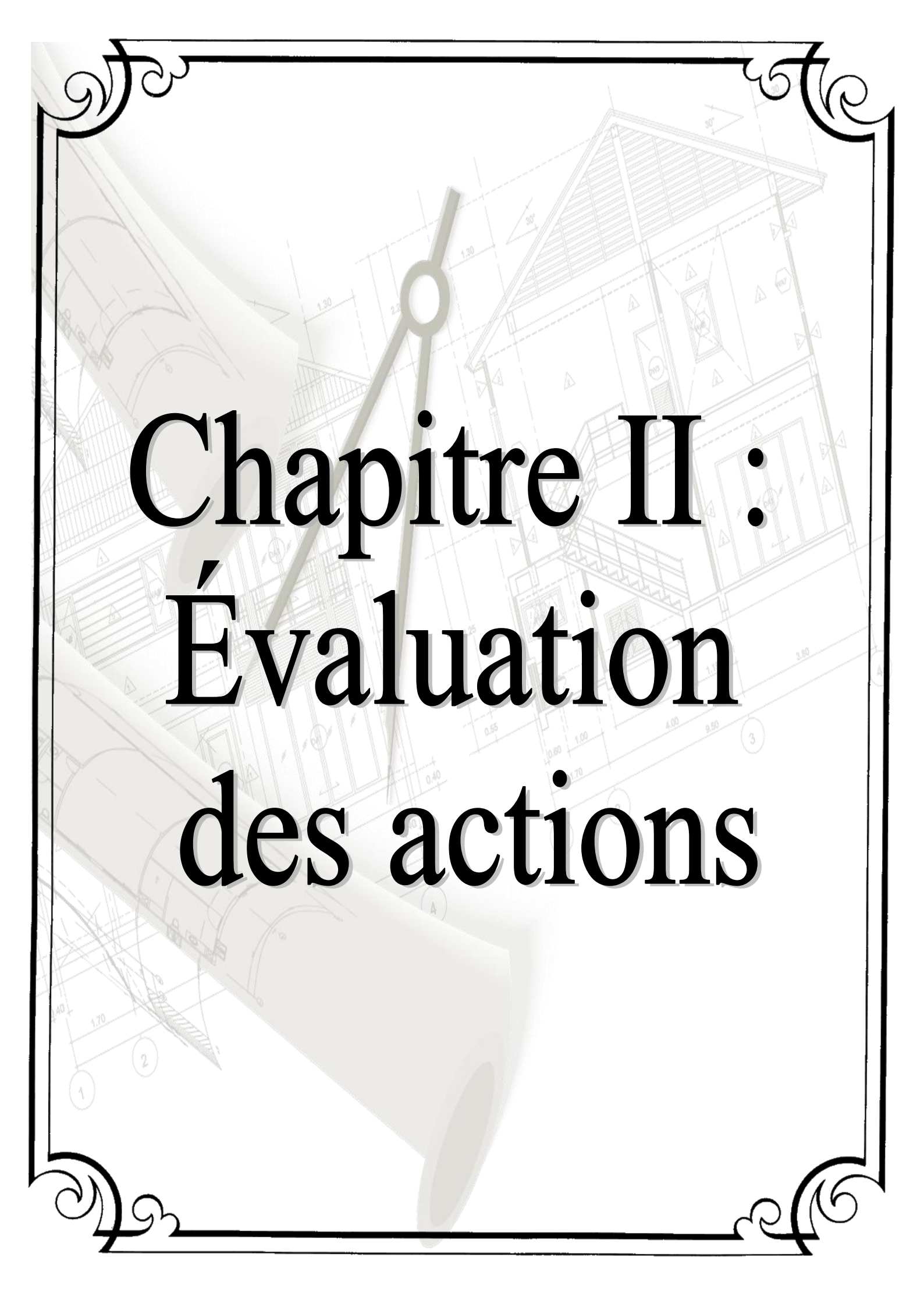
✓ **Fissuration peu nuisible :** pas de limitation.

✓ **Fissuration préjudiciable :** $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta})$.

✓ **Fissuration très préjudiciable :** $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$.

I.3.3 Sol :

Le sol de notre construction est meuble de la classe S3

The background features a detailed architectural drawing of a building's floor plan and elevation. A large, semi-transparent pencil is positioned diagonally across the page, with its tip pointing towards the bottom right. A compass is also visible, positioned over the drawing. The entire scene is framed by a decorative black border with ornate scrollwork in the corners.

Chapitre II : Évaluation des actions

II.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, des effets thermique et climatique. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges permanentes et charges d'exploitations) .

II.2 /Charges permanentes :

II.2.1 /Plancher étage courant :

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher étage courant

| Type | Charges permanents (KN/m ²) |
|-------------------------------------|---|
| Carrelage (1cm) | $0.01 \times 22 = 0.22 \text{ KN/m}^2$ |
| Mortier de pose (1cm) | $0.01 \times 20 = 0.20 \text{ KN/m}^2$ |
| Lit de sable (2cm) | $0.02 \times 18 = 0.36 \text{ KN/m}^2$ |
| Dalle pleine (12cm) | $0.12 \times 25 = 3 \text{ KN/m}^2$ |
| Faux plafond (plaque de plâtre 4cm) | $0.04 \times 12 = 0.48 \text{ KN/m}^2$ |
| Cloison et façades | 1 KN/m ² |
| | G=5.26 KN/m² |

II.2.2 /Plancher terrasse accessible :

Tableau II.2 : Charge permanente du plancher terrasse accessible

| Type | Charges permanents (KN/m ²) |
|-------------------------------------|---|
| Carrelage (1cm) | $0.01 \times 22 = 0.22 \text{ KN/m}^2$ |
| Mortier de pose (1cm) | $0.01 \times 20 = 0.20 \text{ KN/m}^2$ |
| Lit de sable (2cm) | $0.02 \times 18 = 0.36 \text{ KN/m}^2$ |
| Dalle pleine (12cm) | $0.12 \times 25 = 3 \text{ KN/m}^2$ |
| Faux plafond (plaque de plâtre 4cm) | $0.04 \times 12 = 0.48 \text{ KN/m}^2$ |
| | G=4.26 KN/m² |

II.2.3/Mur extérieur :**Tableau II.3 :** Charge permanente pour mur extérieurs

| Type | Charges permanentes (KN/m ²) |
|------------------------|--|
| Brique creuse (10cm) | $0.10 \times 13 = 1.3$ KN/ml |
| Enduit en ciment (2cm) | $0.02 \times 0.18 = 0.0036$ KN/ml |
| Enduit en plâtre (2cm) | $0.02 \times 1 = 0.02$ KN/ml |
| | G=1.3236 KN/ml |

Tableau II.4 : Tableau des chargements linéairement répartie pour chaque étage

| Étage | Charges permanentes |
|---------|------------------------------------|
| Étage 4 | $3.5 \times 1.3236 = 4.6362$ KN/ml |
| Étage 3 | $3.5 \times 1.3236 = 4.6362$ KN/ml |
| Étage 2 | $3.5 \times 1.3236 = 4.6362$ KN/ml |
| Étage 1 | $3.5 \times 1.3236 = 4.6362$ KN/ml |
| RDC | $4 \times 1.3236 = 5.2944$ KN/ml |

II.3 Surcharge d'exploitation :

Plancher terrasse accessible..... 2.5 KN/m²

Plancher étages intermédiaires..... 2.5 KN/m²

II.4 Effet de température :

La longueur du projet est inférieure à 50m, c'est pour cette raison qu'il n'est pas nécessaire de tenir compte de l'effet de la température.

II.5 Charges climatiques :

II.5.1 introduction :

Au cours de ce chapitre, nous tâcherons de déterminer les actions dues au vent qui s'exerce sur les différentes parois de notre structure. Dans ce but nous nous référons au règlement neige et vent « RNV /Version 2013 » (D.T.R C2-47)

II.5.2 Effet du vent :

II.5.2.1 Introduction :

L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent, et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au Règlement **Neige et Vent 2013**. Ce document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble des constructions, et des bâtiments y compris leur composants et élément de façade. Il s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à **200 m**.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- ✓ La direction
- ✓ L'intensité
- ✓ La région
- ✓ Site d'implantation de la structure et de son environnement
- ✓ La forme géométrique et des ouvertures de la structure.

II.5.2.2 /Principe de calcul :

II.5.2.2.1 /calcul de l'action de vent :

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

Pour la détermination de l'action du vent, on distingue deux catégories de construction:

- ✓ catégorie I : cette catégorie regroupe l'ensemble des bâtiments (à usage d'habitation, administratif, scolaire, industriel, de santé, lieux de culte, etc.), et les ouvrages de stockage (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc.) ;
- ✓ catégorie II : cette catégorie regroupe les constructions ajourées telles que les structures verticales en treillis (pylônes, grues, échafaudages, etc.), les cheminées et ouvrages

II.5.2.2.1.1/Cheminement de calcul :

Tout projet est intégré à un environnement pouvant être décomposé en trois sous environnements influant chacun sur l'évolution des actions éoliennes :

- L'environnement lointain : Représente la région géographique où se situe le projet.
- L'environnement proche : Représente le site d'implantation du projet.
- L'environnement très proche : C'est la construction elle-même.

Le règlement prend en compte l'influence de la région du projet par la désignation des pressions de référence propres à chaque région du pays.

Quant aux influences du site et de la construction, elles sont considérées par le règlement de la manière suivante :

A/Influence du site :

Elle est prise en compte à l'aide d'un coefficient appelé : **coefficient d'exposition (Ce(z))** ; ce dernier prend en compte les effets de la rugosité du terrain par le coefficient de rugosité (**Cr(z)**) et de la topographie du site par le coefficient de topographie (**Ct(z)**).

Le règlement distingue entre les constructions sensibles aux excitations dynamiques (**C.S.E.D**) et celles peu sensible aux excitations dynamiques (**C.P.S.E.D**) par l'introduction du coefficient dynamique (**Cd**) :

➤ si $Cd < 1.2 \rightarrow$ C.P.S.E.D.

$$\rightarrow Ce(z) = Cr^2(z) \times Ct^2(z) \times \left(1 + \frac{7Kt}{Cr(z) \times Ct(z)}\right)$$

➤ si $Cd \geq 1.2 \rightarrow$ C.S.E.D.

$$\rightarrow Ce(z) = Ca^2(z) \times Cr^2(z) \times (1 + 7lv(z))$$

- **Ca** : est obtenu par interpolation linéaire des courbes données par l'abaque de la figure 3.1 du règlement.

- **Cr** : est défini suivant la hauteur considérée (z) en mètre par la loi suivante :

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

- $Cr(Z) = K_T \times \left(\ln \frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \rightarrow$ Pour $Z \leq Z_{min}$.

- K_T : facteur de qualité.

☞ Avec : $-Z_0$: paramètre de rugosité (en mètre)

- Z_{min} : hauteur minimale (en mètre)

} Ces facteurs sont obtenus suivant la catégorie du terrain

- **Ct(z)** : est obtenu suivant la nature du site.

B/influence de la structure :

La forme géométrique de la structure, la position de l'élément structural ainsi que sa composition influent considérablement sur les actions du vent.

II.5.2.2.2/Calcul de la pression du vent :

Etant donné que notre bâtiment sera classé dans la catégorie I, le calcul sera donc fondé sur la détermination des pressions dues au vent sur les différentes parois considérées comme étant rigides. La formule donnant la valeur de la pression est comme suit :

$$q_j = Cd \times q_{dyn} \times C_{pnet}$$

- q_j : Pression due au vent s'exerçant sur la paroi "j".

- q_{dyn} : Pression dynamique du vent sachant que : $q_{dyn} = q_{ref} \times C_e$.
- C_{pnet} : Coefficient de pression net sachant que : $C_{pnet} = C_{pe} - C_{pi}$.
 C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
 C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_{pe} et C_{pi} sont données par les tableaux 5-1 et 5-2.

II.5.2.2.1/Calcul des forces dues au vent :

□Application :

Nous calculerons les forces dues au vent dans les deux directions principales de notre structure, longitudinale (x-x) et transversale (y-y). Nous aurons deux composantes pour chaque force l'une verticale et l'autre horizontale.

Ces forces sont considérées aux centres de gravités des différents panneaux considérés pour chaque paroi calculée, et seront obtenues après avoir multiplié les pressions par les coefficients qui leur conviennent.

II.5.2.2.2/Vent dans le sens longitudinal :

Les dimensions de notre structure suivant les prescriptions du RNV 2013 pour le calcul de C_d sont les suivantes :

- $h = 18$ m
- $b = 12$ m
- $d = 18$ m

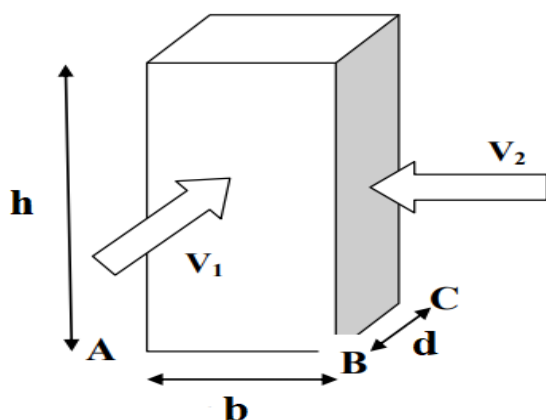


Figure II.1 : action du vent

Selon le règlement RNV 2013, le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, et perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

Pour des raisons de symétrie de notre bâtiment, on va étudier une face pour chaque direction du vent.

- **La direction V1 du vent** : perpendiculaire à la façade principale.
- **La direction V2 du vent** : parallèle à la façade principale.

☞ Données relatif au site :

- ✓ catégorie de terrain IV (Tableau 2.4 RNV 2013)

- ✓ site plat : $C_t(z)=1$ (Tableau 2.5 RNV 2013)
- ✓ $q_{réf}=43.5$ daN/m² pression dynamique de référence (Tableau 2.2 RNV 2013)
- ✓ $K_T=0.234$ (facteur de terrain)
- ✓ $Z_0 = 1$ m (paramètre de rugosité)
- ✓ $Z_{min} = 10$ m (hauteur minimal)
- ✓ $\varepsilon = 0.67$ coefficient utilisé pour le calcul de c_d
- ✓ Des courbes de l'abaque de la figure 3.1 nous déduisons la valeur de $c_d = 0.95$

$$C_e(z) = C_r^2(z) \times C_t^2(z) \times \left(1 + \frac{7K_t}{C_r(z) \times C_t(z)}\right)$$

Les résultats des pressions dynamiques obtenus pour les différents panneaux choisis sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.5 : valeurs de la pression dynamique de pointe q dyn sur les parois verticales

| Niveau | Z (m) | C_r (m) | C_e (z) | q dyn (N/m ²) |
|----------|-------|-----------|-----------|-----------------------------|
| RDC | 4 | 0.324 | 0.63 | 156.6 |
| 1 étage | 7.5 | 0.471 | 0.99 | 430.65 |
| 2 étages | 11 | 0.561 | 1.23 | 535.05 |
| 3 étages | 14.5 | 0.625 | 1.41 | 613.35 |
| 4 étages | 18 | 0.676 | 1.56 | 678.6 |
| Terrasse | 18 | 0.676 | 1.56 | 678.6 |

b/calcul de pression :

1. les parois verticales sens V1 :

Le coefficient de pression extérieure s'obtient suivant les formules ci-dessous :

- $C_{pe} = C_{pe1} S$ si : $S \leq 1 \text{ m}^2$.
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log(S)$ si : $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$.
- $C_{pe} = C_{pe10}$ si : $S \geq 10 \text{ m}^2$.

S (m²) : surface du panneau considéré.

Le règlement préconise de diviser les parois verticales comme indiqué dans la figure 5-1 puis de déduire les valeurs de C_{pe1} et C_{pe10} suivant le tableau 5-1.

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

Tableau II.6 : Coefficients de pressions extérieures pour les toitures plates(RNV2013)

| | | 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 | |
| avec acrotères | $h_p/h = 0,025$ | -1,6 | -2,2 | -1,1 | -1,8 | -0,7 | -1,2 | ± 0,2 | |
| | $h_p/h = 0,05$ | -1,4 | -2,0 | -0,9 | -1,6 | -0,7 | -1,2 | ± 0,2 | |
| | $h_p/h = 0,10$ | -1,2 | -1,8 | -0,8 | -1,4 | -0,7 | -1,2 | ± 0,2 | |
| rives arrondies | $r/h = 0,05$ | -1,0 | -1,5 | -1,2 | -1,8 | -0,4 | | ± 0,2 | |
| | $r/h = 0,10$ | -0,7 | -1,2 | -0,8 | -1,4 | -0,3 | | ± 0,2 | |
| | $r/h = 0,20$ | -0,5 | -0,8 | -0,5 | -0,8 | -0,3 | | ± 0,2 | |
| brisis mansardés | $\alpha = 30^\circ$ | -1,0 | -1,5 | -1,0 | -1,5 | -0,3 | | ± 0,2 | |
| | $\alpha = 45^\circ$ | -1,2 | -1,8 | -1,3 | -1,9 | -0,4 | | ± 0,2 | |
| | $\alpha = 60^\circ$ | -1,3 | -1,9 | -1,3 | -1,9 | -0,5 | | ± 0,2 | |

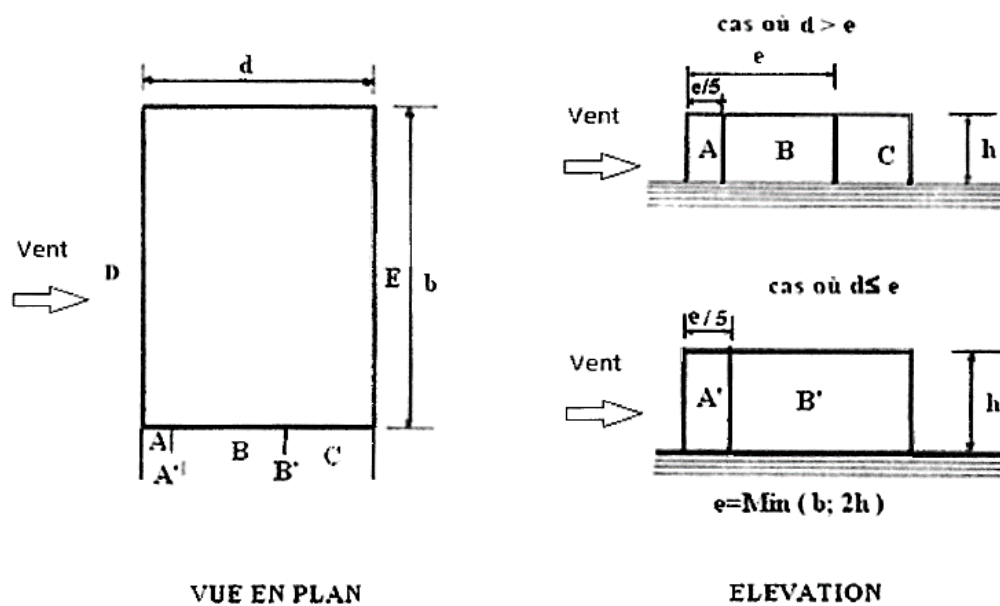
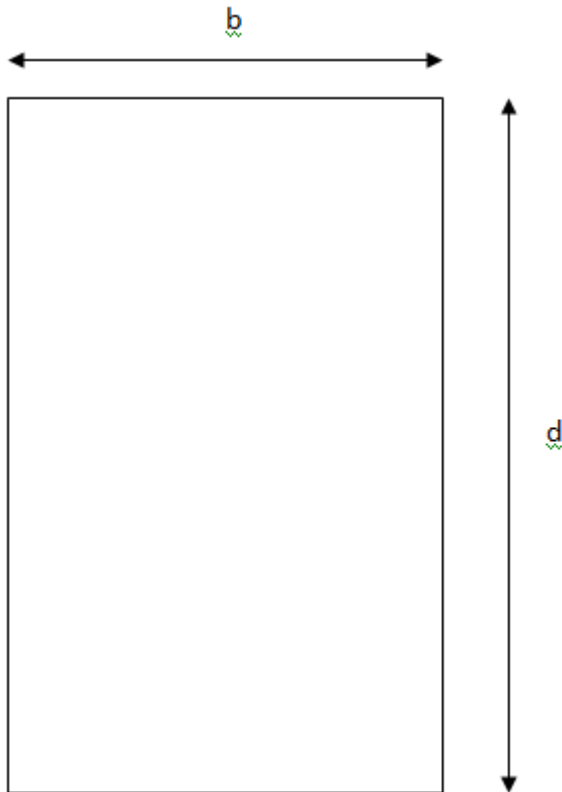


Figure II.2 : légende pour la paroi verticale



V1 ↑

→ $m < 1.2$ → **C.P.S.E.D.**

Donc :

- ✓ pour tous les panneaux de paroi verticale $S > 10 \text{ m}^2$ $C_{pe} = C_{pe10}$
- ✓ $b = 12 \text{ m}$ (dimension du côté perpendiculaire au vent)
- ✓ $d = 18 \text{ m}$ (dimension du côté parallèle au vent)
- ✓ $h = 18 \text{ m}$ (hauteur du bâtiment)
- ✓ $e = \text{Min} [b, 2h] = \text{Min} [12 ; 2 \times 18] = 12 \text{ m}$ $d = 18 > e = 12 \text{ m}$ d'où :
 - $A = e/5 = 12/5 = 2.4 \text{ m}$
 - $B = e - (e/5) = 9.6 \text{ m}$
 - $C = d - e = 18 - 12 = 6 \text{ m}$

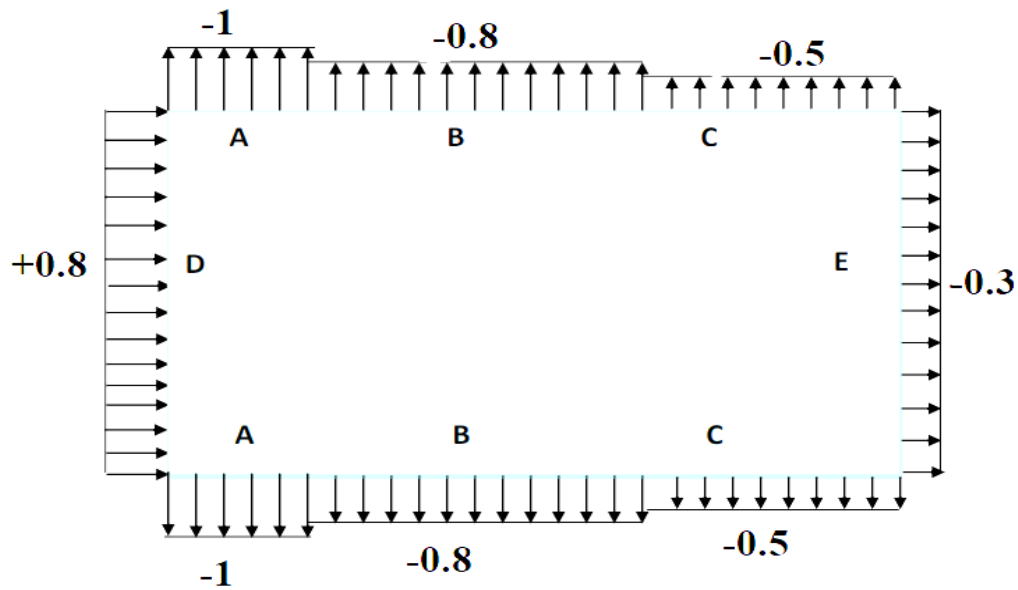


Figure II.3: valeurs de Cpe pour les parois verticales

-Pour le calcul du coefficient de pression intérieure, l'article 2.2.2 du RNV ; Version 2013 énonce :

-Dans le cas de bâtiment avec cloisons, les valeurs utilisées pour le C_{pi} sont : -0.2 et +0.3
 Les valeurs des pressions exercées par le vent sur les panneaux de parois verticales sont résumées dans le tableau suivant :

q_{dyn} : N/m²

q_j : N/m

Tableau II.7 : valeur de la pression statique du vent p_h sur les parois verticales

| | A | | B | | C | | D | | E | |
|--------------------------|--------|---------|---------|---------|--------|---------|--------|--------|--------|---------|
| Cpe | -1 | | -0.8 | | -0.5 | | +0.8 | | -0.3 | |
| Cpi | -0.3 | +0.2 | -0.3 | +0.2 | -0.3 | +0.2 | -0.3 | +0.2 | -0.3 | +0.2 |
| cpnet | -0.7 | -1.2 | -0.5 | -1 | -0.2 | -0.7 | 1.1 | 0.6 | 0 | -0.5 |
| qdyn z<10m | 430.65 | | 430.65 | | 430.65 | | 430.65 | | 430.65 | |
| qj z<10m | 286.3 | -490.94 | -204.55 | -409.11 | -81.82 | -286.38 | 450.02 | 245.47 | 0 | -204.55 |

| | | | | | | | | | | |
|-----------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|---------|
| qdyn z<11m | 535.05 | | 535.05 | | 535.05 | | 535.05 | | 535.05 | |
| qj z<11m | -355.8 | -609.95 | -254.14 | -508.29 | -101.65 | -355.80 | 559.12 | 304.97 | 0 | -254.14 |
| qdyn z<14.5m | 613.35 | | 613.35 | | 613.35 | | 613.35 | | 613.35 | |
| qj z<14.5m | -407.87 | -699.21 | -291.34 | -582.68 | -116.53 | -407.87 | 640.95 | 349.6 | 0 | -291.34 |
| qdyn z<18m | 678.6 | | 678.6 | | 678.6 | | 678.6 | | 678.6 | |
| qj z<18m | -451.26 | -733.6 | -322.33 | -644.67 | -128.93 | -451.26 | 709.13 | 386.8 | 0 | -322.33 |

2/ Toiture :

Selon le règlement, les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure à 4°. Ceci est le cas pour la structure dont nous avons la charge d'étudier.

-La surface de la toiture doit être subdivisée comme l'indique la figure 5-2.

-Le coefficient C_{pe1} et C_{pe10} seront déduits du tableau 5-2.

$$e = \min (b ; 2h) = 12m$$

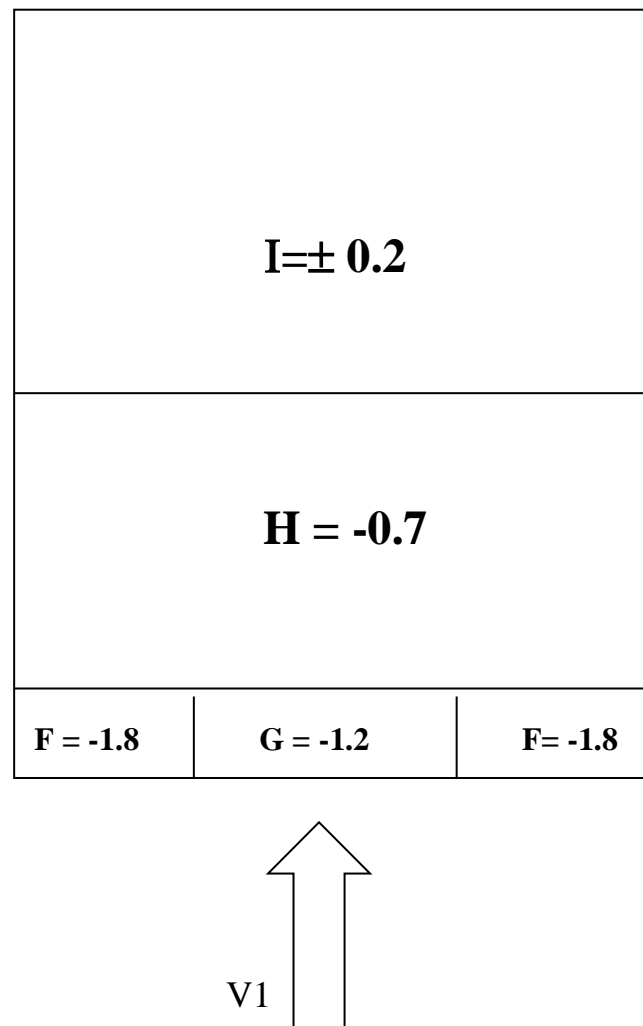


Figure II.4 : légende pour les toitures plates

☞ Dans notre cas :

- ✓ $b = 12 \text{ m}$
- ✓ $d = 18 \text{ m}$
- ✓ $h = 18 \text{ m}$
- ✓ $e = \min(b ; 2h) = 12 \text{ m}$

d'où

- La largeur de la zone $F = e/10 = 12/10 = 1.2 \text{ m}$
- La longueur de la zone $F = e/4 = 3 \text{ m}$
- La largeur de la zone $G = e/10 = 12/10 = 1.2 \text{ m}$
- La longueur de la zone $G = 12 - (2e/4) = 6 \text{ m}$
- La largeur de la zone $H = (e/2) - (e/10) = 4.8 \text{ m}$
- La longueur de la zone $H = b = 12 \text{ m}$
- La largeur de la zone $I = d - (e/2) = 12 \text{ m}$
- La longueur de la zone $I = b = 12 \text{ m}$

-Pour le calcul de C_{pe} , nous avons pour les surfaces G.H.I :

$S \geq 10m^2$ et donc $C_{pe} = C_{pe10}$;

Tandisque pour la surface F : $1m^2 < S < 10 m^2$ donc $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log(S)$

-les valeurs des pressions exercées par le vent sur les surfaces de la toiture sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.8 : valeur de la pression statique du vent sur la toiture

| | F | | G | | H | | I | | | |
|-----------------------------------|-----------------|-----------------|---------------|----------------|-----------------|----------------|---------------|---------------------|---------------|-------------|
| cpe | -1.8 | | -1.2 | | -0.7 | | -0.2 | | +0.2 | |
| cpi | -0.3 | +0.2 | -0.3 | +0.2 | -0.3 | +0.2 | -0.3 | +0.2 | -0.3 | +0.2 |
| cpnet | -1.5 | -2 | -0.9 | -1.4 | -0.4 | -0.9 | 0.1 | -0.4 | 0.5 | 0 |
| qdyn (N/m²) | 678.6 | | 678.6 | | 678.6 | | 678.6 | | 678.6 | |
| qi (N/m²) | -967.005 | -1289.34 | -580.2 | -902.53 | - 257.86 | - 580.2 | 64.467 | - 257.86 | 322.33 | 0 |

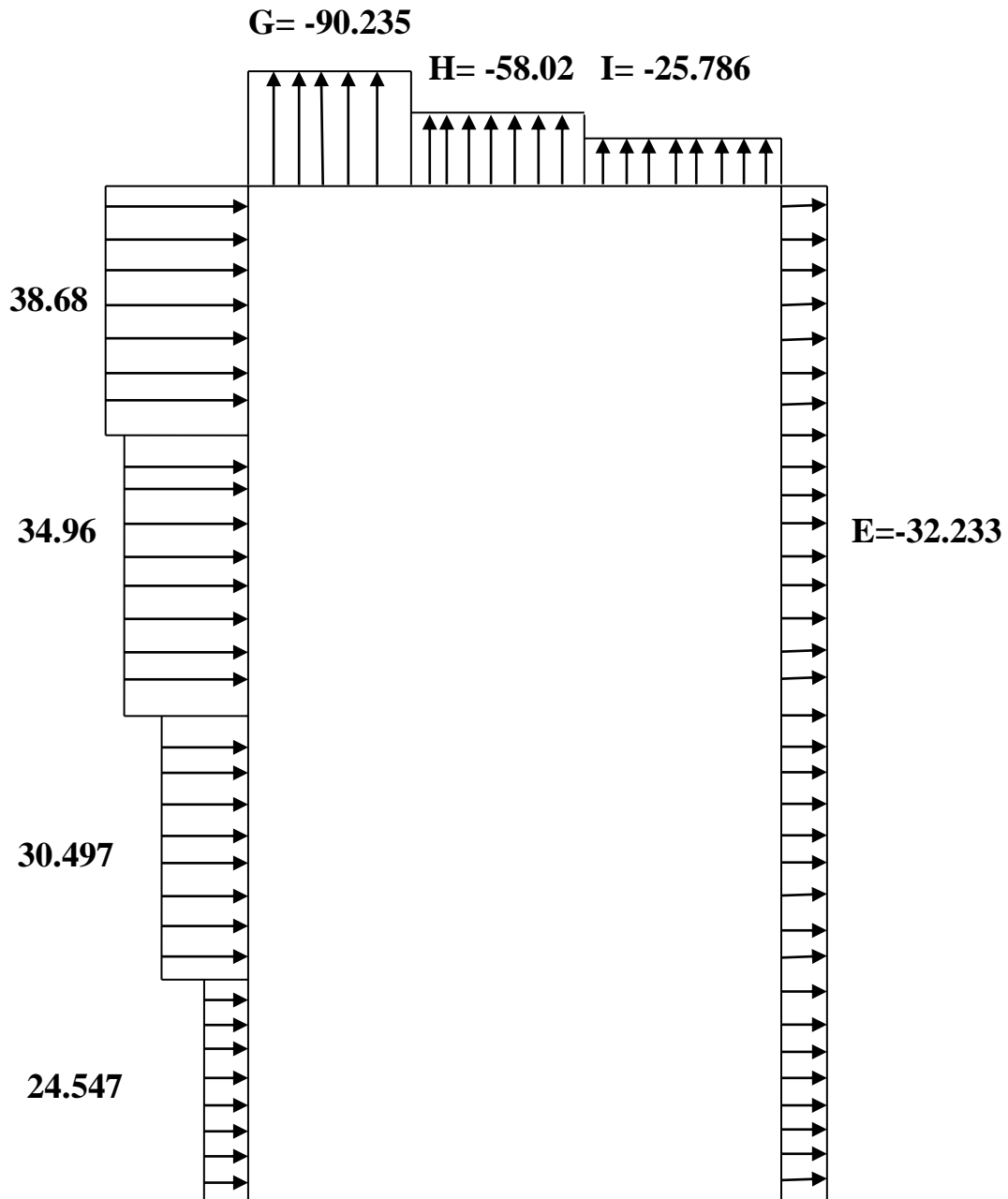
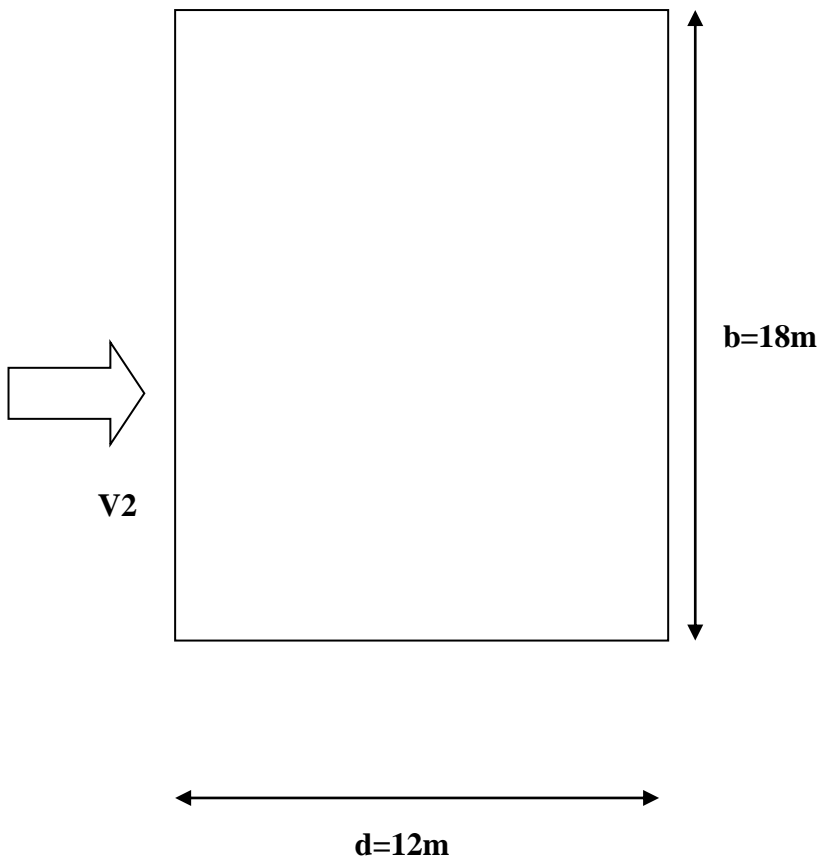


Figure II.5 :pression sur les zones D,E,F,G,H ,I (V1)

2/ vent dans le sens transversale V2 :



a/calcul des pressions dynamiques :

Pour un vent frappant le sens transversal les dimensions sont :

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

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

$$d = 12\text{m}$$

$b = 18\text{m}$ (dimension du côté perpendiculaire au vent)

✓ $d = 12\text{m}$ (dimension du côté parallèle au vent)

✓ $h = 18\text{m}$ (hauteur du bâtiment)

✓ $e = \text{Min}[b ; 2h] = \text{Min}[18 ; 2 \times 18] = 18\text{ m}$ donc $e = 18\text{m} > d = 12\text{m}$

- $A = e/5 = 3.6\text{m}$

- $B = e - (e/5) = 14.4\text{m}$

-D'après ces dimensions la valeur de c_d est :

$$C_d = 0.95$$

$$C_d = 0.95 < 1.2 \Rightarrow \text{C.P.S.E.D}$$

-La pression dynamique reste inchangée pour toutes les surfaces des parois verticales et de la toiture par rapport à celle calculées dans le sens longitudinal de vent.

b/Calcul des pressions :

1/ les parois verticales :

Le calcul s'effectue de la même manière que pour le vent dans le sens longitudinal.

$e = \text{Min} [b ; 2h] = \text{Min}[18 ; 2 \times 18] = 18 \text{ m} > d=12 \text{ m}.$

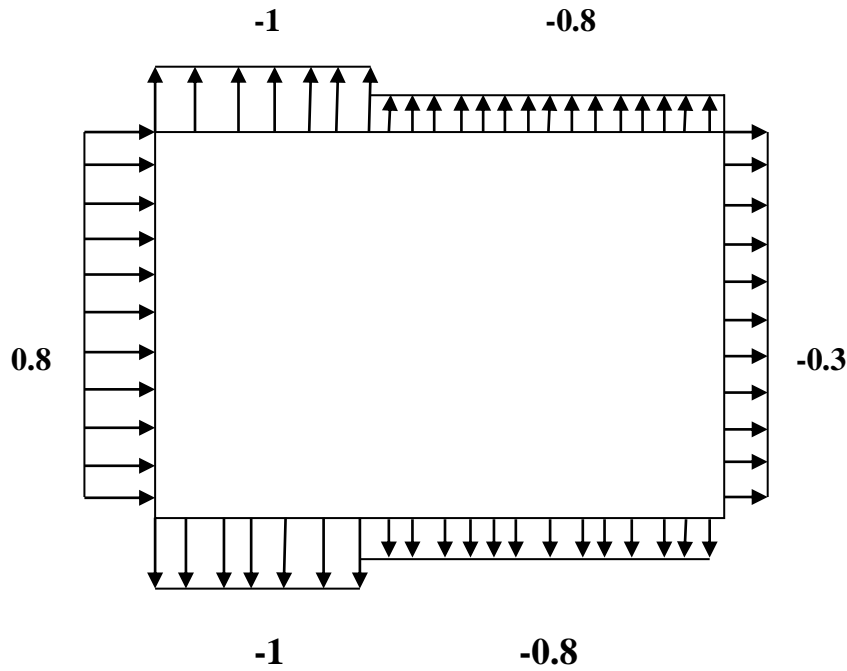


Figure II.6 : valeur de cpe pour les parois verticales

Tableau II.9 : valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$ sur les parois verticales

| | A' | | B' | | D | | E | |
|---------------------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|---------------|---------------|---------------|----------------|
| C_{pe} | -1 | | -0.8 | | +0.8 | | -0.3 | |
| C_{pi} | -0.3 | +0.2 | -0.3 | +0.2 | -0.3 | +0.2 | -0.3 | +0.2 |
| C_{pnet} | -0.7 | -1.2 | -0.5 | -1 | 1.1 | 0.6 | 0 | -0.5 |
| q_{dyn} z<10m | 430.65 | | 430.65 | | 430.65 | | 430.65 | |
| q_j z<10m | 286.3 | 490.94 | -204.55 | -409.11 | 450.02 | 245.47 | 0 | -204.47 |
| q_{dyn} z<11m | 535.05 | | 535.05 | | 535.05 | | 535.05 | |
| q_j z<11m | -355.8 | -609.95 | -245.14 | -508.92 | 559.12 | 304.97 | 0 | -254.14 |
| q_{dyn} z<14.5m | 613.35 | | 613.35 | | 613.35 | | 613.35 | |
| q_j z<14.5m | -407.87 | -699.21 | -291.34 | -582.86 | 640.95 | 349.6 | 0 | -291.34 |
| q_{dyn} z<18m | 678.6 | | 678.6 | | 678.6 | | 678.6 | |
| q_j z<18m | -451.26 | -733.6 | -322.36 | -644.67 | 709.13 | 386.8 | 0 | -322.33 |

2/la toiture :

Le calcul se fait de la même façon que le sens longitudinal.

$h = 18\text{m}$.

$b = 12\text{m}$.

$d = 18\text{m}$.

$e = \text{Min} [b ; 2h] = \text{Min} [12 ; 2 \times 18] = 12 \text{ m}$.

- La largeur de la zone $F = e/10 = 12/10 = 1.2\text{m}$.

- La longueur de la zone F = $e/4 = 12/4 = 3\text{m}$.
- La largeur de la zone G = $e/10 = 12/10 = 1.2\text{m}$.
- La longueur de la zone G = $e - (2e/4) = 6\text{m}$.
- La largeur de la zone H = $e/2 - e/10 = 4.8\text{m}$.
- La longueur de la zone H = $b = 12\text{m}$

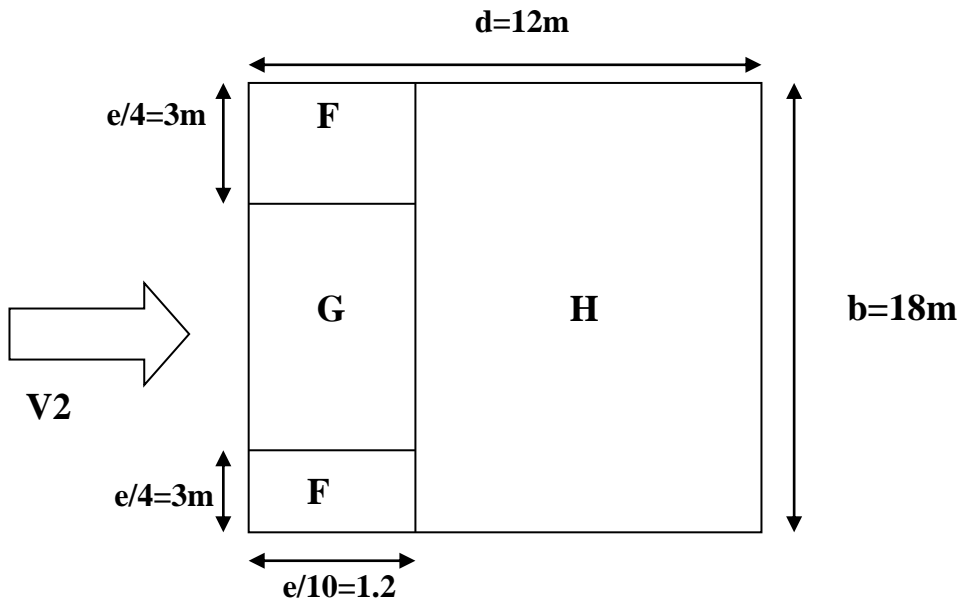


Figure II.7 : légende des toitures plates

Tableau II.10 : valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$ sur la terrasse

| | F | | G | | H | |
|--------------|-----------------|----------------|---------------|----------------|----------------|---------------|
| cpe | -1.8 | | -1.2 | | -0.7 | |
| cpi | -0.2 | +0.3 | -0.2 | +0.3 | -0.2 | +0.3 |
| cpnet | -1.5 | -2 | -0.9 | -1.4 | -0.4 | -0.9 |
| qdyn | 678.6 | | 678.6 | | 678.6 | |
| qj | -967.005 | 1289.34 | -580.2 | -902.53 | -257.86 | -580.2 |

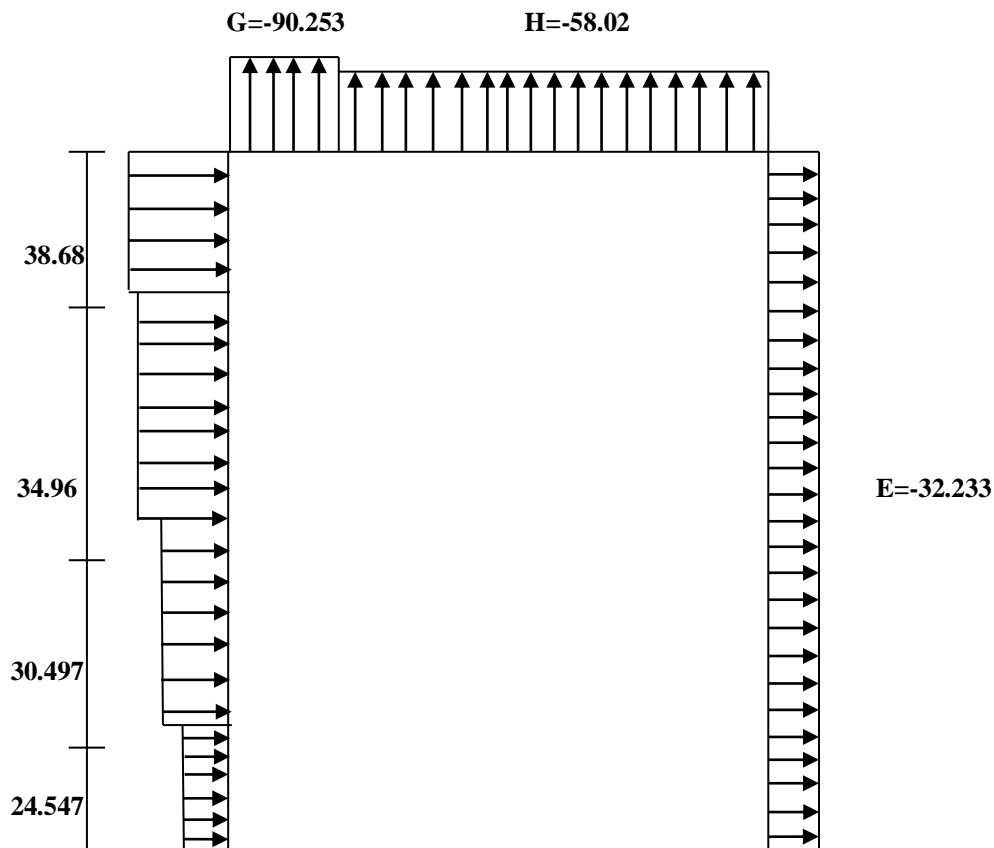


Figure II.8 : pression sur les zones D,E,F,G,H (V2)

II.6/ Étude de neige :

II.6.1/ Introduction :

Les règles **RNV VERSION 2013** s'appliquent pour les constructions situées à une altitude inférieure à 2000 m par rapport au niveau de la mer. Notre construction est située à une altitude de 900 m, donc l'action de la neige sera calculée selon les **RNV 2013**

II.6.2/ Calcul des charges de neige :

Données du site :

- ✓ Zone : B
- ✓ Altitude : 900 m

II.6.3/ Charges de neige sur les toitures ou autre surface :

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

$$S = \mu \cdot SK \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

- SK en (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 en fonction de la forme de toiture, appelé coefficient de forme.

II.6.3.1/Détermination de la charge SK :

La valeur de SK en KN/m² est déterminée par les lois de variation suivante en fonction de l'altitude H (par rapport au niveau de la mer) en m du site considéré

- Zone A : $SK = \frac{0.07 H + 15}{100}$
- Zone B : $SK = \frac{0.04 H + 10}{100}$
- Zone C : $SK = \frac{0.0325H}{100}$
- Zone D : pas de charge de neige.

Notre projet est implanté dans la wilaya de Bordj Bou Arreridj. Selon RNV 2013 la zone de neige est la zone B.

$$SK = \frac{0.04 H + 10}{100} = \frac{0.04(18) + 10}{100} = 0.1072 \text{ KN/m}^2$$

II.6.3.2/ Détermination du coefficient de forme des toitures (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.

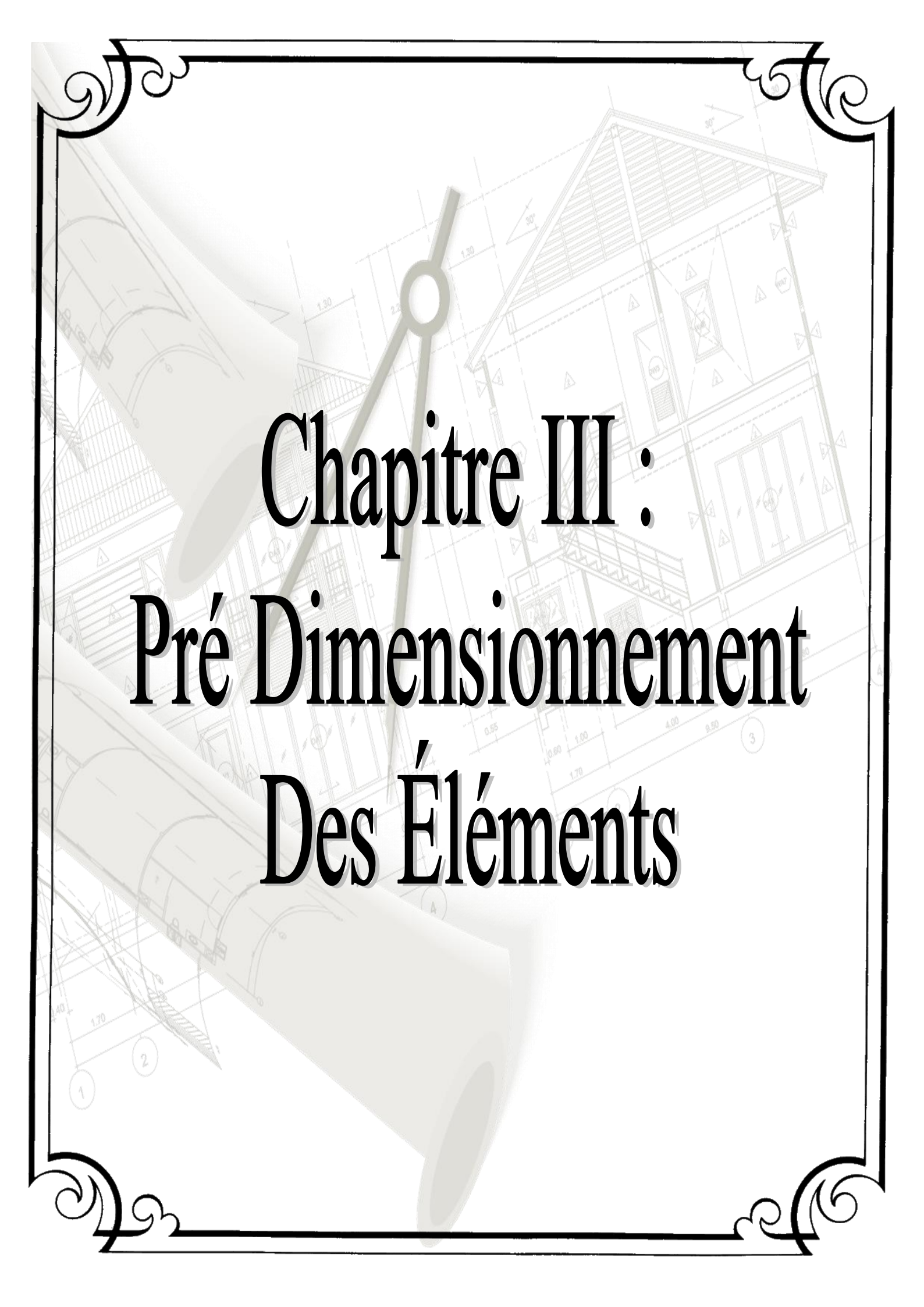
| | | | |
|--|-------------------------------|---|------------------------|
| (α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °) | $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
| Coefficient μ | 0.8 | $0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$ | 0.0 |

Dans notre projet on a une toiture plate ($\alpha = 0^\circ$) donc $\mu = 0.8$ RNV2013 PAGE 25

□□ on obtient :

$$S = 0.8 \times 0.1072 = 0.08576 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 8.576 \text{ daN/m}^2$$

The background features a detailed architectural drawing of a house with a gabled roof, showing various rooms, windows, and doors. Overlaid on this drawing is a large, semi-transparent illustration of a drafting compass and a pencil. The compass is positioned vertically, and the pencil is angled diagonally across the scene. The entire composition is framed by a decorative black border with ornate, scroll-like corners.

Chapitre III : Pré Dimensionnement Des Éléments

Introduction :

Les présentes règles ont pour but de codifier les méthodes de calcul applicables à l'étude des projets de constructions en acier. L'application de ces règles conduit pour les différents éléments des constructions à un degré de sécurité sensiblement homogène pour les différents modes de sollicitations et les différents types de constructions. Les éléments secondaires sont destinés à reprendre la sollicitation, comme le vent par exemple, et à assurer la stabilité basée sur la RDM et les règles l'EUROCODE3. Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaires et solives) on pré dimensionne chaque élément à partir de deux condition:

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

III.1/Quelques notions relatives au règlement CCM97 :

III.1.1/Objectif :

Le règlement CCM97 [3] a pour objet la codification du dimensionnement par le calcul et des vérifications des structures des bâtiments à ossature en acier.

Ce document :

- Ne ne traite pas directement l'exécution des travaux de construction en acier.
- Ne définit que des exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- Il ne traite pas les exigences relatives à la sécurité parasismique
- Il ne traite pas les exigences relatives à la protection anti-feu

III.1.2/Domaine d'application:

Ce document contient des principes, des règles et des commentaires applicables

Principalement aux bâtiments courants respectant les limites imposées dans les sections ci - dessous.

- les bâtiments courant sont par convention ceux dans lesquels les charges d'exploitation sont modérées (bâtiments a usage d'habitation ou d'hébergement, à usage de bureaux, les constructions scolaires et hospitalières, les bâtiments a usage commercial tel que les magasins.

- les structures fabriquer a partir de produits de construction en acier laminés a chaud a l'exception des nuances d'acier a haut résistance.

III.1.3/Classification des sections transversales selon le CCM97

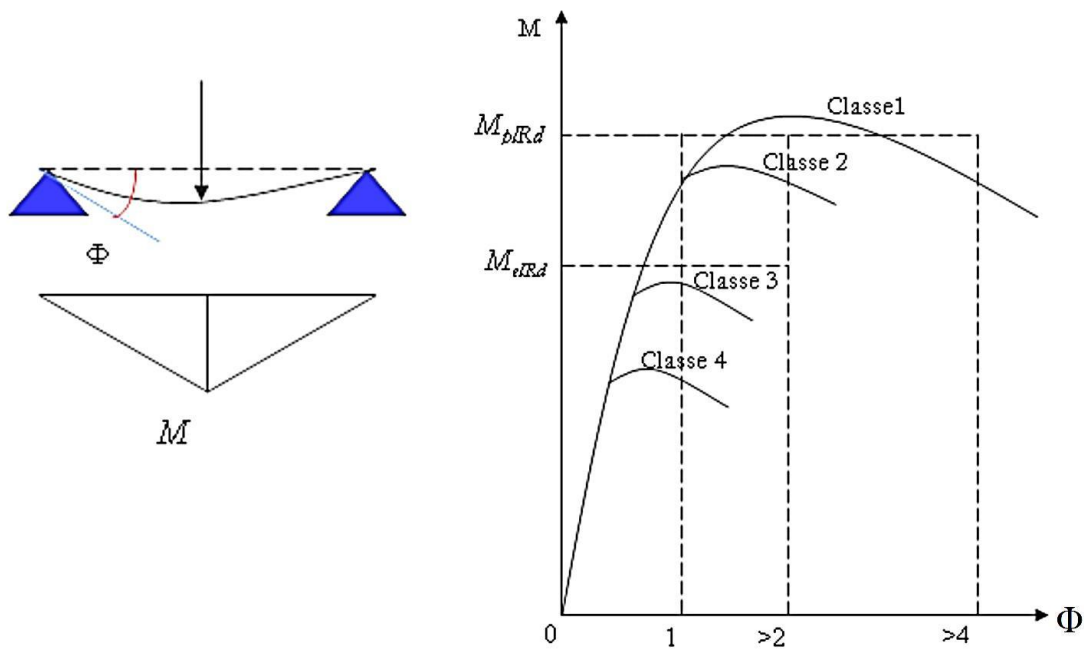
Pour les besoins de calcul le CCM97 a proposé quatre classes de sections transversales qui sont définies comme suit :

- a) **Classe 1** Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- b) **Classe 2** Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

c) **Classe 3** Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.

d) **Classe 4** Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

Les lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées sur la figure ci-dessous.



$M_{pl,Rd}$: moment à l'état plastique réduit.

$M_{el,Rd}$: moment à l'état élastique réduit

Φ_p : rotation

Φ_{pl} : rotation à l'état plastique Coefficient partiel de sécurité Le coefficient partiel de sécurité γ_M pour les matériaux doit être prise égal aux valeurs suivantes :

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

III.1.4/Valeurs limites des flèches :

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches se restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

Les valeurs limites recommandées de flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci-dessous

Tableau III.1: Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales

| Conditions | δ_{vmax} flèche dans l'état final |
|---|--|
| Toitures en générales | L/250 |
| Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien | L/250 |
| Planchers en générales | L/250 |
| Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides | L/250 |
| Planchers supportant des poteaux(à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime | L/400 |
| Cas où δ_{vmax} peut nuire à l'aspect du bâtiment | L/250 |

III.2/pré dimensionnement :

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

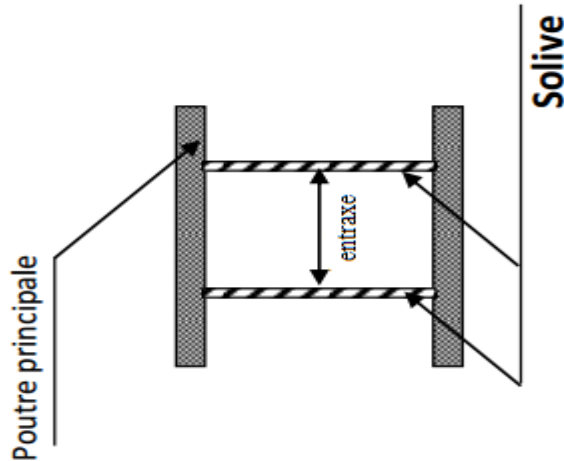
$$0,7 \text{ m} \leq L \leq 1,5 \text{ m}$$

Leur écartement varie de 0,70 m à 1,50 m, suivant la nature du support de plancher et la destination des locaux (bureaux ou habitation).

Pour le cas le plus défavorable, On opte pour une distance de **l = 4m** (la poutre la plus longue)

Et un écartement de **L = 1m**

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :



III.2.1/ pré dimensionnement des solives plancher terrasse :

$$G = 4.26 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

On prend en compte la charge de la neige $N_N = 8.576 \text{ daN/m}^2$

III.2.1.1/Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{\max} \leq \bar{f}$$

Pour une poutre bi-articulée

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{\max} \leq \bar{f}$

Pour une poutre bi articulée :

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

Pour : $\bar{f} \leq l/250$ Pour planchers en général

Avec :

q : la charge non pondérée

$$q = (G+Q) = (4.26+2.5) = 6.76 \text{ KN/m}^2$$

- ✓ Le calcul se fait à l'ELS pour cela on prend les charges pondérées, la charge sur la solive

$$q = 6.76 \times 1 = 6.76 \text{ KN/ml}$$

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

- ✓ $L = 4 \text{ m} = 400 \text{ cm}$

- ✓ $I = \frac{5ql^3 \times 250}{384EI} = \frac{5 \times 6.76 \times 400^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 670.63 \text{ cm}^4$

⇒ On prend IPE 200

$$\text{Avec } I_y = 1943.2 \text{ cm}^4$$

• **Caractéristique du profilé IPE 200**

Tableau III.2 : caractéristique de profilé IPE 200

| Désignation abrégée | Poids | Section | Dimension | | | | | Caractéristique | | | | | |
|------------------------|-------------|-------------------------|-----------|-----------|-----------|------------------------|------------------------|--------------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| | P (kg/m) | A (cm ²) | H (mm) | r (mm) | B (mm) | t _f (mm) | t _w (mm) | I _y (cm ⁴) | Wpl- y(cm ³) | Wpl- z(cm ³) | I _y (cm) | I _z (cm ⁴) | I _z (cm) |
| IPE 200 | 22.4 | 28.5 | 200 | 12 | 100 | 8.5 | 5.6 | 1943.2 | 220.6 | 44.6 | 8.26 | 142.31 | 2.24 |

III.2.1.1.2/vérification à la flèche :

$$\bar{f} = \frac{400}{250} = 1.6 \text{ cm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 6.76 \times 400^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1943.2} = 0.55 \text{ cm}$$

$f_{\max} < \bar{f}$ **condition vérifié**

C/La classe de la section transversale :

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

❖ **Classe de la semelle :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{100/2}{8.5} = 5.88 < 9\varepsilon = 9 \text{ Donc la semelle est de classe 1}$$

❖ **Classe de l'âme**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h-(2(t_f+r))}{t_w} = \frac{200-(2(8.5+12))}{5.6} = 28.39 < 72\varepsilon = 72 \text{ l'âme est de classe 1}$$

Φ La section globale est de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité

III.2.1.1.3/Calcul de la charge :

- Le poids propre du profilé choisit $P_p=22.4 \text{ Kg/m} = 0.224\text{KN/m}$
- $G = (4.26+0.224) \times 1 = 4.484 \text{ Kg/m}^2$
- $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- $q_{ELS} = G+Q = 4.484+2.5 = 6.984\text{KN/m}^2$
- pour une bande de 1 m $q=6.984 \text{ KN/m}^2$
- $Q_{ELS} = q+P_p=6.984 + 0.224 = 7.208 \text{ KN/m}^2$
- $Q_{ELU} = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35(4.484) + 1.5(2.5) = 9.8034 \text{ KN/m}^2$

III.2.1.1.4/Vérification de résistance (effort tranchant) :

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{9.8034 \times 4}{2} = 19.6068 \text{ KN}$$

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

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

$$A_v = 28.5 \times 10^2 - (2 \times 100 \times 8.5) + (5.6 + (2 \times 12)) \times 8.5 = 1401.6 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1401.6 \times 235 / \sqrt{3}}{1.1} = 172877.56 \text{ N} = 172.87 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 19.6068 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 172.87 \text{ KN} \text{ condition vérifiée}$$

III.2.1.1.5/vérification de la condition de la résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier la condition suivante

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

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.8034 \times 4^2}{8} = 19.6068 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl} = \frac{f_y \times w_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{23.5 \times 2.206}{1.1} = 47.1281 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 19.6068 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 47.1281 \text{ KN.m} \text{ condition vérifiée}$$

Le profilé IPE200 répond à toutes les conditions CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche

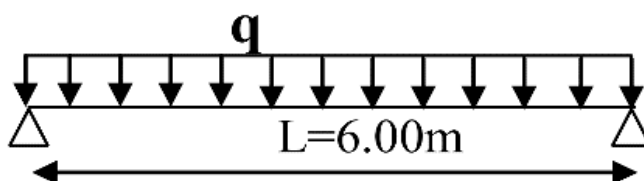
III.2.2/ pré dimensionnement de plancher étage courant :

Vu que la charge et la longueur du plancher courant sont les mêmes avec le plancher terrasse, nous allons prendre les mêmes profilés que le plancher terrasse.

La procédure de calcul des solives pour l'étage courant est la même.

III.2.3/ pré dimensionnement des poutres :**III.2.3.1/ Poutre principale (plancher terrasse) :**

En fonction de l'espacement qui existe entre les solives cette poutre sera sollicitée par 3 charges ponctuelles.



III.2.3.1.1/Calcul des charges :

Tableau III.3/Chargement poutre principal (plancher terrasse)

| | | |
|---------------------------|--|--|
| Chargement | G = 4.484 KN/m ² Pp = 0.224 KN/ml Gs = $6\left(\frac{0.224}{2}\right) = 0.672$ KN/ml | Q = 2.5 KN/m ² N = 0.085 KN/m ² |
| Chargement linière | G_{total} = 4.484×6+0.672=27.576 KN/ml | Q_{total} = 2.585×6=15.51 KN/ml |
| Pondérée | 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (27.576) + 1.5 (15.51) = 60.4926 KN/ml | |
| Non pondérée | G+Q = 27.576 + 15.51 = 43.086 KN/ml | |

III.2.3.1.2/Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{\max} \leq \bar{f}$$

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

Avec :

- **q** la charge non pondérée
- le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées
- le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6$ Kg/cm²
- $L=6$ m (la longueur de la poutre)

$$I \geq \frac{5ql^4 \times 250}{384 EI} = \frac{5 \times 43.086 \times 600^4 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 14426.11 \text{ cm}^4$$

On prend IPE 450

$$I_y = 33742.9 \text{ cm}^4$$

Tableau III.4/ caractéristique du profilé IPE450

| Désignation abrégée | Poids P (Kg/m) | Section A (cm ²) | Dimension | | | | | caractéristique | | | | | |
|------------------------|----------------------|------------------------------------|-----------|----------|----------|-----------|-----------|--------------------------|-----------------------------|-----------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| | | | H (m) | r (m) | b (m) | tf (m) | tw (m) | Iy (cm ⁴) | wpl-y (cm ³) | Wpl-z (cm ³) | Iy (cm ⁴) | Iz (cm ⁴) | Iz (cm ⁴) |
| IPE450 | 77.6 | 98.8 | 450 | 21 | 190 | 14.6 | 9.4 | 3374 2.9 | 1701 .8 | 276 .4 | 18. 48 | 1675. 35 | 4.1 2 |

III.2.3.1.3/ vérification de la flèche :

- $\bar{f} = \frac{1}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$
- $f_{\max} = \frac{5q l^4}{384 EI} = \frac{5 \times 43.086 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 33742.9} = 1.02 \text{ cm}$
 $f_{\max} < \bar{f} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

III.2.3.1.4/ la classe de la section transversale :

- a) Semelle comprimée :
- $b = 190 \text{ mm}$
 - $tf = 14.6 \text{ mm}$
 - $C = b/2 = 190/2 = 95 \text{ mm}$
 - $C/tf = 95/14.6 = 6.50 \leq 9\epsilon = 9$
Donc la semelle est de classe 1

- b) Ame fléchi :
- $d = 378.8 \text{ mm}$
 - $tw = 9.4 \text{ mm}$
 - $d/tw = 378.8/9.4 = 40.297 < 72\epsilon = 72$
Donc l'âme est de classe 1

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

III.2.3.1.5/ Vérification de résistance (effort tranchant) :

On doit vérifier la condition suivante :

- $V_{sd} < V_{pl,rd}$
- $V_{sd} = \frac{q l}{2} = \frac{60.4926 \times 6}{2} = 181.4778 \text{ KN}$
- $V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}}$
- $A_v = A - (2b \times tf) + (tw + 2r)tf$
- $A_v = 98.8 \times 10^2 - (2 \times 190 \times 14.6) + (9.4 + (2 \times 21)) \times 14.6$

- $A_v = 5082.44 \text{ mm}^2 = 50.824 \text{ cm}^2$
 - $V_{pl,rd} = \frac{43.086 \times 23.5 / \sqrt{3}}{1.1} = 531.435 \text{ KN}$
- $V_{sd} = 181.4778 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 531.435 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

III.2.3.1.6/Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier la condition suivante :

- $M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{q l^2}{8} = \frac{60.4926 \times 6^2}{8} = 272.2167 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times w_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 1701.8}{1.1} = 363.566 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 272.2167 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 363.566 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

III.2.3.2/Poutre principale (plancher étage courant) :

III.2.3.2.1/calcul des charges :

Tableau III.5 : chargement poutre principale (plancher étage courant)

| | | |
|---------------------------|---|---|
| Chargement | $G = 5.26 \text{ KN/m}^2$ $G_s = 6 \times \frac{0.224}{2} = 0.672 \text{ KN/ml}$ | $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ |
| Chargement linière | $G_{total} = 5.26 \times 6 + 0.672 = 32.232 \text{ KN/ml}$ | $Q_{total} = 2.5 \times 6 = 15 \text{ KN/ml}$ |
| Pondérée | $1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (32.232) + 1.5 (15) = 66.0132 \text{ KN/ml}$ | |
| Non pondérée | $G + Q = 32.232 + 15 = 47.232 \text{ KN/ml}$ | |

III.2.3.2.1.1/Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{max} \leq \bar{f}$$

$$f_{max} = \frac{5q l^4}{384 E I}$$

Avec :

- q la charge non pondérée
- le calcul se fait à l'ELS pour cela on prend la charges non pondérées
- le module de plasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$
- $L = 6 \text{ m} = 600 \text{ cm}$

$$I \geq \frac{5q l^4 \times 250}{384 E} = \frac{5 \times 47.232 \times 600^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 15814.285 \text{ cm}^4$$

On prend IPE 450

$$I_y = 33742.9 \text{ cm}^4$$

Tableau III.6 : caractéristique du profilé IPE450

| Désignation n abrégée | Poids | Sectio n | Dimension | | | | | caractéristique | | | | | |
|-----------------------------|-----------------|-------------------------|---------------|---------------|---------------|----------------|----------------|--------------------------------------|--------------------------------|------------------------------------|------------------------|--------------------------------------|----------------------------|
| | P (Kg/m) | A (cm ²) | H (mm) | r (mm) | b (mm) | tf (mm) | tw (mm) | I _y (cm ⁴) | wpl-y (cm ³) | Wpl -z (cm ³) | I _y (cm) | I _z (cm ⁴) | I _z (cm) |
| IPE450 | 77.6 | 98.8 | 450 | 21 | 190 | 14.6 | 9.4 | 33742.9 | 1701.8 | 276.4 | 18.48 | 1675.35 | 4.12 |

Remarque : Même profilé condition déjà vérifiée

III.3/Poutre secondaire (plancher terrasse) :

Les poutres secondaires sont sollicitées de la même façon que les solives, donc on utilise la même section IPE200

Tableau III.7 : caractéristique du profilé IPE200

| Désignation abrégée | Poids | Secti on | Dimension | | | | | Caractéristique | | | | | |
|------------------------|-----------------|-------------------------|---------------|---------------|---------------|----------------|------------|--------------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| | P (kg/m) | A (cm ²) | H (m m) | r (m m) | B (m m) | tf (m m) | tw (mm) | I _y (cm ⁴) | Wpl- y(cm ³) | Wpl- z(cm ³) | I _y (cm) | I _z (cm ⁴) | I _z (cm) |
| IPE 200 | 22.4 | 28.5 | 200 | 12 | 100 | 8.5 | 5.6 | 1943.2 | 220.6 | 44.6 | 8.26 | 142.31 | 2.24 |

III.4/pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à la compression qui supportent les charges et les transmettent aux fondations, généralement les sections des poteaux sont des HEA ou HEB car ils ont une inertie importante dans les deux sens

$$\text{On a } \lambda = \frac{Lf}{i_y} \leq 25 \rightarrow i_y \geq \frac{Lf}{25} = \frac{400 \times 0.5}{25} = 8 \text{ cm}$$

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

Φ Donc on prend **HEA 400** avec $i_y = 16.84 \text{ cm}$

III.5/Vérification du poteau :**III.5.1/Calcul des charges :****• Plancher terrasse**

- La surface $S = \left(\frac{6}{2} + \frac{6}{2}\right) \times \left(\frac{4}{2} + \frac{4}{2}\right) = 24 \text{ m}^2$
- Poids des solives $G_s = 0.224 \times \frac{6}{2} = 0.672 \text{ KN}$
- Poids des poutres principales $G_{pp} = 0.776 \times \left(\frac{6+6}{2}\right) = 4.656 \text{ KN}$
- Poids propre du poteau $G_{pot} = 1.2718 \times 3.5 = 4.4513 \text{ KN}$
- Poids du plancher terrasse $G_t = 4.484 \times 24 = 107.616 \text{ KN}$
- Charge de la neige $S = 0.08576 \times 24 = 2.05824 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation terrasse $Q = 2.5 \times 24 = 60 \text{ KN}$

• Plancher étage courant

- La surface $S = \left(\frac{6}{2} + \frac{6}{2}\right) \times \left(\frac{4}{2} + \frac{4}{2}\right) = 24 \text{ m}^2$
- Poids des solives $G_s = 0.224 \times \frac{6}{2} = 0.672 \text{ KN}$
- Poids des poutres principales $G_{pp} = 0.776 \times \left(\frac{6+6}{2}\right) = 4.656 \text{ KN}$
- Poids du plancher étage courant $G_C = 5.26 \times 24 = 126.24 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation étage $Q = 2.5 \times 24 = 60 \text{ KN}$

Tableau III.8 : récapitulatif de la descente de charges

| Niveau | Charge permanentes (KN) | | | | | | Surcharge d'exploitation en (KN) | | | |
|----------|-------------------------|------------|-----------|-----------|----------|-----------|----------------------------------|----------|----------|----------------|
| | G Solive | G Plancher | G Poteaux | G Poutres | G Total | G Cumulés | Qi | Q Cumulé | Nsd= G+Q | Profilé adapté |
| terrasse | 0.672 | 107.616 | 4.4513 | 4.656 | 117.3953 | 117.3953 | 60 | 60 | 177.3953 | HEA400 |
| Etage 4 | 0.672 | 126.24 | 4.4513 | 4.656 | 136.0193 | 253.4146 | 60 | 120 | 373.4146 | HEA400 |
| Etage 3 | 0.672 | 126.24 | 4.4513 | 4.656 | 136.0193 | 389.4339 | 60 | 180 | 569.4339 | HEA400 |
| Etage 2 | 0.672 | 126.24 | 4.4513 | 4.656 | 136.0193 | 525.4532 | 60 | 240 | 765.4532 | HEA400 |
| Etage 1 | 0.672 | 126.24 | 5.0872 | 4.656 | 136.6552 | 662.1084 | 60 | 300 | 962.1084 | HEA400 |

Φ Donc : Nsd max = 962.1084 KN

III.5.2/calcul de l'élancement moyen λy et λz :

$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y}$ avec $i_y = 16.84$ cm

$L_f = 400 \times 0.5 = 200$ cm

$\lambda_y = \frac{200}{16.84} = 11.87$ cm

$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z}$ avec $i_z = 7.34$ cm

$\lambda_z = \frac{400 \times 0.5}{7.34} = 27.24$ cm

III.5.3/calcul de l'élancement réduit λ̄ :

$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_1} = \frac{11.87}{93.9\epsilon} \sqrt{1} = \frac{11.87}{93.9 \times 1} = 0.12$

$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_1} = \frac{27.24}{93.9\epsilon} \sqrt{1} = \frac{27.24}{93.9 \times 1} = 0.29$

$\bar{\lambda}_{max} = \bar{\lambda}_z = 0.29 > 0.12$

Vérification du risque de flambement :

$N_{sd} < N_b = x_{min} \times \beta \times \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}$

a) $\frac{h}{b} = \frac{390}{400} = 0.975 \leq 1.2$ (1)

b) $t_f = 19$ mm ≤ 100 mm.....(2)

a partir de 1 et 2

✓ Courbe de flambement **b** pour l'axe y-y. Ce qui nous donne : $Z = 0.9641$

✓ Courbe de flambement **c** pour l'axe z-z. Ce qui nous donne : $Z = 0,9491$

$\chi_{min} = 0,9491$

Donc :

$$N_{b,rd} = 0,9641 \times 0,9491 \times \frac{1,5898 \times 235 \times 10^3}{1,1} = 310179,04 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 962,1084 \text{ KN} < N_{b,rd} = 310179,04 \text{ KN}$ condition vérifiée

Pour des raisons constructives, on opte pour des **HEA 400**.

III.6 / 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

Tableau III.9: Résultats du pré-dimensionnement

| Élément | Profilé adopté |
|---------------------|----------------|
| Solives | IPE200 |
| Poutres | IPE450 |
| Poutres secondaires | IPE200 |
| Poteaux | HEA400 |

The background features a detailed architectural drawing of a building's interior, showing a staircase and various rooms. A large, light-colored pencil is positioned diagonally across the drawing, with its tip pointing towards the bottom right. A compass is also visible, positioned vertically in the center of the page. The entire scene is framed by a decorative black border with ornate scrollwork in the corners.

Chapitre IV :

Escaliers

Introduction :

Dans ce chapitre nous allons étudier les escaliers. Le calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et d'exploitation

IV.1/Étude des escaliers :**IV.1.1/Introduction :**

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre, il est aussi considéré comme étant un ouvrage de circulation verticale.

IV.1.2/Composants :

- **L'embranchement** : largeur utile des escaliers.
- **La contremarche** : désigne la face verticale située entre deux marches consécutives.
- **La hauteur de marche** : distance verticale qui sépare le dessus d'une marche de dessus de la marche suivante.
- **Le giron** : distance horizontale mesurée entre les nez des deux marches consécutives.
- **La marche** : surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.
- **La volée** : ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs.
- **La ligne de foulée** : ligne fictive figurant la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant l'escalier.
- **Le jour d'escalier ou lunette** : espace central autour duquel l'escalier se développe.
- **Le plier** : est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marches, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.

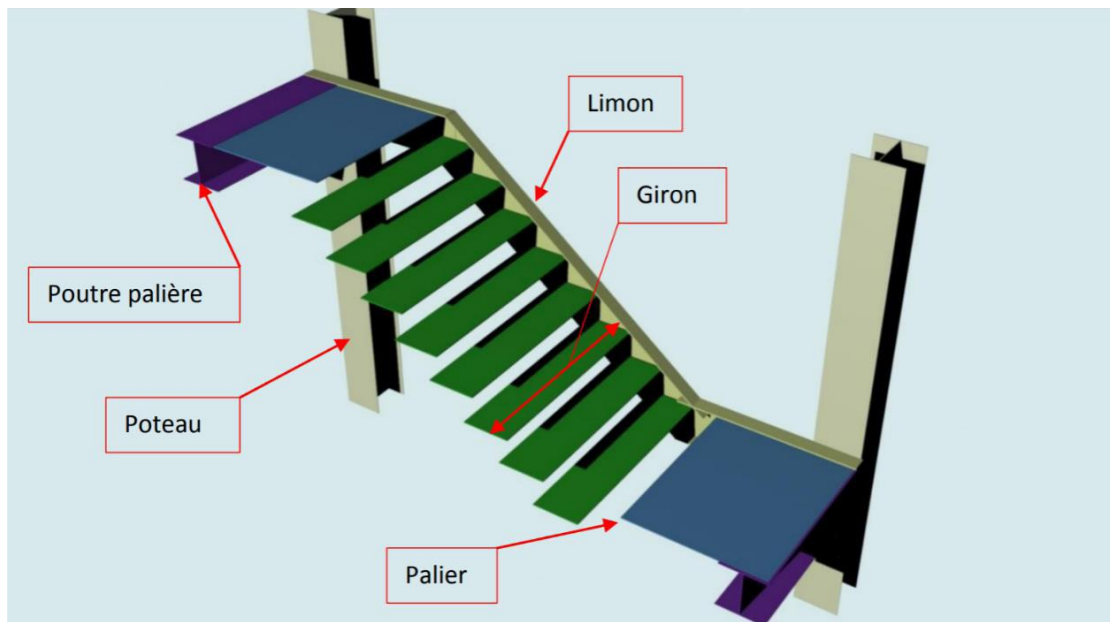


Figure IV.1 :Escaliers

IV.1.2.1/Surcharge d'exploitation :

Escalier.....350 daN/m

IV.1.2.2/Pré-dimensionnement :

Pour le dimensionnement des marches (g :giron)et (h :contre marche) on utilise la formule de Blondel

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

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

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

IV.1.2.3/Caractéristique géométrique de la cage d'escalier :

La hauteur de l'étage $h = 4 \text{ m}$.

Les dimensions en cage d'escalier

La largeur de volée est 1.3 m

On admet une hauteur de marche $h = 16.16\text{cm}$

$$\text{Nombre total des marches } n = \frac{400}{16.16} = 24$$

$$N = 24 \text{ marches}$$

On répartie ce nombre de marches sur deux volées avec (12 marches chaque volée)

La largeur d'une marche est $g = 30 \text{ cm}$

IV.1.2.4/Vérification de la formule de Blondel :

$2h + g = 66 \text{ cm} \Rightarrow 2 \times 16.16 + 30 = 62.32 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

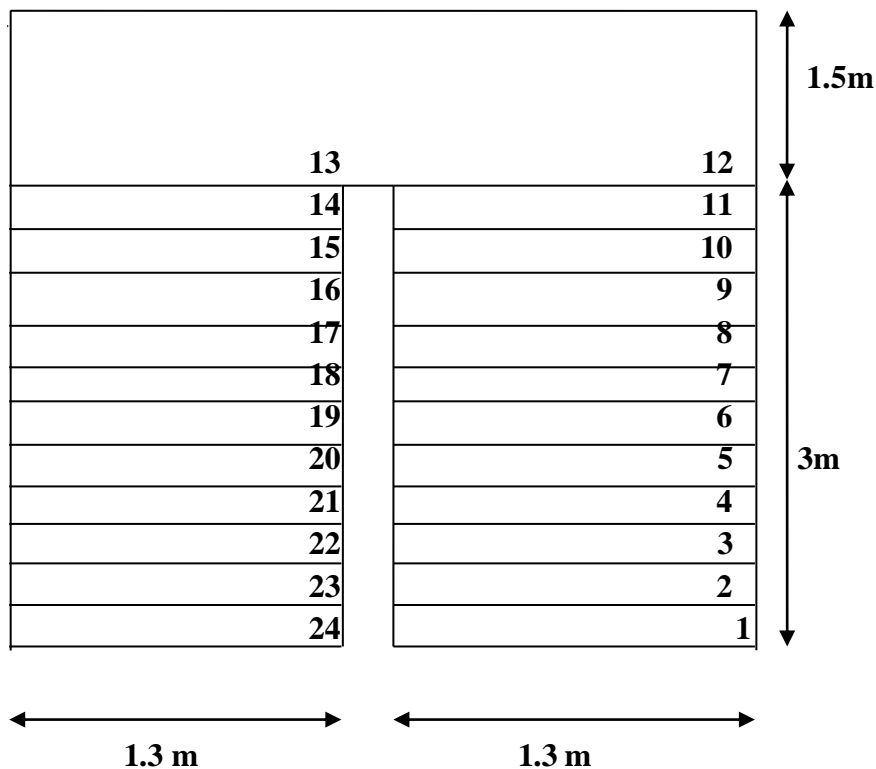
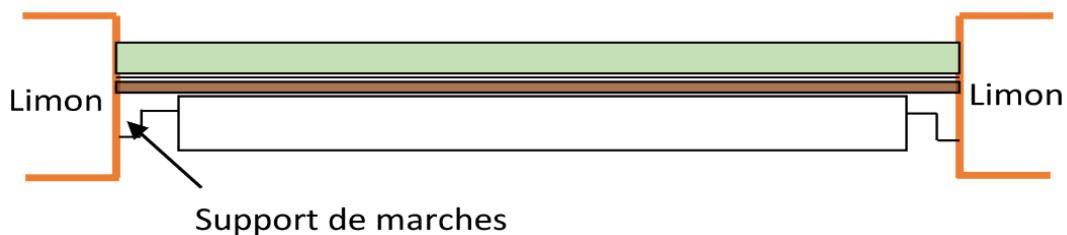


Figure IV.2 : Cage d'escalier

IV.1.3/ Dimensionnement des éléments porteurs :

IV.1.3.1/Dimensionnement de la cornière (support de marche) :

Les marches sont construites par des tôles striées d'épaisseur de 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 limon

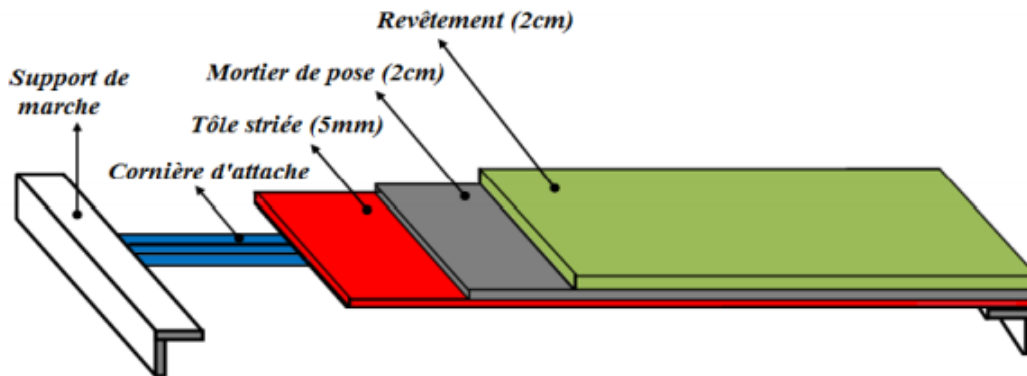


La longueur de la marche $L = 1.3 \text{ m}$
 La largeur de la marche $G = 0.30 \text{ m}$

Les cornières sont en acier S235

$f_y = 23.5 \text{ daN/mm}^2$ (la limite d'élasticité d'acier)

$E = 21000 \text{ daN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinal d'acier)



IV.1.3.1.1/Détermination de la section de cornière :

IV.1.3.1.1.1/Evaluation des charges :

➤ Les charges permanentes :

Tôle striée (5mm)..... $G_1 = 0.45 \text{ KN/m}^2$

Mortier de ciment (2cm)..... $G_2 = 0.40 \text{ KN/m}^2$

Revêtement en marbre(2cm)..... $G_3 = 0.54 \text{ KN/m}^2$

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = (0.45 + 0.40 + 0.54) \times 0.30 = 0.417 \text{ KN/m}$$

$$G = 0.417 \text{ KN/m}$$

➤ Charge d'exploitation:

$$Q = 3.5 \times 0.30 = 1.05 \text{ KN/m}$$

Les combinaisons de charge ELS

$$q = G + Q = 0.417 + 1.05 = 1.467 \text{ KN/m}$$

IV.1.3.1.2/ pré dimensionnement des supports de marches :

IV.1.3.1.2.1/Condition de flèche :

$$f \leq f_{adm}$$

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

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{L}{300}$$

On aura :

$$I_y \geq \frac{5q l^3 300}{384 E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 1.467 \times 130^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6} \geq 0.000005995 \text{ m}^4 = 5.995 \text{ cm}^4$$

⇒ On adopte la cornière L 60×60×5 avec : $I_y = 19.37 \text{ cm}^4$

Tableau IV.1 : caractéristique et dimension de L 60×60×5

| H=b (mm) | t (mm) | r1 (mm) | r (mm) | d (mm) |
|----------------------|-----------|---|---|--------------------------------------|
| 60 | 5 | 2 | 8 | 4.24 |
| A (cm ²) | P (daN/m) | I _y =I _z (cm ⁴) | W _{el,y} =w _{el,z} (cm ³) | I _y = I _z (cm) |
| 5.82 | 4.65 | 19.37 | 4.45 | 1.82 |

$$G = (G_1+G_2+G_3) \times g + P = (0.45 + 0.40 + 0.54) \times 0.30 + 0.0465 = 0.4635 \text{ KN/m}$$

IV.1.3.1.2.2/Vérification à l'ELU :

a) les combinaisons des charges :

Vérification à l'ELU :

- ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 0.4635 + 1.5 \times 1.05 = 2.20 \text{ KN/m}$$

1) Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \dots \dots \dots (EC02)$$

$$V_{sd} = \frac{q_l l}{2} = \frac{220 \times 1.30}{2} = 143 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{5.82 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 7178.56 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 143 \text{ daN} \leq V_{pl,rd} = 7178.56 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

2) Vérification du moment fléchissant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \dots \dots \dots (EC03)$$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{220 \times 1.30^2}{8} = 46.475 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y \times W_{el,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{23.5 \times 4.45}{1.1} = 95.06 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 46.475 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 95.06 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

⇒ Vérification à l'ELS :

$$q = G + Q = 0.4635 + 1.05 = 1.9635 \text{ Kn/m}$$

Vérification à la flèche :

On vérifie la condition suivante

$$f \leq f_{adm}$$

$$f = \frac{5ql^4}{384EI_y} \dots\dots\dots \text{cornière sur deux appui}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 196.35 \times 10^{-3} \times 130^4}{384 \times 21000 \times 19.37} = 1.79 \text{ mm} = 0.179 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{300} = \frac{130}{300} = 0.433 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 0.179 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 0.433 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

Conclusion :

Les cornières L60×60×5 convient comme cornière d'attache.

IV.1.4/Évaluation des charges :

IV.1.4.1/Volée :

a)charges permanentes :

Poids des cornières (60×60×5).....0.0465KN/m

Tôle (épaisseur 5mm)..... 0.45KN/m²

Mortier de pose..... 0.40KN/m²

Revêtement marbre..... 0.54KN/m²

Garde-corps (cloison).....1KN/m²

Charge totale :

$$G_T = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P_c + P_g = (0.45 + 0.40 + 0.54) \times 1.30 + 0.0465 + 1 = 2.8535 \text{ KN/m}$$

Charge totale pour 1 limon :

$$G = 2.8535 / 2 = 1.42675 \text{ KN/m}$$

$$G = 1.42 \text{ KN/m}$$

b)Les charges d'exploitations :

Pour 1 limon

$$Q = 3.50 \times \frac{1.30}{2} = 2.275 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2.275 \text{ KN/m}$$

IV.1.4.2/Palier :

a) Les charges permanentes :

✓ Tôle CofraPlus55.....G1=0.13KN/m²

✓ Dalle en béton (10cm).....G2=3KN/m²

✓ Mortier de pose.....G3=0.40KN/m²

✓ Revêtement marbre(2cm).....G4=0.54KN/m²

- **La charge totale :**

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times 1.30 = (0.13 + 3 + 0.40 + 0.54) \times 1.30 = 5.291 \text{ KN/m}$$

- **La charge totale d'un seul limon :**

$$G_T = G / 2 = 5.291 / 2 = 2.6455 \text{ KN/m}$$

➤ **Calcul de la charge équivalente :**

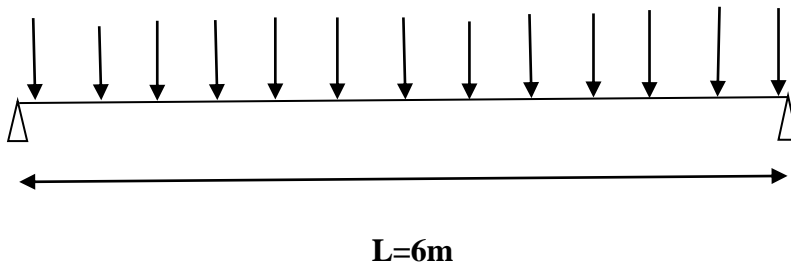
On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente

• **Charges permanentes :**

$$G_{eq} = (G_{palier} (L_{palier}) + G_{volée} (L_{volée})) / 2$$

$$G_{eq} = \frac{(2.6455 \times 3) + (1.42 \times 3)}{6} = 2.03275 \text{ KN/m}$$

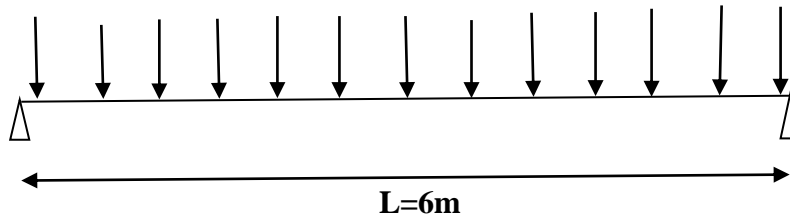
$$G_{eq} = 2.03275 \text{ KN/m}$$



• **Charges d'exploitations :**

$$Q_{eq} = 3.50 \times 1.30 / 2 = 2.275 \text{ KN/m}$$

$$Q_{eq} = 2.275 \text{ KN/m}$$



IV.1.5/pré-dimensionnement de limon :

IV.1.5.1/condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq \bar{f}$ pour une poutre bi-articulée

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} \text{ et } \bar{f} = \frac{l}{300} \text{ avec}$$

q : la charge pondérée

IV.1.5.2/Combinaison de charge :

a) Vérification à l'ELS :

$$q = G_{eq} + Q_{eq} = 2.03275 + 2.275 = 4.30775 \text{ KN/m}$$

Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6$

$$L = 3.60 \text{ m} = 360 \text{ cm}$$

$$I \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6} = \frac{5 \times 430.775 \times 10^{-2} \times 600^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 1730.79 \text{ cm}^4$$

⇒ On opte à un UPN 200

Tableau IV.2 : Dimension et caractéristique de l’UPN 200

| h (mm) | b (mm) | tw (mm) | tf (mm) | r1 | r2 | d (mm) | A (cm ²) | P (daN/m) |
|--------------------------|-----------------------------|--------------------------|-----------------------------|-----------------------|----|-----------------------------|--------------------------|-----------------------------|
| 200 | 75 | 8.5 | 11.5 | 11.5 | 6 | 151 | 32.2 | 25.3 |
| Iy (cm ⁴) | Wel,y (cm ³) | Iy (cm ⁴) | Wpl,y (cm ³) | Iz (cm ⁴) | | Wel,z (cm ³) | Iz (cm ⁴) | Wpl,z (cm ³) |
| 1910 | 191 | 7.70 | 228 | 148 | | 27 | 2.14 | 51.8 |

b) Vérification à l’ELU :

$$q = 1.35 G_{eq} + 1.5 Q_{eq} = 1.35 \times 2.03275 + 1.5 \times 2.275 = 6.156 \text{ KN/m}$$

La classe de la section :

- **Semelle comprimé :**

$$C = \frac{b - tw}{tf} = \frac{75 - 8.5}{11.5} = 5.78 \text{ mm} < 9\epsilon = 9 \text{ donc la semelle est de classe 1}$$

- **Ame fléchi :**

$$\frac{d}{tw} = 17.76 < 72 \epsilon = 72 \text{ donc l’âme est de classe 1}$$

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

IV.1.4.2.1/Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{615.6 \times 6^2}{8} = 2770.2 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times w_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2350 \times 228 \times 10^{-2}}{1.1} = 4870.9 \text{ daN.m}$$

⇒ $M_{sd} = 2770.2 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 4870.9 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$

IV.1.5.2.2/Vérification de l’effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante

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

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{615.6 \times 6}{2} = 1846.8 \text{ daN/m}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{17.7 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 21831.71 \text{ daN/m}$$

$V_{sd} = 1846.8 \text{ daN/m} \leq V_{pl,rd} = 21831.71 \text{ daN/m} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$

⇒ **UPN 200 convient pour limon**

IV.1.5.2.3/ Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

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

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

IV.1.5.2.4/Calcul du moment critique au déversement :

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2.1 \times 10^5}{2(1+0.3)} = 80769.23 \text{ N/mm}^2$$

It : moment d'inertie de torsion

Iw : moment d'inertie de gauchissement

Iz : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1.13 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 148 \times 10^4}{6000^2} \times \sqrt{\frac{9.07 \times 10^9}{148 \times 10^4} + \frac{6000^2 \times 80769.23 \times 11.9 \times 10^4}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 148 \times 10^4}}$$

$$= 33204892.51 \text{ N.mm} = 3320.489251 \text{ daN.m}$$

$$M_{cr} = 3320.489251 \text{ daN.m}$$

- Calcul de l'élanement réduit λ_{lt} :

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3.14^2 \times 210000 \times 228 \times 10^5}{33204892.51}} = 119.296$$

- Calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \text{ avec :}$$

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

$$\lambda_1 = 93.9 \text{ } \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{119.926}{93.9} = 1.277$$

- Détermination de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + [\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \text{ Avec : } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Et } \Phi_{LT} = 0.51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

✓ $\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profilés laminés

✓ $\alpha_{LT} = 0.49$ pour les sections soudées

$$\Phi_{LT} = 0.51 + [0.21 \times (1.277 - 0.2) + 1.277^2] = 2.36$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2.36 + [2.36^2 - 1.277^2]^{0.5}} = 0.23$$

☞ D'où :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.23 \times 1 \times 228 \times 10^{-2} \times 2350}{1.1} = 1120.3 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 2770.2 \text{ daN.m} > M_{b,rd} = 1120.3 \text{ daN.m}$ condition non vérifiée

☞ On opte pour un UPN 300

Tableau IV.3 : Dimension et caractéristique de l'UPN 300

| h (mm) | b (mm) | tw(mm) | tf (mm) | r1 | r2 | d (mm) | A (cm ²) | P (daN/m) |
|-----------------------------------|--------------------------------------|---------------------|--------------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|---------------------|--------------------------------------|-----------|
| 300 | 100 | 10 | 16 | 16 | 8 | 232.1 | 58.80 | 46.2 |
| I _y (cm ⁴) | W _{el,y} (cm ³) | i _y (cm) | W _{pl,y} (cm ³) | I _z (cm ⁴) | W _{el,z} (cm ³) | I _z (cm) | W _{pl,z} (cm ³) | |
| 8030 | 535 | 117 | 632.42 | 317 | 67.80 | 29 | 129.9 | |

La classe de la section :

- semelle comprimé :

$$c = \frac{b - tw}{tf} = 5.62 \text{ mm} < 9\epsilon = 9 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

- Ame fléchi :

$$\frac{d}{tw} = 23.21 < 72\epsilon = 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

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

IV.1.5.2.5/Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{615.6 \times 6^2}{8} = 2770.2 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times w_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2350 \times 632.42 \times 10^{-2}}{1.1} = 13510.79 \text{ daN.m}$$

☞ $M_{sd} = 2770.2 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 13510.79 \text{ daN.m}$(condition vérifiée)

IV.1.5.2.6/Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante

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

$$V_{sd} = \frac{q l}{2} = \frac{615.6 \times 6}{2} = 1846.8 \text{ daN/m}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{27.88 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 34388.031 \text{ daN/m}$$

$V_{sd} = 1846.8 \text{ daN/m} \leq V_{pl,rd} = 34388.031 \text{ daN/m}$(condition vérifiée)

IV.1.5.2.7/ Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

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

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

IV.1.5.2.8/Calcul du moment critique au diversement :

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2.1 \times 10^5}{2(1+0.3)} = 80769.23 \text{ N/mm}^2$$

It : moment d'inertie de torsion

Iw : moment d'inertie de gauchissement

Iz : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1.13 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 317 \times 10^4}{6000^2} \times \sqrt{\frac{69.1 \times 10^9}{317 \times 10^4} + \frac{6000^2 \times 80769.23 \times 34.72 \times 10^4}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 317 \times 10^4}}$$

$$= 86335336.93 \text{ N.mm} = 8633.533693 \text{ daN.m}$$

$$M_{cr} = 8633.53 \text{ daN.m}$$

- Calcul de l'élanement réduit λ_{lt} :

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3.14^2 \times 210000 \times 632.42 \times 10^5}{8633.53}} = 123.15$$

- Calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \text{ avec :}$$

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

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{123.15}{93.9} = 1.31$$

- Détermination de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + [\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \text{ Avec : } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Et } \Phi_{LT} = 0.51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\checkmark \alpha_{LT} = 0.21 \text{ pour les profilés laminés}$$

$$\checkmark \alpha_{LT} = 0.49 \text{ pour les sections soudées}$$

$$\Phi_{LT} = 0.51 + [0.21 \times (1.31 - 0.2) + 1.31^2] = 2.4592$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2.4592 + [2.4592^2 - 1.31^2]^{0.5}} = 0.22$$

☞ D'où :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.22 \times 1 \times 632.42 \times 10^{-2} \times 2350}{1.1} = 2972.374 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2770.2 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 2972.374 \text{ daN.m} \text{ condition vérifiée}$$

Conclusion :

L'UPN 300 convient comme limons

IV.1.6/Étude de la poutre palière pour limon :

Combinaison à l'ELU :

$$R = (1.35 G_{eq} + 1.5 Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (1.35 \times 2.03275 + 1.5 \times 2.275) \times 6/2 = 1966.38 \text{ daN/m}$$

Combinaison à l'ELS :

$$R = G_{eq} + Q_{eq} \times L/2$$

$$R = (2.03275 + 2.275) \times 6/2 = 12.92325 = 1292.325 \text{ daN/m}$$

- **Charge équivalente :**

ELS

$$\frac{4 \times R}{4} + G \text{ garde-corps} = \frac{4 \times 1292.325}{4} + 100 = 1392.325 \text{ daN/ml}$$

ELU :

$$\frac{4 \times R}{4} + 1.35 G \text{ garde-corps} = \frac{4 \times 1966.38}{4} + 1.35 \times 100 = 2101.325 \text{ daN/ml}$$

IV.1.6.2/Condition de flèche :

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

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} \text{ et } \bar{f} = \frac{l}{300}$$

☞ Avec :

- ✓ q : la charge non pondérée

$$q = 1392.325 \text{ daN/m}$$

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

- ✓ $L = 6\text{m} = 600 \text{ cm}$

$$I \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 300}{384 \times E} = \frac{5 \times 13.92325 \times 600^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 5594.1629 \text{ cm}^4$$

☞ on opte pour un IPN 450

Tableau IV.4 : Dimension et caractéristique de l'IPN 450

| h(mm) | b (mm) | tw(mm) | tf (mm) | r1 | r2 | d (mm) | A (cm ²) | P(daN/m) |
|--------------------------------------|---|---------------------|---|-----------------------------------|--------------------------------------|---------------------|--------------------------------------|----------|
| 450 | 170 | 16.2 | 24.3 | 16.2 | 9.7 | 363.6 | 68.8 | 115.3 |
| I _y (cm ⁴) | W _{el,y} (cm ³) | I _y (cm) | W _{pl,y} (cm ³) | I _z (cm ⁴) | W _{el,z} (cm ³) | I _z (cm) | W _{pl,z} (cm ³) | |
| 45850 | 2040 | 17.7 | 2400 | 1730 | 203 | 3.43 | 345 | |

La classe de la section :

- **semelle comprimé :**

$$c = \frac{b/2}{t_f} = 3.49 \text{ mm} < 9\varepsilon = 9 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

- **Ame fléchi :**

$$\frac{d}{t_w} = 22.44 < 72\varepsilon = 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

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

IV.1.6.2.1/Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{2101 \times 6^2}{8} = 9455.9625 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times w_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2350 \times 1730 \times 10^{-2}}{1.1} = 36959.09 \text{ daN.m}$$

⇒ $M_{sd} = 9455.9625 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 36959.09 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$

IV.1.6.2.2/Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante

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

$$V_{sd} = \frac{q l}{2} = \frac{2101.325 \times 6}{2} = 6303.975 \text{ daN/m}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{68.8 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 84859.99 \text{ daN/m}$$

$V_{sd} = 6303.975 \text{ daN/m} \leq V_{pl,rd} = 84859.99 \text{ daN/m} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$

IV.1.6.2.3/ Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

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

$$M_{brd} = \frac{XLT \times \beta_w \times w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

IV.1.6.2.4/Calcul du moment critique au diversement :

$$M_{cr} = C1 \times \frac{\pi^2 \times E \times IZ}{L^2} \sqrt{\frac{Iw}{IZ} + \frac{L^2 \times G \times It}{\pi^2 + E + IZ}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2.1 \times 10^5}{2(1+0.3)} = 80769.23 \text{ N/mm}^2$$

It : moment d'inertie de torsion

Iw : moment d'inertie de gauchissement

Iz : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1.13 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 1730 \times 10^4}{6000^2} \times \sqrt{\frac{791 \times 10^9}{1730 \times 10^4} + \frac{6000^2 \times 80769.23 \times 267 \times 10^4}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 1730 \times 10^4}}$$

$$= 576013454.21 \text{ N.mm} = 5760.1345 \text{ daN.m}$$

$$M_{cr} = 5760.1345 \text{ daN.m}$$

- Calcul de l'élanement réduit λ_{lt} :

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3.14^2 \times 210000 \times 1730 \times 10^8}{576013454.21}} = 78.85$$

- Calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \text{ avec :}$$

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

$$\lambda_1 = 93.9 \text{ } \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{78.85}{93.9} = 0.83$$

- Détermination de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + [\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \text{ Avec : } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Et } \Phi_{LT} = 0.51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

- ✓ $\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profilés laminés
- ✓ $\alpha_{LT} = 0.49$ pour les sections soudées


$$\Phi_{LT} = 0.51 + [0.21 \times (0.83 - 0.2) + 0.83^2] = 1.3312$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.3312 + [1.3312^2 - 1.06^2]^{0.5}} = 0.42$$

↻ D'où :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.42 \times 1 \times 1730 \times 10^{-2} \times 2350}{1.1} = 15522.81 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 9455.9625 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 15522.81 \text{ daN.m} \text{ condition vérifiée}$$

The background features a detailed architectural drawing of a building's structural frame, including a gabled roof and multiple levels. A large, semi-transparent compass and ruler are overlaid on the drawing, positioned diagonally. The entire scene is enclosed within a decorative black border with ornate, scroll-like corners.

Chapitre V : Études sismique

VII.1/Introduction :

La plupart des tremblements de terre de causes naturelles prennent naissance dans la croûte terrestre, par des mouvements qui induisent des déformations emmagasinées sous forme d'énergie élastique. Une rupture ou un glissement le long d'une faille cause alors une dissipation soudaine de cette énergie sous forme de séisme qui se traduit par une propagation de différentes ondes sismiques.

Et les séismes induits proviennent des activités humaines, tel que, la mise en eau de réservoirs artificiels, l'exploitation des mines souterraines, l'exploitation de carrières de grande envergure, la production pétrolière et les explosions nucléaires souterraines.



Séisme de Caracas, 1967 Séisme d'Izmit (1999)

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans les structures. Le but de l'étude sismique est la détermination des efforts induits et leur distribution dans le système de stabilité.

Dans cette partie l'analyse se fera dans les deux sens :

- Sens X : perpendiculaire à la façade principale (ossature contreventée par palées)
- Sens Y : parallèle à la façade principale (portique auto stables ductiles)

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par les méthodes suivantes (RPA99 V2003) :

- **La méthode statique équivalente :**
- **La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse)**
- **La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme**

VII.2/Critère de classification par le RPA99 (V2003) :

VII.2.1/Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone IIa et IIb : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

VII.2.2/ Classification de l'ouvrage :

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment Bordj Bou Arreridj se situe dans une zone de sismicité moyenne Zone IIa

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- **Groupe 1A** : ouvrage d'importance vital
- **Groupe 1B** : ouvrage de grande importance
- **Groupe 2** : ouvrage courant ou d'importance moyenne
- **Groupe 3** : ouvrage de faible importance
- Notre ouvrage représente un bâtiment à usage administratif, il est considéré comme un ouvrage de grande importance **Groupe 1A**

Classification du site (Art 3.3 selon RPA99 version 2003)

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de **catégorie S3**

Dans la catégorie S3 (site meuble) on retrouve les dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide caractérisé par une vitesse de l'onde de cisaillement $V_s \geq 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

VII.3/Choix de la méthode de calcul :

Pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente il faut que :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III (article 3.5 [2]) avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30 m en zones III (article 4.1.2 [2])

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon (l'article 4.1.2 [2]) (régularité en plan et en élévation)

Conclusion :

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99/2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente

VII.4/Méthode d'analyse modale spectrale :

VII.4.1/Principe de la méthode :

Principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant présentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces inerties

VII.4.2/Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions de rigidités et de masse de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravités des planchers avec trois (03) DDL (02 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

VII.4.3/Nombre des modes considérer (RPA99/2003) :

D'après le RPA99/2003 (article 4.3.4 [2]) : pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

VII.4.4/Spectre de réponse de calcul :

L'évaluation du risque sismique à prendre en compte pour une construction à risque spécial, (installation classique, installation nucléaire, ...) conduit à choisir des séismes caractéristiques de chaque site ; dits séismes de référence, qui permettent d'exprimer ce risque. Pour le besoin du calcul dynamique, ces séismes sont le plus souvent représentés sous forme de spectre de réponse spécifique du site ou, plus rarement, sous forme d'une fonction temporelle de l'accélération, de la vitesse ou du déplacement. L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} \left\{ \begin{array}{ll} 1.25 A \left[1 + \frac{T}{T_1} (2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1) \right] & 0 < T < T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} - 1 \right) & T_1 < T < T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T^2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 < T < 0.3 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T^2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{T^2}{3} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T < 0.3 \end{array} \right.$$

• **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1 [2]) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

• **η**: Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad (6.2)$$

• **ξ(%)** est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages est donnée par (le tableau 4.2 du RPA99 art 4.2.[2])

• **R** : coefficient de comportement global de la structure (Tableau 4.3 [2])

• **T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tableau 4.7[2])

• **Q** : Facteur de qualité (Tableau 4.4 [2])

V.4.1.1/Combinaisons :

Tableau V.1 : les combinaisons utilisées sur le logiciel ROBOT Structural 2014

| Combinaison | Nom | Type d'analyse | Type de la | Nature du cas | Définition |
|--------------|----------------|-----------------|------------|---------------|--------------------|
| 6 (C) | ELU | raison linéaire | EFF | | 1*1.35+2*1.50 |
| 7 (C) | ELS | raison linéaire | DEP | | (1+2)*1.00 |
| 8 (C) (CQC) | G+Q+Ex | raison linéaire | ACC | sismique | (1+2+4)*1.00 |
| 9 (C) (CQC) | G+Q-Ex | raison linéaire | ACC | sismique | (1+2)*1.00+4*-1.00 |
| 10 (C) (CQC) | G+Q+Ey | raison linéaire | ACC | sismique | (1+2+5)*1.00 |
| 11 (C) (CQC) | G+Q-Ey | raison linéaire | ACC | sismique | (1+2)*1.00+5*-1.00 |
| 12 (C) (CQC) | G+Q+1.2Ex | raison linéaire | ACC | sismique | (1+2)*1.00+4*1.20 |
| 13 (C) (CQC) | G+Q-1.2Ex | raison linéaire | ACC | sismique | (1+2)*1.00+4*-1.20 |
| 14 (C) (CQC) | G+Q+1.2Ey | raison linéaire | ACC | sismique | (1+2)*1.00+5*1.20 |
| 15 (C) (CQC) | G+Q-1.2Ey | raison linéaire | ACC | sismique | (1+2)*1.00+5*-1.20 |
| 16 (C) (CQC) | 0.8G+Ex | raison linéaire | ACC | sismique | 1*0.80+4*1.00 |
| 17 (C) (CQC) | 0.8G-Ex | raison linéaire | ACC | sismique | 1*0.80+4*-1.00 |
| 18 (C) (CQC) | 0.8G+Ey | raison linéaire | ACC | sismique | 1*0.80+5*1.00 |
| 19 (C) (CQC) | 0.8G-Ey | raison linéaire | ACC | sismique | 1*0.80+5*-1.00 |
| 20 (C) | n vérification | raison linéaire | ACC | sismique | 1*1.00+2*0.20 |

V.4.4.2/Coefficient de comportement :

Le coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le – tableau 4.3 RPA99/version2003). Et (Art. 8-4-2 RPA99 version2003)

$$R=4$$

V.4.4.3/Facteur de correction d'amortissement :

Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

Valeurs de (ξ%)

Tableau V.2 : valeurs de l'amortissement

| Remplissage | Portiques | | Voiles et murs |
|-------------|------------|-------|---------------------------|
| | Béton arme | Acier | Béton armé/ maçonnerie |
| Leger | 6 | 4 | 10 |
| dense | 7 | 5 | |

Dans notre cas on prend la valeur de $\xi = 5$ puisque on utilise l'acier dense

$$\eta = \sqrt{7/(2+5)} = 1$$

V.4.4.4/Facteur d'amplitude dynamique :

Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T)

- **Facteur de qualité :**

Le facteur de qualité de la structure est donné en fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui le constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} Pq$$

| Critère q » | P _q | |
|---|----------------|-----------|
| | Observé | N/observé |
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | 0 | 0,05 |
| 2. Redondance en plan | 0 | 0,05 |
| 3. Régularité en plan | 0 | 0,05 |
| 4. Régularité en élévation | 0 | 0,05 |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | 0 | 0,05 |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | 0 | 0,10 |

Tableau V.3 : valeurs des pénalités P_q du RPA 99 V2003

| Critère Q | Valeur de P _q | |
|---|--------------------------|----------|
| | Observation | Pénalité |
| Condition minimal sur les fils de contreventement | Non | 0.05 |
| Redondance en plan | Non | 0.05 |
| Régularité en plan | Oui | 0 |
| Régularité en élévation | Oui | 0 |
| Contrôle de la qualité des matériaux | Oui | 0 |
| Contrôle de la qualité d'exécution | Oui | 0 |
| $\sum_1^6 Pq = 0.1$ | | |

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq = 1 + 0.1 = 1.1$$

V.5/Analyse modale :

Analyse modale spectre désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse. Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- ✓ Zone sismique : IIa
- ✓ Groupe d'usage : 1B
- ✓ Site meuble : (S3)
- ✓ Pourcentage d'amortissement : $\xi = 5\%$
- ✓ Coefficient de comportement : $R = 4$
- ✓ Facteur de qualité : 1.1

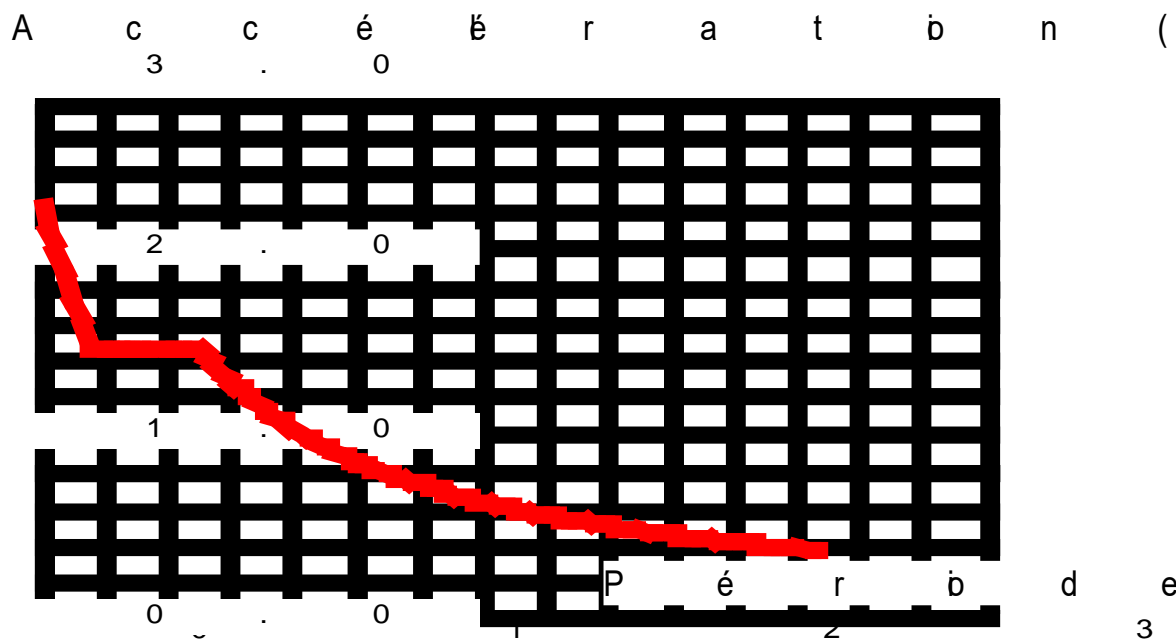


Figure V.1 : Spectre de réponse suivant X depuis Robot

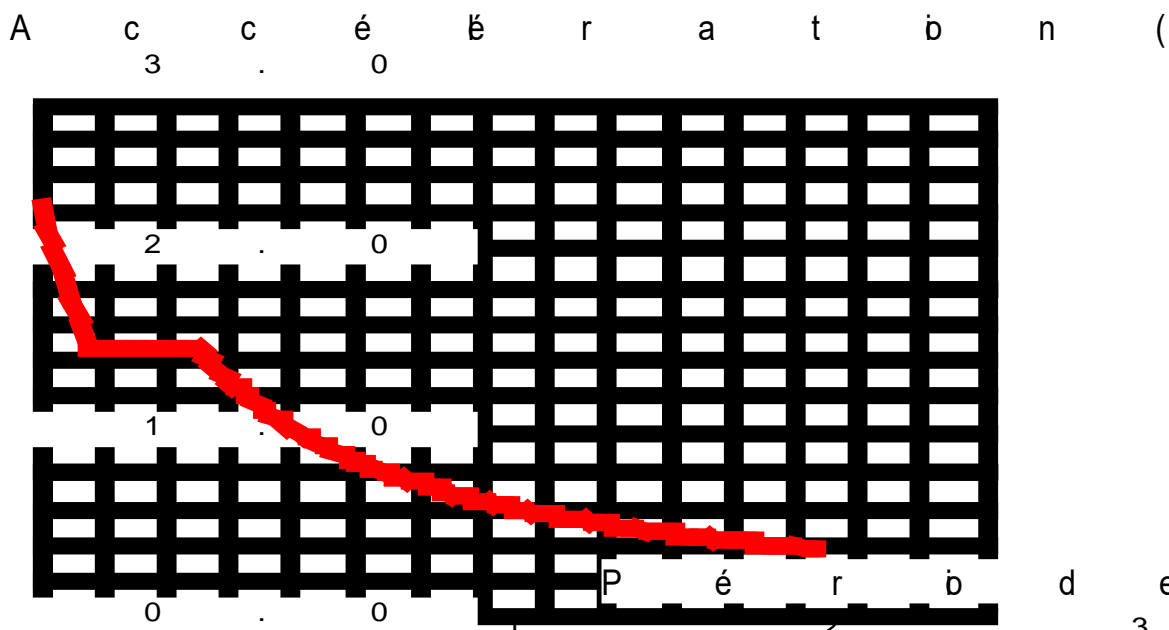


Figure V.2 : Spectre de réponse suivant Y depuis Robot

V.5.1/Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V est appliqué à la base de la structure doit être calculée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w \dots\dots\dots (4.1 [2])$$

D’après l’article du RPA99/2003 (4.3.6[2]), la résultante des forces sismiques à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminés par la méthode spectrale V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Soit **Vt > 0,8 V**

V.5.1.2/Les données de l’ouvrage :

Le coefficient d’accélération est donné par le tableau (4.1 [2]) en fonction de la zone sismique et le groupe du bâtiment.

Dans notre cas :

- Groupe d'usage de bâtiment : groupe 1B.
- Zone sismique : zone IIa

A = 0.20

V.5.1.3/Facteur d’amplitude dynamique :

Facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 0.3 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3 \end{cases}$$

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Notre site étant meuble (**S3**), les périodes T1, T2 seront d'après le tableau 4-7 du RPA égales à :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 : 0.15 \\ T_2 : 0.50 \end{array} \right.$$

Tableau V.4 : Valeurs de T1 et T2

| 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 |

⇒ Estimation de la période fondamentale de la structure :

1- La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2- On a T=1.04 s (T analytique donné par logiciel Robot)

3- D'après le RPA 2003 pour l'estimation de la période fondamentale de la structure postule que :

4- « les valeurs de T calculées à partir des formules de Ray leigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser elle estimées à partir des formules empirique appropriées de plus de 30% »

5- pour mieux interpréter cet article (l'article 4.2.4 RPA) à proposer à ce que le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base soit limité comme suit :

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \dots \dots \dots \text{(Article 4.6 RPA2003)}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 RPA 2003

Tableau V.5 : Valeurs du coefficient C_T

| Cas n° | Système de contreventement | C_T |
|--------|---|-------|
| 1 | Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie | 0,075 |
| 2 | Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie | 0,085 |
| 3 | Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie | 0,050 |
| 4 | Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie | 0,050 |

$$C_T = 0.05$$

1. Pour la première formule :

$$- T = C_T h_N^{3/4} \text{ article 4.6 RPA 2003}$$

$$- T = 0.05 \times 18^{3/4}$$

$$T = 0.43$$

2. Pour la deuxième formule :

$$T = \frac{0.09 \times h}{\sqrt{D}}$$

☞ Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

1) sens longitudinal :

$$- T = \frac{0.09 \times h}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 \times 18}{\sqrt{12}} = 0.46$$

- P_X empirique = min (0.44 ; 0.46) = 0.44 la période de **RPA** suivant **X**

2) sens transversal :

$$- T = \frac{0.09 \times h}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 \times 18}{\sqrt{18}} = 0.38$$

- P_Y empirique = min (0.44 ; 0.38) = 0.30 la période de **RPA** suivant **Y**

☞ Alors pour le choix de formule de calcul de D on va utiliser direct les périodes de RPA calculer sans majoration :

☞ **Donc On a :**

- **Suivant X :** $T_2=0.50 > T_x \text{ emp} = 0.44$ Donc On est dans le 1er Cas ----→ $D=2,5\eta=2.5$
- **Suivant Y :** $T_2=0.50 > T_y \text{ emp} = 0.30$ Donc On est dans le 1er Cas-----→ $D=2,5\eta=2.5$

Tableau V.6 : Valeurs des modes propres depuis Robot Structural 2014

| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masses Cumulées UZ [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Masse Modale UZ [%] | Tot.mas UX [kg] | Tot.mas UY [kg] | Tot.mas UZ [kg] |
|----------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 3/ 1 | 0,96 | 1,04 | 85,23 | 0,03 | 0,01 | 85,23 | 0,03 | 0,01 | 1619877,67 | 1619877,67 | 1619877,67 |
| 3/ 2 | 1,12 | 0,89 | 85,27 | 76,99 | 0,01 | 0,04 | 76,96 | 0,00 | 1619877,67 | 1619877,67 | 1619877,67 |
| 3/ 3 | 1,66 | 0,60 | 85,30 | 77,04 | 0,01 | 0,03 | 0,06 | 0,00 | 1619877,67 | 1619877,67 | 1619877,67 |
| 3/ 4 | 3,01 | 0,33 | 94,95 | 77,04 | 0,03 | 9,65 | 0,00 | 0,02 | 1619877,67 | 1619877,67 | 1619877,67 |
| 3/ 5 | 3,87 | 0,26 | 94,95 | 92,73 | 0,03 | 0,00 | 15,68 | 0,00 | 1619877,67 | 1619877,67 | 1619877,67 |
| 3/ 6 | 5,02 | 0,20 | 94,95 | 95,61 | 0,26 | 0,00 | 2,88 | 0,23 | 1619877,67 | 1619877,67 | 1619877,67 |
| 3/ 7 | 5,39 | 0,19 | 98,04 | 95,61 | 0,28 | 3,09 | 0,00 | 0,02 | 1619877,67 | 1619877,67 | 1619877,67 |
| 3/ 8 | 5,83 | 0,17 | 98,04 | 95,61 | 6,99 | 0,00 | 0,00 | 6,70 | 1619877,67 | 1619877,67 | 1619877,67 |
| 3/ 9 | 5,88 | 0,17 | 98,04 | 95,64 | 51,20 | 0,00 | 0,03 | 44,21 | 1619877,67 | 1619877,67 | 1619877,67 |
| 3/ 10 | 6,76 | 0,15 | 98,04 | 95,64 | 63,59 | 0,00 | 0,00 | 12,39 | 1619877,67 | 1619877,67 | 1619877,67 |

☞ Avec :

| Période | Condition sur T | Période choisi |
|---------|--|---|
| T_x | $1.3 T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$ | $T_x = 1.3 T_{\text{empirique}} = 0.57$ |
| T_y | $1.3 T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$ | $T_y = 1.3 T_{\text{empirique}} = 0.39$ |

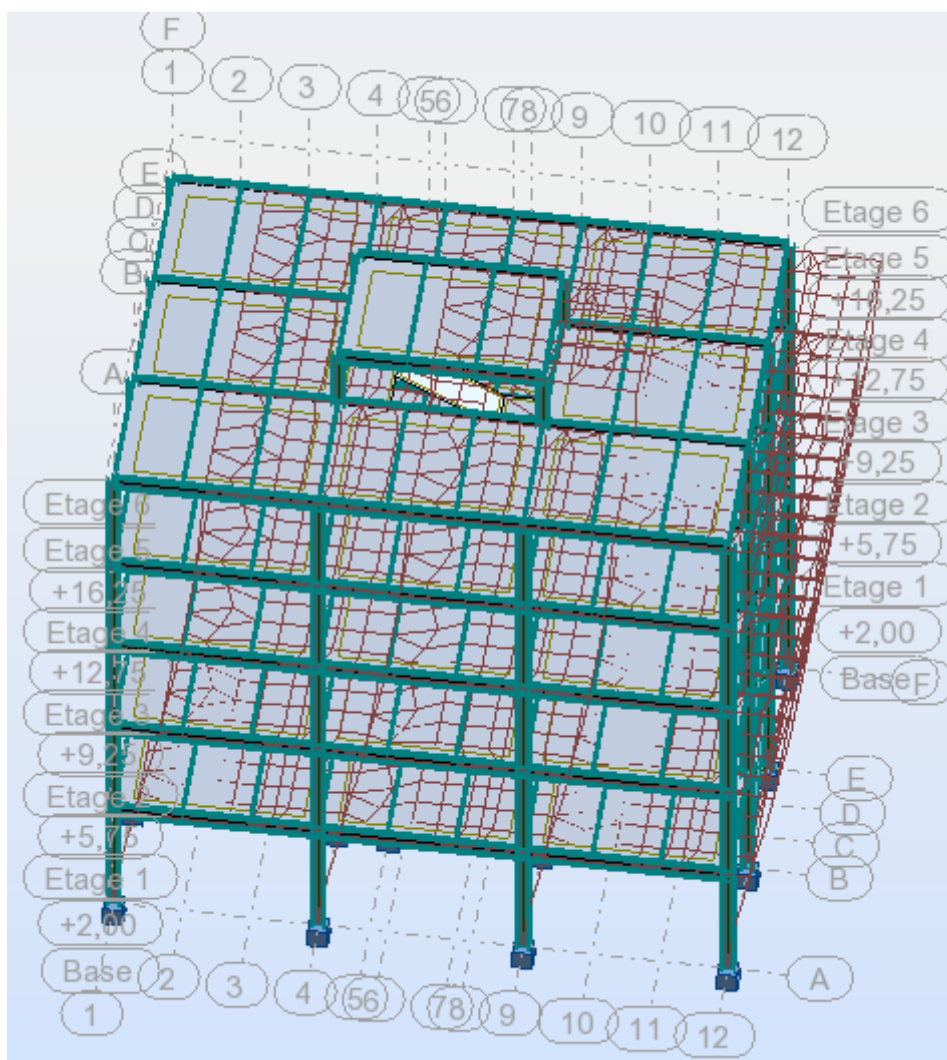
| Condition sur T | Période choisi |
|---|--------------------------------|
| $T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$ | $T = T_{\text{empirique}}$ |
| $T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$ | $T = T_{\text{analytique}}$ |
| $1.3 T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$ | $T = 1.3 T_{\text{empirique}}$ |

Tableau V.7 : Vérification des valeurs des modes propres

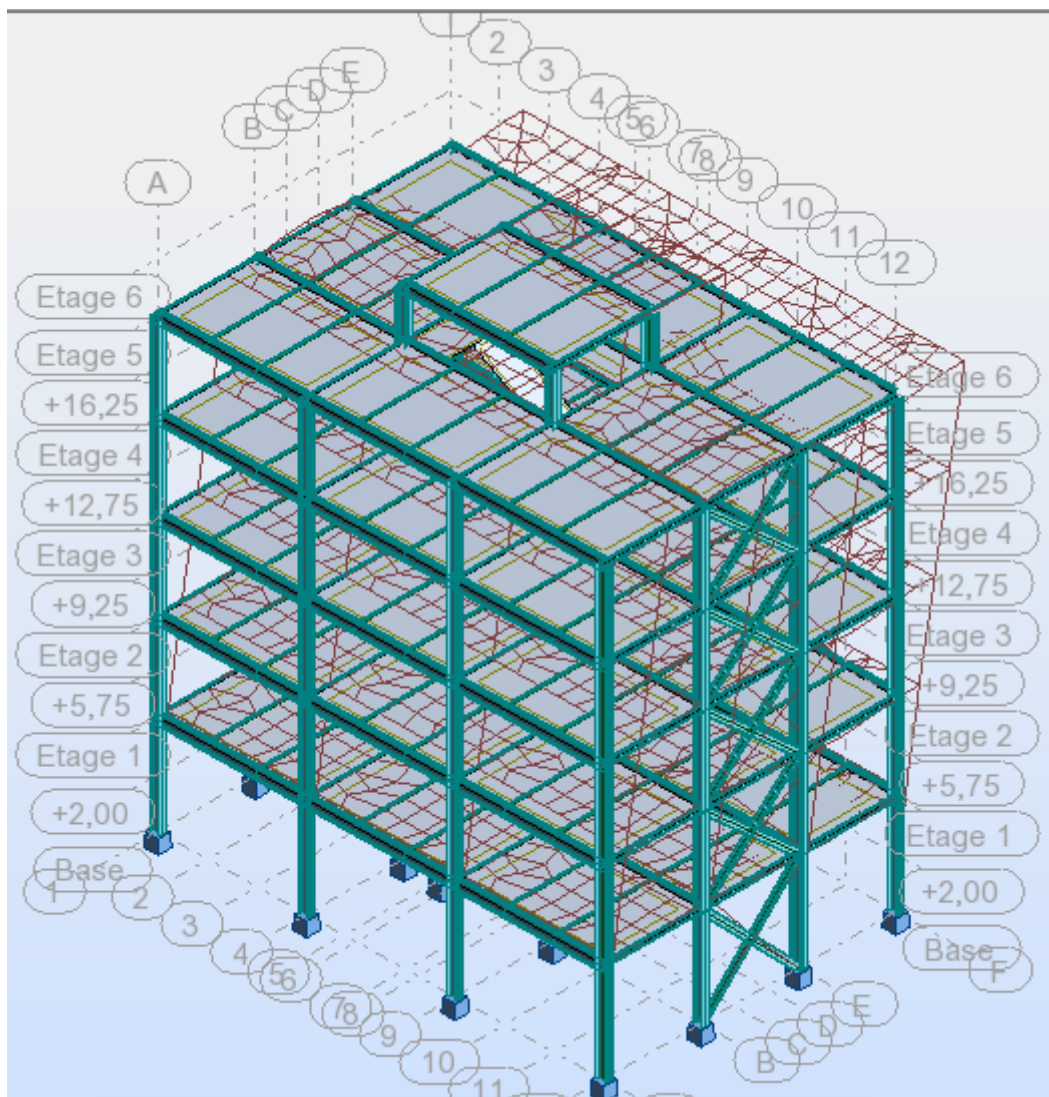
| | T Modèle Robot (sec) | | $1.3 \times T$ de RPA (sec) |
|----------|-------------------------|---|--------------------------------|
| X | 0.89 | > | 0.57 |
| Y | 1.04 | > | 0.39 |

Conclusion :

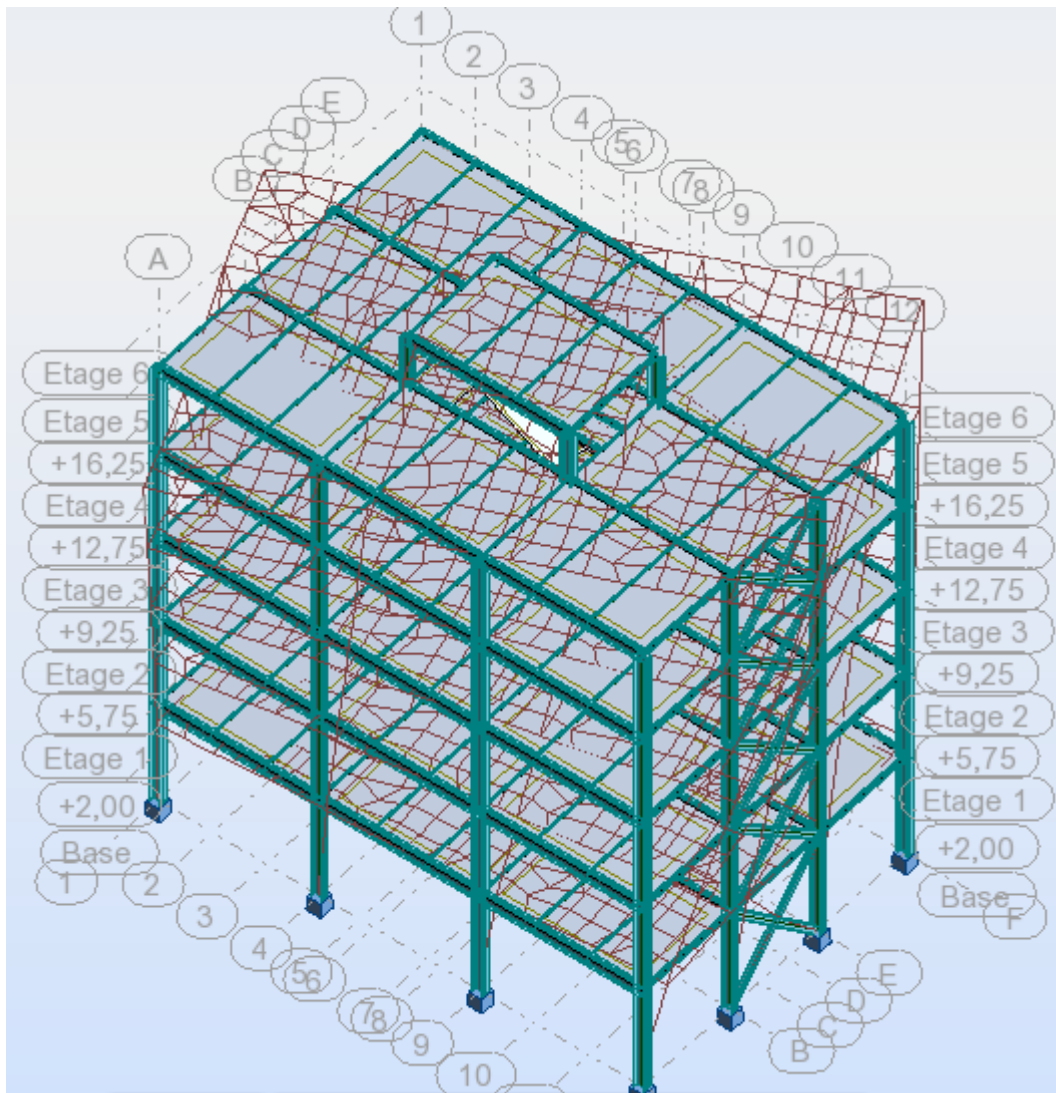
- La période n'est pas vérifiée selon RPA
- La structure est souple
- Les sommes cumulées U_x et U_y sont supérieures à 90 %



Mode 1 Translation Y-Y



Mode 2 Translation X-X



Mode 3 rotation Z-Z torsion

Figure V.3 : Les trois premiers modes de vibration

V.5.2/ Vérification de l'effort tranchant à la base :

V.5.2.1/ calcul du poids de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = WGi + \beta WQi$$

- WGi : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.
- WQi : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 de l'RPA 99 V 2003. Pour notre cas on a : $\beta = 0,20$ (Bâtiment administratif). On l'introduit sur le logiciel de Robot Structural dans les deux cas suivant :

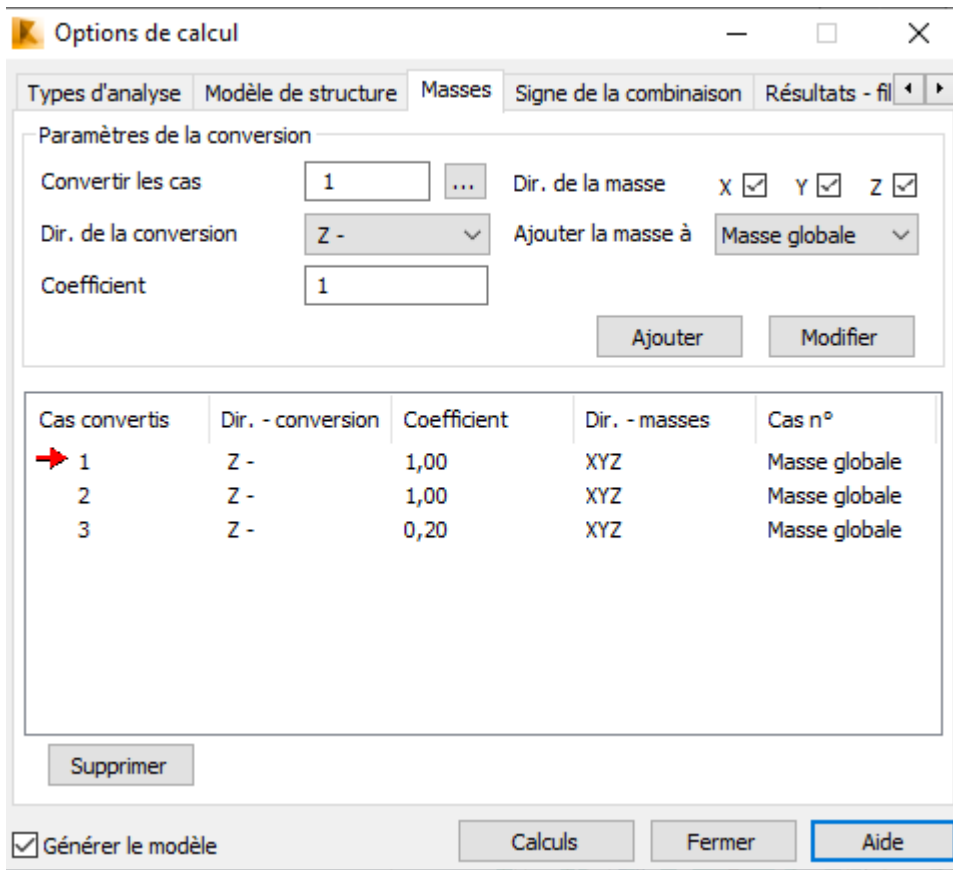


Figure V.4 : introduction de coefficient de pondération sur robot

Tableau V.8 : le poids propre des éléments depuis Robot

| Type | Nombre | Longueur [m] | Poids unitaire [kG/m] | Poids pièce [kG] | Poids total [kG] | Surf. peinture [m2] |
|------------------|--------|--------------|-----------------------|------------------|------------------|---------------------|
| S 235 | | | | | | |
| HEA 400 | 4 | 2,00 | 124,84 | 249,69 | 999 | 15,30 |
| HEA 400 | 64 | 3,50 | 124,84 | 436,96 | 27965 | 428,29 |
| HEA 400 | 16 | 4,00 | 124,84 | 499,38 | 7990 | 122,37 |
| IPE 200 | 10 | 1,40 | 22,36 | 31,31 | 313 | 10,75 |
| IPE 200 | 144 | 4,00 | 22,36 | 89,46 | 12882 | 442,37 |
| IPE 200 | 5 | 6,00 | 22,36 | 134,19 | 671 | 23,04 |
| IPE 450 | 62 | 6,00 | 77,60 | 465,61 | 28868 | 597,06 |
| IPN 450 | 5 | 4,00 | 115,36 | 461,43 | 2307 | 29,60 |
| UPN 300 | 16 | 5,32 | 46,17 | 245,65 | 3930 | 80,69 |
| UPN 300 | 4 | 5,66 | 46,17 | 261,35 | 1045 | 21,46 |
| Total par | | | | | | |
| HEA 400 | 84 | 296,00 | 124,84 | 36953,93 | 36954 | 565,95 |
| IPE 200 | 159 | 620,00 | 22,36 | 13866,22 | 13866 | 476,16 |
| IPE 450 | 62 | 372,00 | 77,60 | 28867,84 | 28868 | 597,06 |
| IPN 450 | 5 | 20,00 | 115,36 | 2307,16 | 2307 | 29,60 |
| UPN 300 | 20 | 107,76 | 46,17 | 4975,78 | 4976 | 102,16 |
| Totaux | | | | | 86971 | 1770,93 |

W = 869.71 Kn

Tableau V.9 : Tableaux des charges d'exploitation

| Noeud/Cas/Mode | FX [kN] | FY [kN] | FZ [kN] | MX [kNm] | MY [kNm] | MZ [kNm] |
|------------------------|--------------|--------------|----------|-----------|-----------|----------|
| 317/ 4/ CQC | 75,30 | 1,12 | 21,53 | 1,18 | 29,03 | 1,46 |
| 317/ 5/ CQC | 3,89 | 14,44 | 2,20 | 13,91 | 0,62 | 20,49 |
| 317/ 6 (C)/ | 50,15 | 4,48 | 46,93 | 2,46 | -10,61 | -3,26 |
| 317/ 7 (C)/ | 36,50 | 3,26 | 34,23 | 1,77 | -7,75 | -2,35 |
| 317/ 8 (C) (CQC)/ | 111,80 | 4,38 | 55,76 | 2,95 | 21,28 | -0,89 |
| 317/ 9 (C) (CQC)/ | -38,80 | 2,13 | 12,70 | 0,59 | -36,78 | -3,80 |
| 317/ 10 (C) (CQC)/ | 40,40 | 17,70 | 36,43 | 15,68 | -7,13 | 18,14 |
| 317/ 11 (C) (CQC)/ | 32,61 | -11,18 | 32,02 | -12,14 | -8,37 | -22,84 |
| 317/ 12 (C) (CQC)/ | 126,86 | 4,60 | 60,06 | 3,18 | 27,08 | -0,60 |
| 317/ 13 (C) (CQC)/ | -53,86 | 1,91 | 8,39 | 0,35 | -42,58 | -4,10 |
| 317/ 14 (C) (CQC)/ | 41,17 | 20,58 | 36,87 | 18,46 | -7,01 | 22,24 |
| 317/ 15 (C) (CQC)/ | 31,83 | -14,07 | 31,58 | -14,92 | -8,49 | -26,94 |
| 317/ 16 (C) (CQC)/ | 99,83 | 3,30 | 45,06 | 2,24 | 23,62 | 0,06 |
| 317/ 17 (C) (CQC)/ | -50,78 | 1,05 | 2,00 | -0,12 | -34,44 | -2,86 |
| 317/ 18 (C) (CQC)/ | 28,42 | 16,61 | 25,74 | 14,96 | -4,79 | 19,09 |
| 317/ 19 (C) (CQC)/ | 20,63 | -12,27 | 21,33 | -12,85 | -6,03 | -21,89 |
| 317/ 20 (C)/ | 31,83 | 2,82 | 30,38 | 1,41 | -6,96 | -1,87 |
| | | | | | | |
| Cas | 1 - G | | | | | |
| Mode | | | | | | |
| Somme totale | -0,00 | 0,00 | 8993,63 | -9,00 | -121,38 | 0,50 |
| Somme réactions | -0,00 | 0,00 | 8993,63 | 53838,11 | -81042,17 | 0,01 |
| Somme efforts | 0,0 | 0,0 | -8993,63 | -53838,11 | 81042,17 | 0,0 |
| Vérification | -0,00 | 0,00 | -0,00 | -0,00 | 0,00 | 0,01 |
| Précision | 3,44290e-006 | 1,20021e-014 | | | | |
| | | | | | | |
| Cas | 2 - Q | | | | | |
| Mode | | | | | | |
| Somme totale | -0,00 | 0,00 | 2794,77 | -3,31 | -20,82 | 0,24 |
| Somme réactions | -0,00 | 0,00 | 2794,77 | 16744,29 | -25166,10 | 0,00 |
| Somme efforts | 0,0 | 0,0 | -2794,77 | -16744,29 | 25166,10 | 0,0 |
| Vérification | -0,00 | 0,00 | -0,00 | -0,00 | 0,00 | 0,00 |
| Précision | 4,83232e-006 | 1,04647e-014 | | | | |

Q = 2794.77 Kn

Tableau V.10 : Le poids propre de la structure

| Noeud/Cas/Mode | FX [kN] | FY [kN] | FZ [kN] | MX [kNm] | MY [kNm] | MZ [kNm] |
|-----------------|--------------------------------------|---------------|----------|-----------|-----------|-----------|
| Précision | 1,10863e-003 | 1,23816e-005 | | | | |
| Cas | 17 - 0.8G-Ex | | | | | |
| Mode | | | | | | |
| Somme totale | -1456,69 | -139,39 | 4779,70 | -50,62 | -3503,49 | -12,75 |
| Somme réactions | -1455,74 | -35,43 | 7176,56 | 42595,84 | -83749,33 | -9032,40 |
| Somme efforts | -1455,74 | -35,43 | -7213,27 | -43545,18 | 45918,32 | -9032,49 |
| Vérification | -2911,48 | -70,85 | -36,70 | -949,34 | -37831,01 | -18064,89 |
| Précision | -1,10312e-003 | -1,23816e-005 | | | | |
| Cas | 18 - 0.8G+Ey | | | | | |
| Mode | | | | | | |
| Somme totale | 403,15 | 1530,27 | 16070,06 | 380,13 | -4,77 | 40,05 |
| Somme réactions | 35,42 | 1500,69 | 7228,13 | 63089,42 | -64263,11 | 13184,12 |
| Somme efforts | 35,43 | 1500,69 | -7161,64 | -23049,47 | 65406,91 | 13184,27 |
| Vérification | 70,85 | 3001,38 | 66,49 | 40039,95 | 1143,80 | 26368,39 |
| Précision | 1,10863e-003 | 1,23816e-005 | | | | |
| Cas | 19 - 0.8G-Ey | | | | | |
| Mode | | | | | | |
| Somme totale | -403,15 | -1530,27 | -1680,25 | -394,53 | -189,44 | -39,25 |
| Somme réactions | -35,42 | -1500,69 | 7161,67 | 23051,55 | -65404,37 | -13184,10 |
| Somme efforts | -35,43 | -1500,69 | -7228,17 | -63091,50 | 64260,57 | -13184,27 |
| Vérification | -70,85 | -3001,38 | -66,49 | -40039,96 | -1143,80 | -26368,37 |
| Précision | -1,10312e-003 | -1,23816e-005 | | | | |
| Cas | 20 - combinaison vérification | | | | | |
| Mode | | | | | | |
| Somme totale | -0,00 | 0,00 | 9552,58 | -9,66 | -125,54 | 0,55 |
| Somme réactions | -0,00 | 0,00 | 9552,58 | 57186,96 | -86075,39 | 0,01 |
| Somme efforts | 0,0 | 0,0 | -9552,58 | -57186,96 | 86075,39 | 0,0 |
| Vérification | -0,00 | 0,00 | -0,00 | -0,00 | 0,00 | 0,01 |
| Précision | 4,40936e-006 | 1,40951e-014 | | | | |

$$W = | -9552.58 | = 9552.58 \text{ Kn}$$

Tableau V.11 : La résultante des forces sismiques à la base Vt

| Noeud/Cas/Mode | FX [kN] | FY [kN] | FZ [kN] | MX [kNm] | MY [kNm] | MZ [kNm] |
|--------------------|---------------|--------------|----------|-----------|-----------|----------|
| 317/ 12 (C) (CQC)/ | 126,86 | 4,60 | 60,06 | 3,18 | 27,08 | -0,60 |
| 317/ 13 (C) (CQC)/ | -53,86 | 1,91 | 8,39 | 0,35 | -42,58 | -4,10 |
| 317/ 14 (C) (CQC)/ | 41,17 | 20,58 | 36,87 | 18,46 | -7,01 | 22,24 |
| 317/ 15 (C) (CQC)/ | 31,83 | -14,07 | 31,58 | -14,92 | -8,49 | -26,94 |
| 317/ 16 (C) (CQC)/ | 99,83 | 3,30 | 45,06 | 2,24 | 23,62 | 0,06 |
| 317/ 17 (C) (CQC)/ | -50,78 | 1,05 | 2,00 | -0,12 | -34,44 | -2,86 |
| 317/ 18 (C) (CQC)/ | 28,42 | 16,61 | 25,74 | 14,96 | -4,79 | 19,09 |
| 317/ 19 (C) (CQC)/ | 20,63 | -12,27 | 21,33 | -12,85 | -6,03 | -21,89 |
| 317/ 20 (C)/ | 31,83 | 2,82 | 30,38 | 1,41 | -6,96 | -1,87 |
| Cas | 1 - G | | | | | |
| Mode | | | | | | |
| Somme totale | -0,00 | 0,00 | 8993,63 | -9,00 | -121,38 | 0,50 |
| Somme réactions | -0,00 | 0,00 | 8993,63 | 53838,11 | -81042,17 | 0,01 |
| Somme efforts | 0,0 | 0,0 | -8993,63 | -53838,11 | 81042,17 | 0,0 |
| Vérification | -0,00 | 0,00 | -0,00 | -0,00 | 0,00 | 0,01 |
| Précision | 3,44290e-006 | 1,20021e-014 | | | | |
| Cas | 2 - Q | | | | | |
| Mode | | | | | | |
| Somme totale | -0,00 | 0,00 | 2794,77 | -3,31 | -20,82 | 0,24 |
| Somme réactions | -0,00 | 0,00 | 2794,77 | 16744,29 | -25166,10 | 0,00 |
| Somme efforts | 0,0 | 0,0 | -2794,77 | -16744,29 | 25166,10 | 0,0 |
| Vérification | -0,00 | 0,00 | -0,00 | -0,00 | 0,00 | 0,00 |
| Précision | 4,83232e-006 | 1,04647e-014 | | | | |
| Cas | 4 - Ex | | | | | |
| Mode CQC | | | | | | |
| Somme totale | 1456,69 | 139,39 | 2415,20 | 43,42 | 3406,38 | 13,15 |
| Somme réactions | 1455,74 | 35,43 | 18,34 | 474,65 | 18915,59 | 9032,41 |
| Somme efforts | 1455,74 | 35,43 | 18,37 | 474,69 | 18915,41 | 9032,49 |
| Vérification | 2911,48 | 70,85 | 36,70 | 949,34 | 37831,01 | 18064,90 |
| Précision | 1,10587e-003 | 1,23816e-005 | | | | |

| Noeud/Cas/Mode | FX [kN] | FY [kN] | FZ [kN] | MX [kNm] | MY [kNm] | MZ [kNm] |
|-----------------|--------------|--------------|----------|-----------|-----------|----------|
| 317/ 20 (C)/ | 31,83 | 2,82 | 30,38 | 1,41 | -6,96 | -1,87 |
| Cas | 1 - G | | | | | |
| Mode | | | | | | |
| Somme totale | -0,00 | 0,00 | 8993,63 | -9,00 | -121,38 | 0,50 |
| Somme réactions | -0,00 | 0,00 | 8993,63 | 53838,11 | -81042,17 | 0,01 |
| Somme efforts | 0,0 | 0,0 | -8993,63 | -53838,11 | 81042,17 | 0,0 |
| Vérification | -0,00 | 0,00 | -0,00 | -0,00 | 0,00 | 0,01 |
| Précision | 3,44290e-006 | 1,20021e-014 | | | | |
| Cas | 2 - Q | | | | | |
| Mode | | | | | | |
| Somme totale | -0,00 | 0,00 | 2794,77 | -3,31 | -20,82 | 0,24 |
| Somme réactions | -0,00 | 0,00 | 2794,77 | 16744,29 | -25166,10 | 0,00 |
| Somme efforts | 0,0 | 0,0 | -2794,77 | -16744,29 | 25166,10 | 0,0 |
| Vérification | -0,00 | 0,00 | -0,00 | -0,00 | 0,00 | 0,00 |
| Précision | 4,83232e-006 | 1,04647e-014 | | | | |
| Cas | 4 - Ex | | | | | |
| Mode CQC | | | | | | |
| Somme totale | 1456,69 | 139,39 | 2415,20 | 43,42 | 3406,38 | 13,15 |
| Somme réactions | 1455,74 | 35,43 | 18,34 | 474,65 | 18915,59 | 9032,41 |
| Somme efforts | 1455,74 | 35,43 | 18,37 | 474,69 | 18915,41 | 9032,49 |
| Vérification | 2911,48 | 70,85 | 36,70 | 949,34 | 37831,01 | 18064,90 |
| Précision | 1,10587e-003 | 1,23816e-005 | | | | |
| Cas | 5 - Ey | | | | | |
| Mode CQC | | | | | | |
| Somme totale | 403,15 | 1530,27 | 8875,16 | 387,33 | 92,33 | 39,65 |
| Somme réactions | 35,42 | 1500,69 | 33,23 | 20018,94 | 570,63 | 13184,11 |
| Somme efforts | 35,43 | 1500,69 | 33,26 | 20021,02 | 573,17 | 13184,27 |
| Vérification | 70,85 | 3001,38 | 66,49 | 40039,96 | 1143,80 | 26368,38 |
| Précision | 1,10587e-003 | 1,23816e-005 | | | | |

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} w \quad V_x = \frac{0.20 \times 2.5 \times 1.1}{4} \times 9552.58 = 1313.47975 \text{ KN}$$

80% V_x = 1050.7838 KN

$$V_y = \frac{0.20 \times 2.5 \times 1.1}{4} \times 9552.58 = 1313.47975 \text{ KN}$$

80% V_y = 1050.7838KN

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 modale spectrale V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Tableau V.12 : Comparaison de Vt et 80% V :

| Spectre | Vt (KN) | Vérification | 80% V (KN) |
|-----------|----------------|--------------|------------------|
| Ex | 1455.74 | > | 1050.7838 |
| Ey | 1500.69 | > | 1050.7838 |

☞ Les résultats sont vérifiés

V.6/ Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta K = R \times \delta e K$$

- **$\delta e K$** : déplacement dû aux forces sismiques
- **R** : coefficient de comportement

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 l'étage qui lui est inférieur doivent Satisfaire à (article 5.10), c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. C'est-à-dire que ces déplacements sont limités à la valeur **H** étage/100. Le calcul des déplacements correspond aux charges sismiques Ex et Ey

Tableau V.13 : les déplacements des étages et inter étages selon Ex

| Cas/Étage | UX [cm] | UY [cm] | dr UX [cm] | dr UY [cm] | d UX | d UY | Max UX [cm] | Max UY [cm] | Min UX [cm] | Min UY [cm] |
|-----------|---------|---------|------------|------------|------|-------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 4/ 1 | 3,4 | 0,1 | 3,4 | 0,1 | 0,01 | 0,00 | 3,5 | 0,2 | 0,0 | 0,0 |
| 4/ 2 | 7,2 | 0,1 | 3,8 | 0,1 | 0,01 | 0,00 | 7,3 | 0,3 | 3,4 | 0,0 |
| 4/ 3 | 10,5 | 0,2 | 3,3 | 0,1 | 0,01 | 0,00 | 10,6 | 0,4 | 7,1 | 0,1 |
| 4/ 4 | 12,9 | 0,3 | 2,4 | 0,1 | 0,01 | 0,00 | 13,1 | 0,6 | 10,3 | 0,2 |
| 4/ 5 | 14,4 | 0,4 | 1,5 | 0,1 | 0,00 | 0,00 | 14,6 | 0,8 | 12,7 | 0,3 |
| 4/ 6 | 14,8 | 0,4 | 0,4 | -0,0 | 0,00 | -0,00 | 14,8 | 0,5 | 14,3 | 0,4 |

Tableau V.14 : les déplacements des étages et inter étages selon Ey

| Cas/Etage | UX [cm] | UY [cm] | dr UX [cm] | dr UY [cm] | d UX | d UY | Max UX [cm] | Max UY [cm] | Min UX [cm] | Min UY [cm] |
|-----------|---------|---------|------------|------------|-------|------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 5/ 1 | 0,1 | 1,8 | 0,1 | 1,8 | 0,00 | 0,00 | 0,1 | 1,9 | 0,0 | 0,0 |
| 5/ 2 | 0,2 | 4,2 | 0,1 | 2,4 | 0,00 | 0,01 | 0,3 | 4,4 | 0,1 | 1,8 |
| 5/ 3 | 0,3 | 7,0 | 0,1 | 2,7 | 0,00 | 0,01 | 0,4 | 7,2 | 0,2 | 4,1 |
| 5/ 4 | 0,3 | 9,8 | 0,1 | 2,8 | 0,00 | 0,01 | 0,5 | 10,1 | 0,2 | 6,7 |
| 5/ 5 | 0,4 | 12,4 | 0,1 | 2,6 | 0,00 | 0,01 | 0,7 | 12,8 | 0,3 | 9,4 |
| 5/ 6 | 0,3 | 13,8 | -0,0 | 1,5 | -0,00 | 0,01 | 0,5 | 14,0 | 0,3 | 12,2 |

Tableau V.15 : Vérification des déplacements selon la direction (X-X)

| Niveau | δk (m) | Δk (m) | 1%H étage | Observation |
|----------|----------------|----------------|--------------|----------------|
| Terrasse | 0.148 | 0.004 | 0.020 | Vérifié |
| Étage 4 | 0.144 | 0.015 | 0.035 | Vérifié |
| Etage3 | 0.129 | 0.024 | 0.035 | Vérifié |
| Etage2 | 0.105 | 0.033 | 0.035 | Vérifié |
| Étage 1 | 0.072 | 0.033 | 0.035 | Vérifié |
| RDC | 0.034 | 0.034 | 0.040 | Vérifié |

Tableau V.16 : Vérification des déplacements selon la direction (Y-Y)

| Niveau | δk (m) | Δk (m) | 1%H étage | observation |
|----------|----------------|----------------|--------------|----------------|
| Terrasse | 0.138 | 0.014 | 0.020 | Vérifié |
| Étage 4 | 0.124 | 0.026 | 0.035 | Vérifié |
| Étage 3 | 0.098 | 0.028 | 0.035 | Vérifié |
| Étage 2 | 0.070 | 0.028 | 0.035 | Vérifié |
| Étage 1 | 0.042 | 0.024 | 0.035 | Vérifié |
| RDC | 0.018 | 0.018 | 0.040 | Vérifié |

V.7 / Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \cdot \Delta k}{Vk \cdot hk} \leq 0.10$$

- ✓ **Pk** : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au -dessus du niveau « k ».

$$Pk = \Sigma(WGi + \beta Wqi)$$

- ✓ **Vk** : Effort tranchant d'étage au niveau "k" : $Vk = \Sigma Fi$
- ✓ **Δk**: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- ✓ **hk**: Hauteur de l'étage « k »

Tableau V.17 : Vérification dans le sens X de l'effet P-Δ

| Niveau | Pk | Δk (m) | Vk | hk | θ | Etat |
|----------|-----------|--------|---------|-----|-------|---------|
| Terrasse | 355.2736 | 0.004 | 55.78 | 2 | 0.012 | vérifié |
| Étage 4 | 3209.2056 | 0.015 | 510.35 | 3.5 | 0.026 | vérifié |
| Étage 3 | 3209.2056 | 0.024 | 863.32 | 3.5 | 0.025 | vérifié |
| Étage 2 | 3209.2056 | 0.033 | 1136.79 | 3.5 | 0.026 | vérifié |
| Étage 1 | 3209.2056 | 0.033 | 1340.20 | 3.5 | 0.022 | vérifié |
| RDC | 3096.7253 | 0.034 | 1455.74 | 4 | 0.018 | vérifié |

Tableau V.18 : Vérification dans le sens Y de l'effet P-Δ

| Niveau | Pk | Δk (m) | Vk | hk | θ | Etat |
|----------|-----------|--------|---------|-----|-------|---------|
| Terrasse | 355.2736 | 0.014 | 106.59 | 2 | 0.018 | vérifié |
| Étage 4 | 3209.2056 | 0.026 | 590.67 | 3.5 | 0.040 | vérifié |
| Étage 3 | 3209.2056 | 0.028 | 947.93 | 3.5 | 0.027 | vérifié |
| Étage 2 | 3209.2056 | 0.028 | 1190 | 3.5 | 0.021 | vérifié |
| Étage 1 | 3209.2056 | 0.024 | 1390.97 | 3.5 | 0.015 | vérifié |
| RDC | 3096.7253 | 0.018 | 1500.69 | 4 | 0.009 | vérifié |

V.8 : Vérification au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivant :

$M_s/M_r \geq 1,5$(RPA99/Version 2003, Art.4.4.1)

- **Mr** : moment de renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel (Robot)
- **Ms** : Moment stabilisant : $M_s = WL$
- **W = 9552.58 Kn**

W : poids total du bâtiment

| Sens | L | Moment stabilisant (Ms) | Moment renversant (Mr) | $M_s/M_r \geq 1.5$ | observation |
|------|---------------|-------------------------|------------------------|--------------------|-------------|
| X-X | $L_x : 8.973$ | 85715.30 | 42857.65 | 2 | vérifié |
| Y-Y | $L_y : 6.012$ | 58093.29 | 29046.64 | 2 | vérifié |

V.9 / Comparaison entre l'effort sismique et la force due au vent :

Afin de déterminer l'effort le plus défavorable qui sollicite notre ouvrage en compare entre l'effortsismique et la force du vent au niveau du plancher et au niveau de la terrasse dans les deux directions suivant X et Y.

V.9.1/ Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

La résultante des efforts sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure Selon les formules suivantes :

On a la formule (4-11) de l'article 4.2.5 de l'RPA 99 version 2003

$$F_{ix} = \frac{(V_x - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$$F_{iy} = \frac{(V_y - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

- F_i : force horizontale appliquée au niveau i
- F_t : la force concentrée au sommet de la structure
- V : la force sismique totale
- h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i
- h_j : niveau d'un plancher quelconque

$$\left\{ \begin{array}{l} siT \geq 0, 7Ft = 0, 07xTxV \\ siT \leq 0, 7Ft = 0 \end{array} \right. \quad (\text{L'article 4.2.5 de l'RPA 99 version 2003})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \curvearrowright \text{ on a } Tx = 0,44 < 0,7 \text{ donc } Ft = 0 \\ Ty = 0,30 < 0,7 \text{ donc } Ft = 0 \end{array} \right.$$

1) Suivant le sens X :
Au niveau du plancher :

$$F1x = \frac{1313,47 \times 3096,7253 \times 4}{(3096,7253 \times 4) + (3209,2056 \times 7,5) + (3209,2056 \times 11) + (3209,2056 \times 14,5) + (3209,2056 \times 18) + (355,2736 \times 20)}$$

$$= 110,034 \text{ kn}$$

$$F2x = \frac{1313,47 \times 3209,2056 \times 7,5}{(3096,7253 \times 4) + (3209,2056 \times 7,5) + (3209,2056 \times 11) + (3209,2056 \times 14,5) + (3209,2056 \times 18) + (355,2736 \times 20)}$$

$$= 213,80 \text{ kn}$$

$$F3x = \frac{1313,47 \times 3209,2056 \times 11}{(3096,7253 \times 4) + (3209,2056 \times 7,5) + (3209,2056 \times 11) + (3209,2056 \times 14,5) + (3209,2056 \times 18) + (355,2736 \times 20)}$$

$$= 313,58 \text{ kn}$$

$$F4x = \frac{1313,47 \times 3209,2056 \times 14,5}{(3096,7253 \times 4) + (3209,2056 \times 7,5) + (3209,2056 \times 11) + (3209,2056 \times 14,5) + (3209,2056 \times 18) + (355,2736 \times 20)}$$

$$= 413,36 \text{ kn}$$

$$F5x = \frac{1313,47 \times 3209,2056 \times 18}{(3096,7253 \times 4) + (3209,2056 \times 7,5) + (3209,2056 \times 11) + (3209,2056 \times 14,5) + (3209,2056 \times 18) + (355,2736 \times 20)}$$

$$= 513,14 \text{ kn}$$

Au niveau de la terrasse

F6x=

$$\frac{48.85 \times 355.2736 \times 20}{(3096.7253 \times 4) + (3209.2056 \times 7.5) + (3209.2056 \times 11) + (3209.2056 \times 14.5) + (3209.2056 \times 18) + (355.2736 \times 20)}$$

= 2.34 kn

2) Suivant le sens Y

Au niveau du plancher :

F1y=

$$\frac{1313.47 \times 3096.7253 \times 4}{(3096.7253 \times 4) + (3209.2056 \times 7.5) + (3209.2056 \times 11) + (3209.2056 \times 14.5) + (3209.2056 \times 18) + (355.2736 \times 20)}$$

= 110.034 kn

F2y=

$$\frac{1313.47 \times 3209.2056 \times 7.5}{(3096.7253 \times 4) + (3209.2056 \times 7.5) + (3209.2056 \times 11) + (3209.2056 \times 14.5) + (3209.2056 \times 18) + (355.2736 \times 20)}$$

= 213.80 kn

F3y=

$$\frac{1313.47 \times 3209.2056 \times 11}{(3096.7253 \times 4) + (3209.2056 \times 7.5) + (3209.2056 \times 11) + (3209.2056 \times 14.5) + (3209.2056 \times 18) + (355.2736 \times 20)}$$

= 313.58 kn

F4y=

$$\frac{1313.47 \times 3209.2056 \times 14.5}{(3096.7253 \times 4) + (3209.2056 \times 7.5) + (3209.2056 \times 11) + (3209.2056 \times 14.5) + (3209.2056 \times 18) + (355.2736 \times 20)}$$

= 413.36 kn

F5y=

$$\frac{1313.47 \times 3209.2056 \times 18}{(3096.7253 \times 4) + (3209.2056 \times 7.5) + (3209.2056 \times 11) + (3209.2056 \times 14.5) + (3209.2056 \times 18) + (355.2736 \times 20)}$$

= 513.14 kn

Au niveau de la terrasse

F_{6y}=

$$48.85 \times 355.2736 \times 20$$

$$(3096.7253 \times 4) + (3209.2056 \times 7.5) + (3209.2056 \times 11) + (3209.2056 \times 14.5) + (3209.2056 \times 18) + (355.2736 \times 20)$$

= 2.34 kn

| Niveau | Wi (kn) | Hi (m) | F(longitudinal) kn | F(transversale)kn |
|----------|-----------|--------|-------------------------|-------------------------|
| Terrasse | 363.0573 | 20 | 2.34 | 2.34 |
| Étage 4 | 3252.6401 | 18 | 110.034 | 110.34 |
| Étage 3 | 3252.6401 | 14.5 | 213.80 | 213.80 |
| Étage 2 | 3252.6401 | 11 | 313.58 | 313.58 |
| Étage 1 | 3252.6401 | 7.5 | 413.36 | 413.36 |
| RDC | 3140.1597 | 4 | 513.14 | 513.14 |
| | | | $\Sigma F_x = 1566.256$ | $\Sigma F_y = 1566.256$ |

V.9.2/Distribution de la force du vent :

1) Suivant le sens X :

Au niveau de plancher :

Surface d'influence :

$$S_1 = \frac{4}{2} \times 12 = 24 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \frac{3.5}{2} \times 12 = 21 \text{ m}^2$$

$$S_3 = \frac{3.5}{2} \times 12 = 21 \text{ m}^2$$

$$S_4 = \frac{3.5}{2} \times 12 = 21 \text{ m}^2$$

$$S_5 = \frac{3.5}{2} \times 12 = 21 \text{ m}^2$$

Force du vent :

$$V_{1x} = (38.68 \times 10^{-2}) \times 24 = 9.2832 \text{ kn}$$

$$V_{2x} = (38.68 \times 10^{-2}) \times 21 = 8.1228 \text{ kn}$$

$$V_{3x} = (38.68 \times 10^{-2}) \times 21 = 8.1228 \text{ kn}$$

$$V_{4x} = (38.68 \times 10^{-2}) \times 21 = 8.1228 \text{ kn}$$

$$V_{5x} = (38.68 \times 10^{-2}) \times 21 = 8.1228 \text{ kn}$$

Au niveau de la terrasse :

$$S = \frac{2}{2} \times 4 = 4 \text{ m}^2$$

$$V = (38.26 \times 10^{-2}) \times 4 = 1.5304 \text{ kn}$$

2) Suivant le sens Y :

Au niveau de plancher :

Surface d'influence :

$$S_1 = \frac{4}{2} \times 18 = 36 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \frac{3.5}{2} \times 18 = 31.5 \text{ m}^2$$

$$S_3 = \frac{3.5}{2} \times 18 = 31.5 \text{ m}^2$$

$$S_4 = \frac{3.5}{2} \times 18 = 31.5 \text{ m}^2$$

$$S_5 = \frac{3.5}{2} \times 18 = 31.5 \text{ m}^2$$

Force du vent :

$$V_{1x} = (38.68 \times 10^{-2}) \times 36 = 13.9248 \text{ kn}$$

$$V_{2x} = (38.68 \times 10^{-2}) \times 31.5 = 12.1842 \text{ kn}$$

$$V_{3x} = (38.68 \times 10^{-2}) \times 31.5 = 12.1842 \text{ kn}$$

$$V_{4x} = (38.68 \times 10^{-2}) \times 31.5 = 12.1842 \text{ kn}$$

$$V_{5x} = (38.68 \times 10^{-2}) \times 31.5 = 12.1842 \text{ kn}$$

Au niveau de la terrasse :

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

$$V = (38.68 \times 10^{-2}) \times 6 = 2.3208 \text{ kn}$$

| | V Longitudinal Kn | < | F Longitudinal Kn | V Transversal Kn | < | F Transversal Kn |
|-------------------|--|---|--|---|---|---|
| ΣVplancher | 41.7744 | < | 1566.256 | 62.6616 | < | 1566.256 |
| Terrasse | 1.5304 | < | 1566.256 | 2.3208 | < | 1566.256 |

V.10/ Conclusion :

On a constaté que l'effort sismique est très important par rapport à l'effort du vent

The background features a detailed architectural drawing of a building's structural frame, including a gabled roof and various levels. A large, semi-transparent compass and pencil are overlaid on the drawing, with the compass positioned vertically and the pencil angled across the scene. The entire composition is framed by a decorative black border with ornate scrollwork in the corners.

Chapitre VI : Vérification des éléments

VI.1/Introduction :

Le but de tous calculs de structures est de 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 se 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,), elles servent également au calcul des assemblages, ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

VI.2/Méthode de travail :

Après avoir pré dimensionné les éléments structuraux et secondaires de notre ouvrage, on passe à la vérification de ces éléments à l'aide de logiciel ROBOT.

On modélise notre structure sur ROBOT en utilisant les profils déjà pré dimensionné puis on introduit les charge permanente, les surcharge 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 :

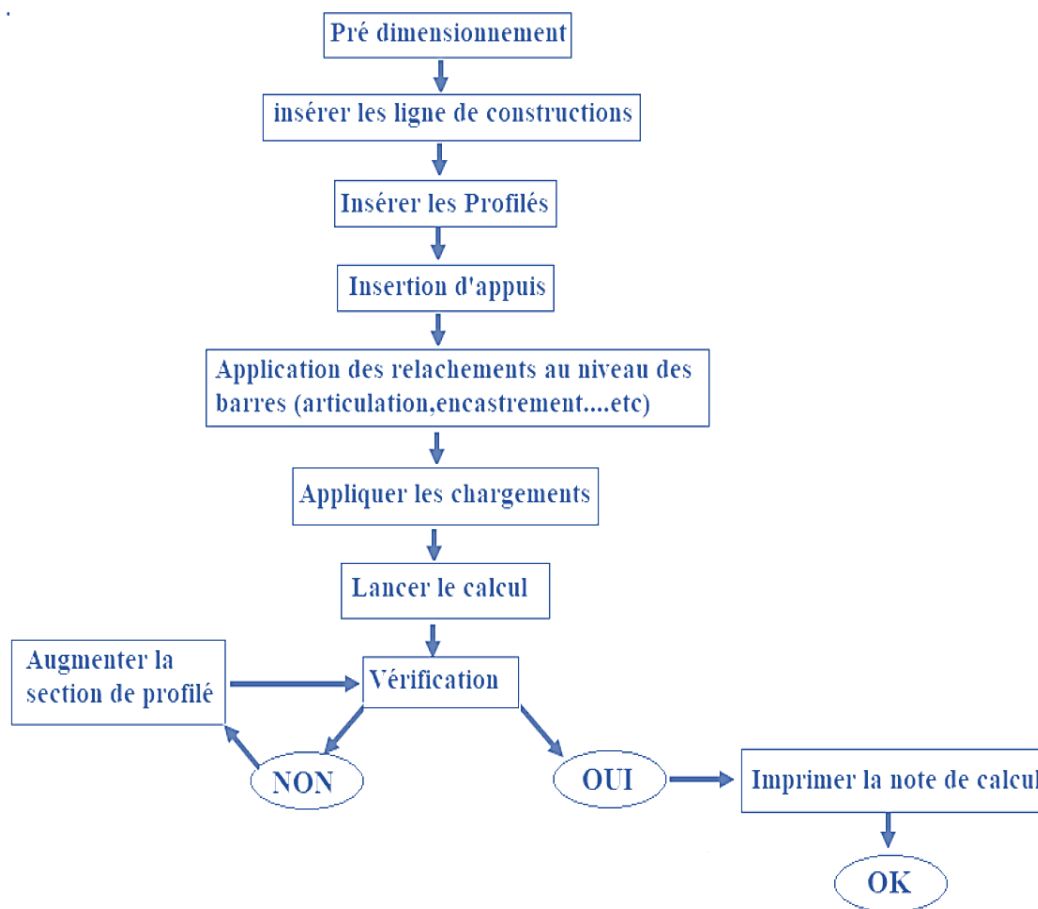


Figure VI.1 : Etape de modélisation à l'aide de logiciel Robot

VI.3/Étapes de modélisation :

VI.3.1/Matériaux utilisé :

a) acier :

Acier de nuance S235 qui a comme caractéristiques :

- Résistance limite d'élasticité, $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Module d'élasticité longitudinal, $E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Module de cisaillement, $G = 80770 \text{ N/mm}^2$
- Poids volumique, $\rho = 78500 \text{ N/m}^3$
- Coefficient de poisson, $\nu = 0,3$

b) béton :

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :
 $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$
- La masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.
- D'après l'article A.2.1, 21 du BAEL 99 [xx], lorsque la durée d'application des contraintes est inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton (E_{ij}) est égal à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} = 32164,20 \text{ Mpa}$$

VI.5/Chargements :

1. Pour le plancher étage courant :

- la charge permanente.....4.26KN/m²
- Plancher étage courant4 KN/m²

2. Pour le plancher terrasse :

- la charge permanente.....4.26KN/m²
- la surcharge d'exploitationQ = 2.5 KN/ m²

3. Pour l'escalier :

- la surcharge d'exploitationQ = 3,5 KN/ m²

VI.4/ Combinaison d'action :

| Combinaison | Nom | Type d'analyse | Type de la | Nature du cas | Définition |
|--------------|----------------|-----------------|------------|---------------|--------------------|
| 6 (C) | ELU | naison linéaire | EFF | | 1*1.35+2*1.50 |
| 7 (C) | ELS | naison linéaire | DEP | | (1+2)*1.00 |
| 8 (C) (CQC) | G+Q+Ex | naison linéaire | ACC | sismique | (1+2+4)*1.00 |
| 9 (C) (CQC) | G+Q-Ex | naison linéaire | ACC | sismique | (1+2)*1.00+4*-1.00 |
| 10 (C) (CQC) | G+Q+Ey | naison linéaire | ACC | sismique | (1+2+5)*1.00 |
| 11 (C) (CQC) | G+Q-Ey | naison linéaire | ACC | sismique | (1+2)*1.00+5*-1.00 |
| 12 (C) (CQC) | G+Q+1.2Ex | naison linéaire | ACC | sismique | (1+2)*1.00+4*1.20 |
| 13 (C) (CQC) | G+Q-1.2Ex | naison linéaire | ACC | sismique | (1+2)*1.00+4*-1.20 |
| 14 (C) (CQC) | G+Q+1.2Ey | naison linéaire | ACC | sismique | (1+2)*1.00+5*1.20 |
| 15 (C) (CQC) | G+Q-1.2Ey | naison linéaire | ACC | sismique | (1+2)*1.00+5*-1.20 |
| 16 (C) (CQC) | 0.8G+Ex | naison linéaire | ACC | sismique | 1*0.80+4*1.00 |
| 17 (C) (CQC) | 0.8G-Ex | naison linéaire | ACC | sismique | 1*0.80+4*-1.00 |
| 18 (C) (CQC) | 0.8G+Ey | naison linéaire | ACC | sismique | 1*0.80+5*1.00 |
| 19 (C) (CQC) | 0.8G-Ey | naison linéaire | ACC | sismique | 1*0.80+5*-1.00 |
| 20 (C) | rification ELS | naison linéaire | ACC | sismique | 1*1.00+2*0.20 |

VI.5/les résultats de vérification de l'ossature à l'aide de logiciel Robot :
 VI.5.1/Vérification des poteaux :

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 233 Poteau

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 G+Q+Ex (1+2+4)*1.00

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

| | | | |
|-----------|------------------------------|-----------------------------|---------------------------|
| h=39.0 cm | gM0=1.00 | gM1=1.00 | |
| b=30.0 cm | Ay=126.20 cm ² | Az=57.33 cm ² | Ax=158.98 cm ² |
| tw=1.1 cm | Iy=45069.40 cm ⁴ | Iz=8563.83 cm ⁴ | Ix=189.76 cm ⁴ |
| tf=1.9 cm | Wply=2561.80 cm ³ | Wplz=872.86 cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | | |
|--------------------------------|-------------------------------------|----------------------------------|-------------------------------------|
| N _{Ed} = 1826.34 kN | My _{Ed} = -235.91 kN*m | Mz _{Ed} = 1.29 kN*m | Vy _{Ed} = 1.00 kN |
| N _{c,Rd} = 3736.03 kN | My _{Ed,max} = -235.91 kN*m | Mz _{Ed,max} = 7.54 kN*m | Tau _{y,max,Ed} = 0.13 MPa |
| N _{b,Rd} = 3163.71 kN | My _{c,Rd} = 602.02 kN*m | Mz _{c,Rd} = 205.12 kN*m | Vz _{Ed} = 98.97 kN |
| | MN _{y,Rd} = 358.43 kN*m | MN _{z,Rd} = 188.21 kN*m | Tau _{z,max,Ed} = 25.44 MPa |
| | | | Tt _{Ed} = 0.00 kN*m |
| | | | Classe de la section = 1 |



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 4.00 m
Lcr,y = 4.00 m
Lamy = 23.76

Lam_y = 0.25
Xy = 0.99
kyy = 0.92



en z:

Lz = 4.00 m
Lcr,z = 4.00 m
Lamz = 54.50

Lam_z = 0.58
Xz = 0.85
kyz = 0.71

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.49 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.43 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $(\tau_{y,max,Ed} + \tau_{ty,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $(\tau_{z,max,Ed} + \tau_{tz,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.19 < 1.00$ (6.2.6-7)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

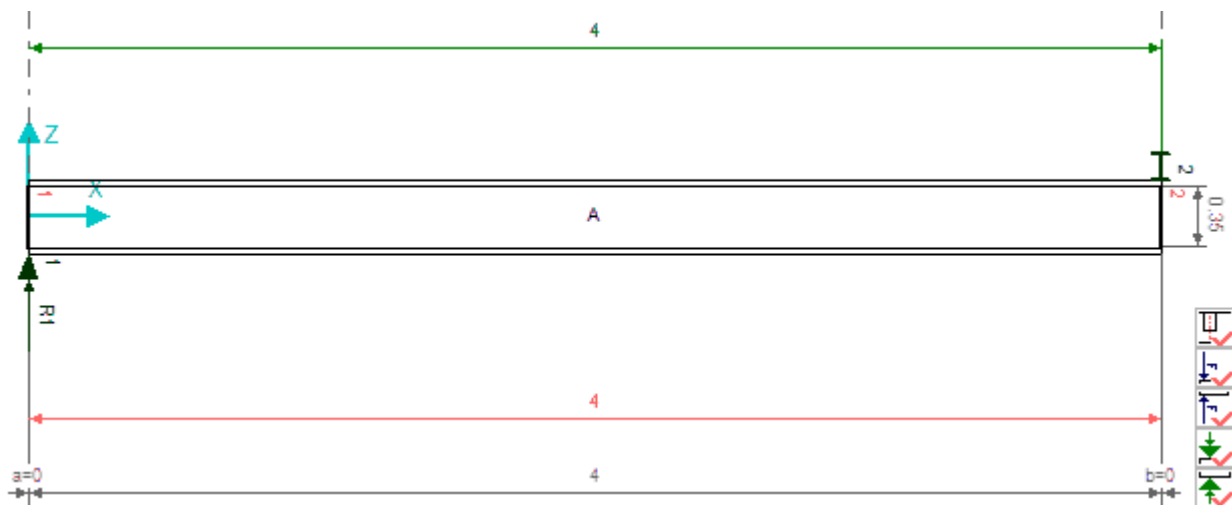
$\lambda_{y} = 23.76 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 54.50 < \lambda_{max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed} / (X_y * N_{Rk} / g_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed,max} / (XLT * M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.88 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed} / (X_z * N_{Rk} / g_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed,max} / (XLT * M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{zz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.84 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

ANALYSE DETAILLEE

d'après la norme Eurocode 3 (EN 1993-1-5:2005)

pour la barre n° 223 Poteau



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

| | | | |
|------------|------------------------------|-----------------------------|---------------------------|
| ht=39.0 cm | | | |
| bf=30.0 cm | Ay=114.00 cm ² | Az=42.90 cm ² | Ax=158.98 cm ² |
| ea=1.1 cm | Iy=45069.40 cm ⁴ | Iz=8563.83 cm ⁴ | Ix=189.76 cm ⁴ |
| es=1.9 cm | Wely=2311.25 cm ³ | Welz=570.92 cm ³ | |

RAIDISSEURS TRANSVERSAUX

Positions des raidisseurs: 0.00; 4.00 coordonnées réelles

Déplacement: a = 0.00 m; b = 0.00 m

| | | | |
|--------------|----------------|-------------|--------------|
| Raidisseur 1 | des deux côtés | ts = 1.1 cm | hs = 35.2 cm |
| Raidisseur 2 | des deux côtés | ts = 1.1 cm | hs = 35.2 cm |

FORCES CONCENTREESPositions des forces: *coordonnées réelles***RESISTANCE AU VOILEMENT PAR CISAILLEMENT (EC3 article 5)***Symboles:*

| | | |
|-------------------------|---|-----------|
| <i>Lam_w</i> | - élanement relatif de l'âme | [5.2.(5)] |
| <i>kT</i> | - coefficient pour les conditions de voilement par cisaillement | [A.3.(1)] |
| <i>X_w</i> | - coefficient d'influence sur la résistance pour le cisaillement (âme) | [5.3.(1)] |
| <i>X_f</i> | - coefficient d'influence sur la résistance pour le cisaillement (aile) | [5.4.(1)] |
| <i>X_v</i> | - coefficient d'instabilité pour le cisaillement | [5.2.(1)] |
| <i>M_{f,Rd}</i> | - résistance de calcul des ailes de la section | [5.4.(1)] |
| <i>VE_d</i> | - effort tranchant maximal dans le panneau | [5.2.(1)] |
| <i>V_{b,Rd}</i> | - résistance de calcul au voilement par cisaillement | [5.2.(1)] |

Panneau A Coordonnées du panneau A x = (0.00 ; 1.00)**Point x = 0.00 m**

Conformément à l'article 5.1.(2), la vérification du voilement par cisaillement n'est pas nécessaire.

STABILITE DE L'AME EN COMPRESSION (EC3 article 5.7)*La vérification de la poutre n'a pas été effectuée car aucune force concentrée sollicitant l'âme sans raidisseurs n'a été reconnue.***INTERACTION CISAILLEMENT/FLEXION/COMPRESSION (EC3 article 7.1)***Symboles:*

| | | |
|----------------------------|---|-----------|
| <i>M_{y,Ed}</i> | - moment fléchissant de calcul | |
| <i>M_{z,Ed}</i> | - moment fléchissant de calcul | |
| <i>N_{Ed}</i> | - force axiale de calcul | |
| <i>VE_d</i> | - effort tranchant de calcul | |
| <i>M_{f,Rd}</i> | - résistance plastique à la flexion de la section à membrure(s) | [7.1.(1)] |
| <i>M_{y,pl,Rd}</i> | - résistance plastique de la poutre en flexion | [7.1.(1)] |
| <i>V_{b,Rd}</i> | - résistance de calcul en cisaillement | [5.2.(1)] |

Panneau A Coordonnées du panneau A x = (0.00 ; 1.00)**Point x = 0.00 m**Conformément à [7.1.(1)], la vérification de l'interaction NTM n'est pas nécessaire ($VE_d/V_{b,Rd} < 0.5$);**STABILITE DES RAIDISSEURS TRANSVERSAUX (EC3 article 9)***Symboles:*

| | | |
|---------------------------|--|-------------|
| <i>b_w</i> | - largeur efficace de l'âme | [9.1.(2)] |
| <i>A_{st}</i> | - aire de surface du raidisseur | [9.1.(2)] |
| <i>I_{st}</i> | - moment d'inertie du raidisseur | [9.1.(2)] |
| <i>Sig_{cr,c}</i> | - contrainte critique d'Euler (modèle poteau) | [9.1.(5)] |
| <i>Sig_{cr,p}</i> | - contrainte critique d'Euler (modèle dalle) | [9.1.(5)] |
| <i>u</i> | - coefficient pour le calcul de <i>I_{st,min}</i> | [9.1.(5)] |
| <i>Sig_m</i> | - contrainte due aux actions latérales | [9.1.(5)] |
| <i>I_{st,min}</i> | - rigidité minimale due à l'action des panneaux | [9.1.(5)] |
| <i>I_p</i> | - moment d'inertie polaire du raidisseur | [9.1.(7)] |
| <i>I_t</i> | - moment d'inertie du raidisseur en torsion | [9.1.(7)] |
| <i>N_{st,Ed}</i> | - effort de compression pour le raidisseur | [9.3.3.(3)] |
| <i>M_{st,Ed}</i> | - moment additionnel dû aux actions latérales des panneaux | [9.1.(6)] |
| <i>Lam_{st}</i> | - élanement relatif du raidisseur pour le flambement | [9.4.(2)] |

| | | |
|---------------|--|-----------|
| X_{st} | - coefficient de flambement pour le raidisseur | [9.4.(2)] |
| $N_{st,b,Rd}$ | - résistance au flambement du raidisseur | [9.1.(3)] |
| eN | - excentrement de l'effort de compression du raidisseur unilatéral | [9.4.(3)] |
| $M_{st,Rd}$ | - résistance du raidisseur en flexion dans le plan perpendiculaire à l'âme | [9.4.(3)] |

Raidisseur 1 **Point x = 0.00 m**

Cas de charge décisif: 6 ELU 1*1.35+2*1.50

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))

| | | | |
|-----------------------------------|----------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|
| $b_w = 17.1$ cm | $A_{st} = 50.55$ cm ² | $I_{st} = 2476.77$ cm ⁴ | $\text{Sig}_{,cr,c} = 1.44$ MPa |
| $\text{Sig}_{,cr,p} = 569.32$ MPa | $u = 12.53$ | $\text{Sig}_{,m} = 0.00$ MPa | $I_{st,lim} = 0.00$ cm ⁴ |

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))

| | |
|------------------------------|--------------------------------|
| $I_T = 6.41$ cm ⁴ | $I_p = 278.18$ cm ⁴ |
|------------------------------|--------------------------------|

Condition de vérification: (9.3)

$((I_T/I_p)/(5.3*f_y/E) = 0.26 < 1.0$ **OK !**

Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))

Condition de vérification: (9.6)

$I_{st} = 2476.77 > 0.75*hw*tw^3 = 35.14$ **OK !**

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)

| | | | |
|----------------------------|--------------------------|--------------------|-----------------|
| $N_{st,Ed} = 423.62$ kN | $M_{st,Ed} = 0.00$ kN*m | $Lam_{,st} = 0.00$ | $X_{st} = 1.00$ |
| $N_{st,b,Rd} = 1187.81$ kN | $M_{st,Rd} = 38.80$ kN*m | $eN = 0.0$ cm | |

Condition de vérification: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)

$N_{st,Ed}/N_{st,Rd} + M_{st,Ed}/M_{st,Rd} = 0.36 < 1.0$ **OK !**

Raidisseur 2 **Point x = 4.00 m**

Cas de charge décisif: 12 G+Q+1.2Ex (1+2)*1.00+4*1.20

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))

| | | | |
|-------------------------------------|----------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|
| $b_w = 17.1$ cm | $A_{st} = 50.55$ cm ² | $I_{st} = 2476.77$ cm ⁴ | $\text{Sig}_{,cr,c} = 1.44$ MPa |
| $\text{Sig}_{,cr,p} = 17734.45$ MPa | $u = 12.53$ | $\text{Sig}_{,m} = 0.00$ MPa | $I_{st,lim} = 0.00$ cm ⁴ |

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))

| | |
|------------------------------|--------------------------------|
| $I_T = 6.41$ cm ⁴ | $I_p = 278.18$ cm ⁴ |
|------------------------------|--------------------------------|

Condition de vérification: (9.3)

$((I_T/I_p)/(5.3*f_y/E) = 0.26 < 1.0$ **OK !**

Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))

Condition de vérification: (9.6)

$I_{st} = 2476.77 > 0.75*hw*tw^3 = 35.14$ **OK !**

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)

| | | | |
|----------------------------|--------------------------|--------------------|-----------------|
| $N_{st,Ed} = 90.80$ kN | $M_{st,Ed} = 0.00$ kN*m | $Lam_{,st} = 0.00$ | $X_{st} = 1.00$ |
| $N_{st,b,Rd} = 1187.81$ kN | $M_{st,Rd} = 38.80$ kN*m | $eN = 0.0$ cm | |

Condition de vérification: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)

$N_{st,Ed}/N_{st,Rd} + M_{st,Ed}/M_{st,Rd} = 0.08 < 1.0$ **OK !**

STABILITE DE LA SEMELLE COMPRIMEE (EC3, article 8.1)

Symboles:

| | | |
|----------|--|---------|
| k | - coefficient dépendant de la classe de la section | [8.(1)] |
| A_w | - aire du raidisseur | [8.(1)] |
| A_{fc} | - aire de l'aile comprimée | [8.(1)] |

| | | |
|------------|-------------------------------|----------------------------------|
| $k = 0.30$ | $A_w = 38.72$ cm ² | $A_{fc} = 57.00$ cm ² |
|------------|-------------------------------|----------------------------------|

Condition de vérification: (8.1)

$D/tw = 32.00 < k(E/f_yf)[A_w/A_{fc}]^{0.5} = 220.95$ **OK !**

La poutre étudiée satisfait les conditions de la norme Eurocode 3

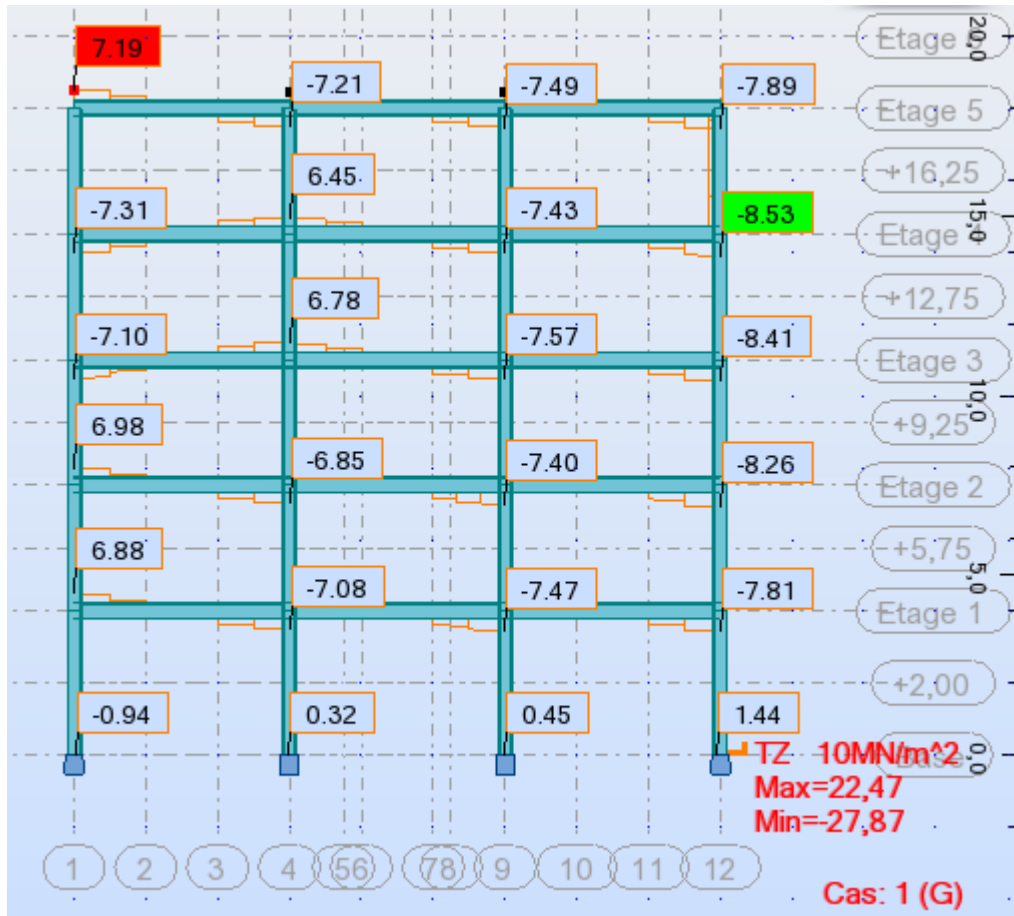


Figure VI.2 : Cisaillement Tz selon XX

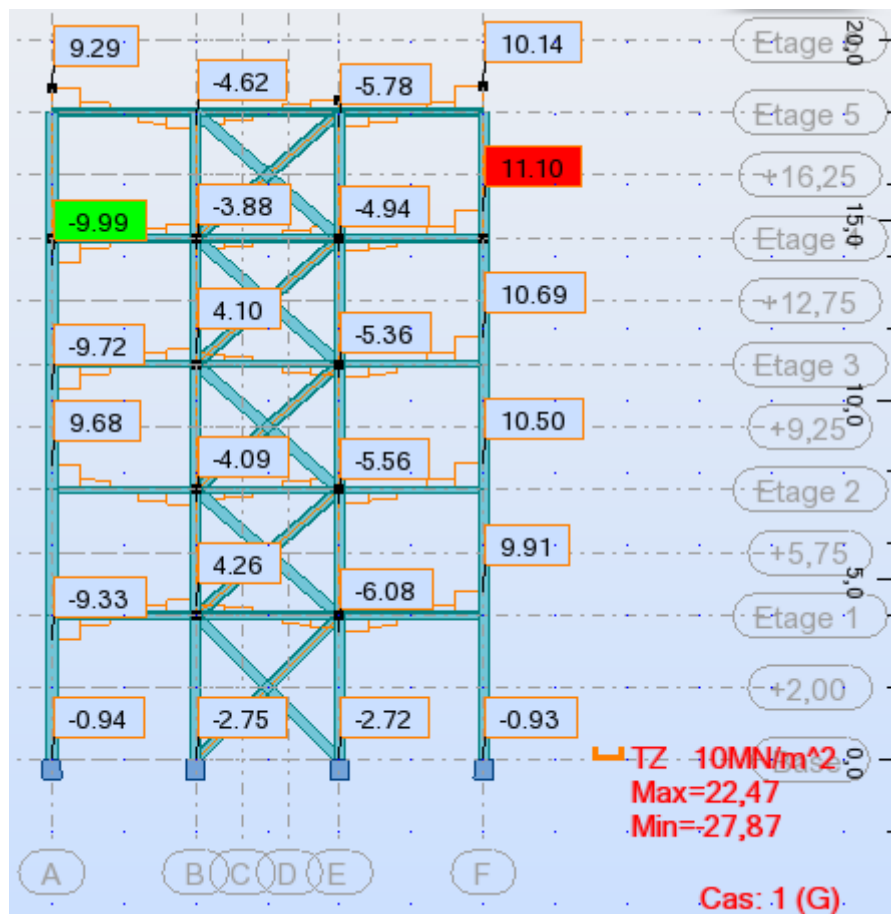


Figure VI.3 : Cisaillement Tz selon YY

VI.5.2/Vérification des poutres principales :

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:
PIECE: 170 Poutre principale **POINT:** 3 **COORDONNEE:** x = 1.00 L = 6.00 m

CHARGEMENTS:
 Cas de charge décisif: 8 G+Q+Ex (1+2+4)*1.00

MATERIAU:
 S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa

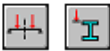


PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

| | | | |
|-----------|------------------------------|-----------------------------|--------------------------|
| h=45.0 cm | gM0=1.00 | gM1=1.00 | |
| b=19.0 cm | Ay=63.21 cm ² | Az=50.84 cm ² | Ax=98.82 cm ² |
| tw=0.9 cm | Iy=33742.90 cm ⁴ | Iz=1675.86 cm ⁴ | Ix=67.18 cm ⁴ |
| tf=1.5 cm | Wply=1701.79 cm ³ | Wplz=276.38 cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | | |
|--------------------------------|-------------------------------------|----------------------------------|-------------------------------------|
| N _{Ed} = 4.87 kN | My _{Ed} = -117.90 kN*m | Mz _{Ed} = 0.10 kN*m | Vy _{Ed} = -0.00 kN |
| N _{c,Rd} = 2322.27 kN | My _{Ed,max} = -117.90 kN*m | Mz _{Ed,max} = 0.10 kN*m | Tau _{y,max,Ed} = -0.00 MPa |
| N _{b,Rd} = 2322.27 kN | My _{c,Rd} = 399.92 kN*m | Mz _{c,Rd} = 64.95 kN*m | Vz _{Ed} = -9.50 kN |
| | MN _{y,Rd} = 399.92 kN*m | MN _{z,Rd} = 64.95 kN*m | Tau _{z,max,Ed} = -2.54 MPa |
| | Mb _{Rd} = 229.65 kN*m | | Tt _{Ed} = 0.11 kN*m |
| | | | Classe de la section = 1 |



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

| | | | |
|------------------------------|--------------------------|-------------------------|---------------------------|
| z = 1.00 | Mcr = 322.30 kN*m | Courbe,LT - | XLT = 0.55 |
| L _{cr,low} = 6.00 m | Lam _{LT} = 1.11 | fi _{LT} = 1.25 | XLT _{mod} = 0.57 |

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

| | | | |
|-------|------------|-------|------------|
| en y: | kyy = 0.90 | en z: | kyz = 0.54 |
|-------|------------|-------|------------|

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}) = 0.09 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $(T_{au,y,max,Ed} + T_{au,ty,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.02 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $(T_{au,z,max,Ed} + T_{au,tz,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.03 < 1.00$ (6.2.6-7)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.51 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed} / (X_y * N_{Rk} / gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max} / (XLT * M_{y,Rk} / gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / gM1) = 0.46 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed} / (X_z * N_{Rk} / gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max} / (XLT * M_{y,Rk} / gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / gM1) = 0.31 < 1.00$ (6.3.3.(4))

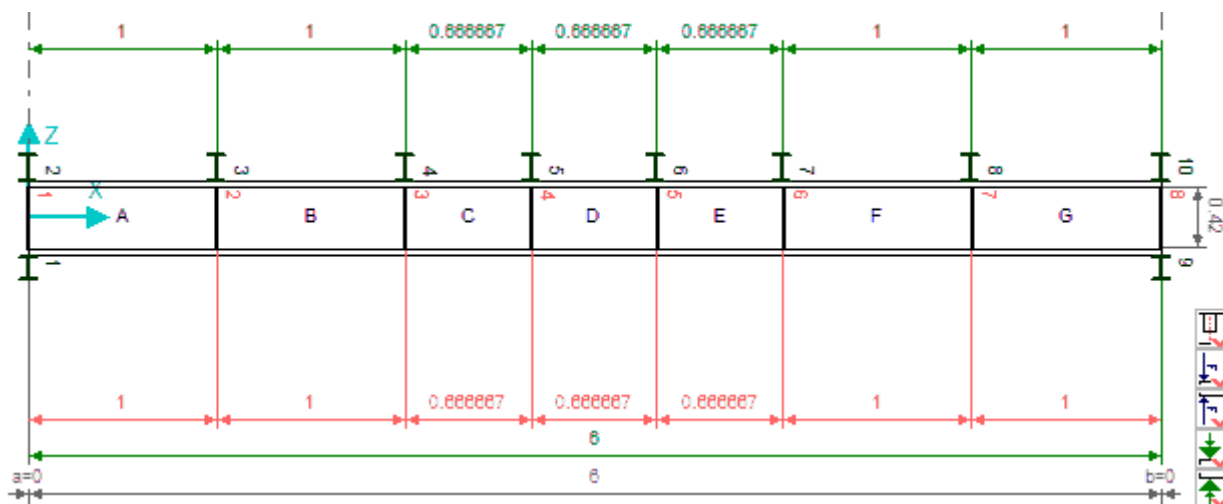
Profil correct !!!

ANALYSE DETAILLEE

d'après la norme Eurocode 3 (EN 1993-1-5:2005)

pour la barre n° 2 Poutre principale





PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

| | | | |
|------------|------------------------------|-----------------------------|--------------------------|
| ht=45.0 cm | | | |
| bf=19.0 cm | Ay=55.48 cm ² | Az=42.30 cm ² | Ax=98.82 cm ² |
| ea=0.9 cm | Iy=33742.90 cm ⁴ | Iz=1675.86 cm ⁴ | Ix=67.18 cm ⁴ |
| es=1.5 cm | Wely=1499.68 cm ³ | Welz=176.41 cm ³ | |

RAIDISSEURS TRANSVERSAUX

Positions des raidisseurs: 0.00; 1.00; 2.00; 2.67; 3.33; 4.00; 5.00; 6.00 *coordonnées réelles*

Déplacement: a = 0.00 m; b = 0.00 m

| | | | |
|--------------|----------------|-------------|--------------|
| Raidisseur 1 | des deux côtés | ts = 0.9 cm | hs = 42.1 cm |
| Raidisseur 2 | des deux côtés | ts = 0.9 cm | hs = 42.1 cm |
| Raidisseur 3 | des deux côtés | ts = 0.9 cm | hs = 42.1 cm |
| Raidisseur 4 | des deux côtés | ts = 0.9 cm | hs = 42.1 cm |
| Raidisseur 5 | des deux côtés | ts = 0.9 cm | hs = 42.1 cm |
| Raidisseur 6 | des deux côtés | ts = 0.9 cm | hs = 42.1 cm |
| Raidisseur 7 | des deux côtés | ts = 0.9 cm | hs = 42.1 cm |
| Raidisseur 8 | des deux côtés | ts = 0.9 cm | hs = 42.1 cm |

FORCES CONCENTREES

Positions des forces: *coordonnées réelles*

RESISTANCE AU VOILEMENT PAR CISAILLEMENT (EC3 article 5)

Symboles:

| | | |
|------------------|---|-----------|
| Lam _w | - élanement relatif de l'âme | [5.2.(5)] |
| kT | - coefficient pour les conditions de voilement par cisaillement | [A.3.(1)] |
| Xw | - coefficient d'influence sur la résistance pour le cisaillement (âme) | [5.3.(1)] |
| Xf | - coefficient d'influence sur la résistance pour le cisaillement (aile) | [5.4.(1)] |
| Xv | - coefficient d'instabilité pour le cisaillement | [5.2.(1)] |
| Mf,Rd | - résistance de calcul des ailes de la section | [5.4.(1)] |
| VEd | - effort tranchant maximal dans le panneau | [5.2.(1)] |
| Vb,Rd | - résistance de calcul au voilement par cisaillement | [5.2.(1)] |

Panneau A Coordonnées du panneau A x = (0.00 ; 0.17)

Point x = 0.00 m

Conformément à l'article 5.1.(2), la vérification du voilement par cisaillement n'est pas nécessaire.

Panneau B Coordonnées du panneau B $x = (0.17 ; 0.33)$
Point x = 1.00 m

Conformément à l'article 5.1.(2), la vérification du voilement par cisaillement n'est pas nécessaire.

Panneau C Coordonnées du panneau C $x = (0.33 ; 0.44)$

Point x = 2.00 m

Conformément à l'article 5.1.(2), la vérification du voilement par cisaillement n'est pas nécessaire.

Panneau D Coordonnées du panneau D $x = (0.44 ; 0.56)$

Point x = 2.67 m

Conformément à l'article 5.1.(2), la vérification du voilement par cisaillement n'est pas nécessaire.

Panneau E Coordonnées du panneau E $x = (0.56 ; 0.67)$

Point x = 4.00 m

Conformément à l'article 5.1.(2), la vérification du voilement par cisaillement n'est pas nécessaire.

Panneau F Coordonnées du panneau F $x = (0.67 ; 0.83)$

Point x = 5.00 m

Conformément à l'article 5.1.(2), la vérification du voilement par cisaillement n'est pas nécessaire.

Panneau G Coordonnées du panneau G $x = (0.83 ; 1.00)$

Point x = 6.00 m

Conformément à l'article 5.1.(2), la vérification du voilement par cisaillement n'est pas nécessaire.

STABILITE DE L'AME EN COMPRESSION (EC3 article 5.7)

La vérification de la poutre n'a pas été effectuée car aucune force concentrée sollicitant l'âme sans raidisseurs n'a été reconnue.

INTERACTION CISAILLEMENT/FLEXION/COMPRESSION (EC3 article 7.1)

Symboles:

$M_{y,Ed}$ - moment fléchissant de calcul

$M_{z,Ed}$ - moment fléchissant de calcul

N_{Ed} - force axiale de calcul

V_{Ed} - effort tranchant de calcul

$M_{f,Rd}$ - résistance plastique à la flexion de la section à membrure(s) [7.1.(1)]

$M_{y,pl,Rd}$ - résistance plastique de la poutre en flexion [7.1.(1)]

$V_{b,Rd}$ - résistance de calcul en cisaillement [5.2.(1)]

Panneau A Coordonnées du panneau A $x = (0.00 ; 0.17)$

Point x = 0.00 m

Conformément à [7.1.(1)], la vérification de l'interaction NTM n'est pas nécessaire ($V_{Ed}/V_{b,Rd} < 0.5$);

Panneau B Coordonnées du panneau B $x = (0.17 ; 0.33)$

Point x = 1.00 m

Conformément à [7.1.(1)], la vérification de l'interaction NTM n'est pas nécessaire ($V_{Ed}/V_{b,Rd} < 0.5$);

Panneau C Coordonnées du panneau C $x = (0.33 ; 0.44)$

Point x = 2.00 m

Conformément à [7.1.(1)], la vérification de l'interaction NTM n'est pas nécessaire ($V_{Ed}/V_{b,Rd} < 0.5$);

Panneau D Coordonnées du panneau D $x = (0.44 ; 0.56)$

Point x = 2.67 m

Raidisseur 2

Point x = 1.00 m

Cas de charge décisif:

$$12 G+Q+1.2E_x \quad (1+2)*1.00+4*1.20$$

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))

$$b_w = 29.1 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 44.37 \text{ cm}^2$$

$$I_{st} = 539.24 \text{ cm}^4$$

$$\text{Sig}_{,cr,c} = 4.19 \text{ MPa}$$

$$\text{Sig}_{,cr,p} = 2333.69 \text{ MPa}$$

$$u = 6.64$$

$$\text{Sig}_{,m} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$I_{st,lim} = 0.00 \text{ cm}^4$$

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))

$$I_T = 2.50 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 58.30 \text{ cm}^4$$

Condition de vérification: (9.3)

$$((I_T/I_p)/(5.3*f_y/E)) = 0.14 < 1.0$$

OK!

Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))

Condition de vérification: (9.6)

$$I_{st} = 539.24 > 0.75*h_w*t_w^3 = 26.21$$

OK!

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)

$$N_{st,Ed} = 16.63 \text{ kN}$$

$$M_{st,Ed} = 0.00 \text{ kN*m}$$

$$\text{Lam}_{,st} = 0.00$$

$$X_{st} = 1.00$$

$$N_{st,b,Rd} = 1042.65 \text{ kN}$$

$$M_{st,Rd} = 13.34 \text{ kN*m}$$

$$e_N = 0.0 \text{ cm}$$

Condition de vérification: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)

$$N_{st,Ed}/N_{st,Rd} + M_{st,Ed}/M_{st,Rd} = 0.02 < 1.0$$

OK!

Raidisseur 3

Point x = 2.00 m

Cas de charge décisif:

$$6 \text{ ELU } 1*1.35+2*1.50$$

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))

$$b_w = 29.1 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 44.37 \text{ cm}^2$$

$$I_{st} = 539.24 \text{ cm}^4$$

$$\text{Sig}_{,cr,c} = 6.04 \text{ MPa}$$

$$\text{Sig}_{,cr,p} = 2467.42 \text{ MPa}$$

$$u = 6.64$$

$$\text{Sig}_{,m} = 0.01 \text{ MPa}$$

$$I_{st,lim} = 0.01 \text{ cm}^4$$

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))

$$I_T = 2.50 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 58.30 \text{ cm}^4$$

Condition de vérification: (9.3)

$$((I_T/I_p)/(5.3*f_y/E)) = 0.14 < 1.0$$

OK!

Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))

Condition de vérification: (9.6)

$$I_{st} = 539.24 > 0.75*h_w*t_w^3 = 26.21$$

OK!

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)

$$N_{st,Ed} = 21.76 \text{ kN}$$

$$M_{st,Ed} = 0.00 \text{ kN*m}$$

$$\text{Lam}_{,st} = 0.00$$

$$X_{st} = 1.00$$

$$N_{st,b,Rd} = 1042.65 \text{ kN}$$

$$M_{st,Rd} = 13.34 \text{ kN*m}$$

$$e_N = 0.0 \text{ cm}$$

Condition de vérification: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)

$$N_{st,Ed}/N_{st,Rd} + M_{st,Ed}/M_{st,Rd} = 0.02 < 1.0$$

OK!

Raidisseur 4

Point x = 2.67 m

Cas de charge décisif:

$$6 \text{ ELU } 1*1.35+2*1.50$$

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))

$$b_w = 29.1 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 44.37 \text{ cm}^2$$

$$I_{st} = 539.24 \text{ cm}^4$$

$$\text{Sig}_{,cr,c} = 9.43 \text{ MPa}$$

$$\text{Sig}_{,cr,p} = 2402.82 \text{ MPa}$$

$$u = 6.64$$

$$\text{Sig}_{,m} = 0.01 \text{ MPa}$$

$$I_{st,lim} = 0.01 \text{ cm}^4$$

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))

$$I_T = 2.50 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 58.30 \text{ cm}^4$$

Condition de vérification: (9.3)

$$((I_T/I_p)/(5.3*f_y/E)) = 0.14 < 1.0$$

OK!

Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))

Condition de vérification: (9.6)

$$I_{st} = 539.24 > 0.75*h_w*t_w^3 = 26.21$$

OK!

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)

$$N_{st,Ed} = 10.45 \text{ kN}$$

$$M_{st,Ed} = 0.00 \text{ kN*m}$$

$$\text{Lam}_{,st} = 0.00$$

$$X_{st} = 1.00$$

$$N_{st,b,Rd} = 1042.65 \text{ kN}$$

$$M_{st,Rd} = 13.34 \text{ kN*m}$$

$$e_N = 0.0 \text{ cm}$$

Condition de vérification: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)

$$N_{st,Ed}/N_{st,Rd} + M_{st,Ed}/M_{st,Rd} = 0.01 < 1.0$$

OK!

Raidisseur 5

Point x = 3.33 m

Cas de charge décisif: 6 ELU 1*1.35+2*1.50

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))

bw = 29.1 cm Ast = 44.37 cm² Ist = 539.24 cm⁴ Sig,cr,c = 9.43 MPa
 Sig,cr,p = 2391.44 MPa u = 6.64 Sig,m = 0.01 MPa Ist,lim = 0.01 cm⁴

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))

IT = 2.50 cm⁴ Ip = 58.30 cm⁴

Condition de vérification: (9.3)

$((IT/Ip)/(5.3 \cdot f_y/E) = 0.14 < 1.0$ **OK !**

Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))

Condition de vérification: (9.6)

Ist = 539.24 > 0.75*hw*tw³ = 26.21 **OK !**

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)

Nst,Ed = 11.68 kN Mst,Ed = 0.00 kN*m Lam,st = 0.00 Xst = 1.00
 Nst,b,Rd = 1042.65 kN Mst,Rd = 13.34 kN*m eN = 0.0 cm

Condition de vérification: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)

Nst,Ed/Nst,Rd + Mst,Ed/Mst,Rd = 0.01 < 1.0 **OK !**

Raidisseur 6

Point x = 4.00 m

Cas de charge décisif: 6 ELU 1*1.35+2*1.50

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))

bw = 29.1 cm Ast = 44.37 cm² Ist = 539.24 cm⁴ Sig,cr,c = 6.04 MPa
 Sig,cr,p = 2414.48 MPa u = 6.64 Sig,m = 0.01 MPa Ist,lim = 0.01 cm⁴

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))

IT = 2.50 cm⁴ Ip = 58.30 cm⁴

Condition de vérification: (9.3)

$((IT/Ip)/(5.3 \cdot f_y/E) = 0.14 < 1.0$ **OK !**

Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))

Condition de vérification: (9.6)

Ist = 539.24 > 0.75*hw*tw³ = 26.21 **OK !**

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)

Nst,Ed = 21.30 kN Mst,Ed = 0.00 kN*m Lam,st = 0.00 Xst = 1.00
 Nst,b,Rd = 1042.65 kN Mst,Rd = 13.34 kN*m eN = 0.0 cm

Condition de vérification: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)

Nst,Ed/Nst,Rd + Mst,Ed/Mst,Rd = 0.02 < 1.0 **OK !**

Raidisseur 7

Point x = 5.00 m

Cas de charge décisif: 13 G+Q-1.2Ex (1+2)*1.00+4*-1.20

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))

bw = 29.1 cm Ast = 44.37 cm² Ist = 539.24 cm⁴ Sig,cr,c = 4.19 MPa
 Sig,cr,p = 2321.71 MPa u = 6.64 Sig,m = 0.00 MPa Ist,lim = 0.00 cm⁴

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))

IT = 2.50 cm⁴ Ip = 58.30 cm⁴

Condition de vérification: (9.3)

$((IT/Ip)/(5.3 \cdot f_y/E) = 0.14 < 1.0$ **OK !**

Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))

Condition de vérification: (9.6)

Ist = 539.24 > 0.75*hw*tw³ = 26.21 **OK !**

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)

Nst,Ed = 14.15 kN Mst,Ed = 0.00 kN*m Lam,st = 0.00 Xst = 1.00
 Nst,b,Rd = 1042.65 kN Mst,Rd = 13.34 kN*m eN = 0.0 cm

Condition de vérification: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)

$$N_{st,Ed}/N_{st,Rd} + M_{st,Ed}/M_{st,Rd} = 0.01 < 1.0$$

OK !

Raidisseur 8

Point x = 6.00 m

Cas de charge décisif:

$$13 G+Q-1.2Ex \quad (1+2)*1.00+4*-1.20$$

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))

$$b_w = 14.6 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 30.67 \text{ cm}^2$$

$$I_{st} = 538.23 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{cr,c} = 16.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cr,p} = 2324.73 \text{ MPa}$$

$$u = 6.64$$

$$\sigma_{m} = 0.01 \text{ MPa}$$

$$I_{st,lim} = 0.01 \text{ cm}^4$$

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))

$$I_T = 2.50 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 58.30 \text{ cm}^4$$

Condition de vérification: (9.3)

$$(I_T/I_p)/(5.3*f_y/E) = 0.14 < 1.0$$

OK !

Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))

Condition de vérification: (9.6)

$$I_{st} = 538.23 > 0.75*h_w*t_w^3 = 26.21$$

OK !

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)

$$N_{st,Ed} = 89.00 \text{ kN}$$

$$M_{st,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\lambda_{m,st} = 0.00$$

$$X_{st} = 1.00$$

$$N_{st,b,Rd} = 720.80 \text{ kN}$$

$$M_{st,Rd} = 13.31 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$e_N = 0.0 \text{ cm}$$

Condition de vérification: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)

$$N_{st,Ed}/N_{st,Rd} + M_{st,Ed}/M_{st,Rd} = 0.12 < 1.0$$

OK !

STABILITE DE LA SEMELLE COMPRIMEE (EC3, article 8.1)

Symboles:

k - coefficient dépendant de la classe de la section

[8.(1)]

A_w - aire du raidisseur

[8.(1)]

A_{fc} - aire de l'aile comprimée

[8.(1)]

$$k = 0.30$$

$$A_w = 39.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = 27.74 \text{ cm}^2$$

Condition de vérification: (8.1)

$$D/t_w = 44.77 < k(E/f_yf) * [A_w/A_{fc}]^{0.5} = 320.13$$

OK !

La poutre étudiée satisfait les conditions de la norme Eurocode 3

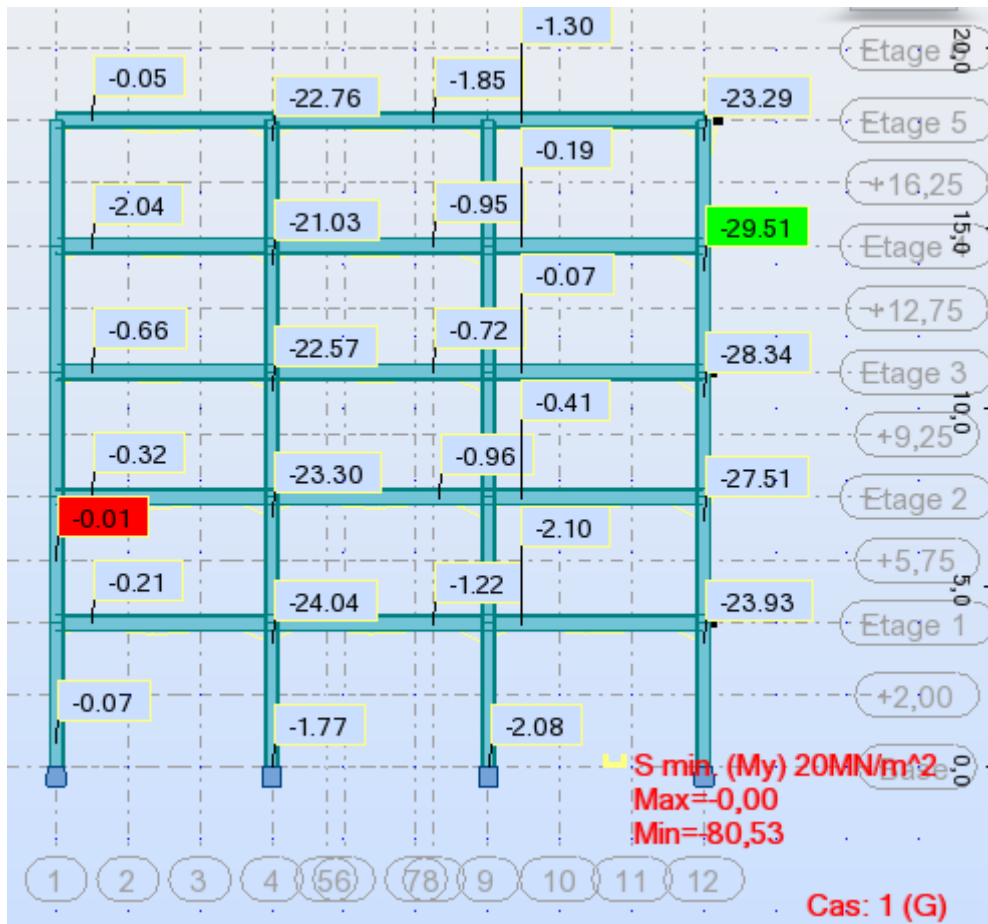


Figure VI.4 : Flexion simple My selon XX

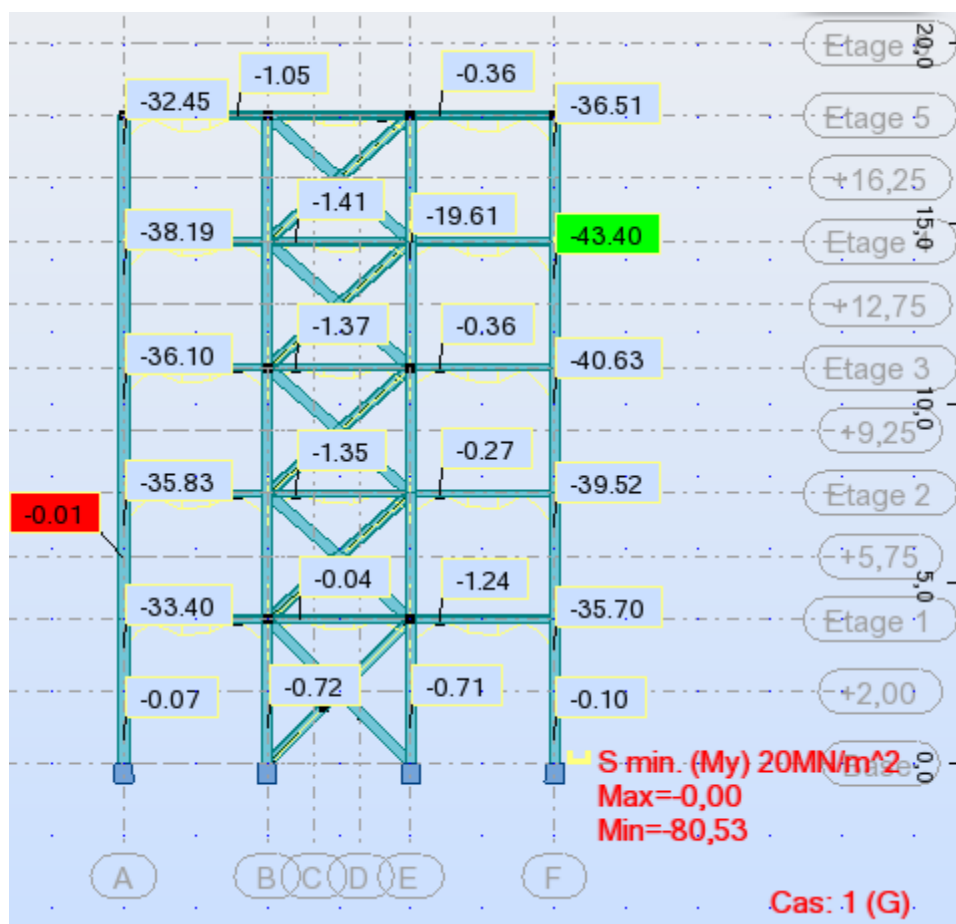


Figure VI.5 : Flexion simple M_y selon YY

VI.5.3/Vérification des poutres secondaires :

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:
PIECE: 1 Poutre secondaire **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:
 Cas de charge décisif: 8 G+Q+Ex (1+2+4)*1.00

MATERIAU:
 S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 200

| | | | |
|-----------|-----------------------------|----------------------------|--------------------------|
| h=20.0 cm | gM0=1.00 | gM1=1.00 | |
| b=10.0 cm | Ay=19.58 cm ² | Az=14.00 cm ² | Ax=28.48 cm ² |
| tw=0.6 cm | Iy=1943.17 cm ⁴ | Iz=142.37 cm ⁴ | Ix=7.02 cm ⁴ |
| tf=0.9 cm | Wply=220.64 cm ³ | Wplz=44.61 cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | | |
|-------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|
| N _{Ed} = 2.25 kN | My _{Ed} = -11.41 kN*m | Mz _{Ed} = 0.00 kN*m | Vy _{Ed} = 0.02 kN |
| N _{c,Rd} = 669.28 kN | My _{Ed,max} = -11.41 kN*m | Mz _{Ed,max} = -0.04 kN*m | Tau _{y,max,Ed} = 0.02 MPa |
| N _{b,Rd} = 669.28 kN | My _{c,Rd} = 51.85 kN*m | Mz _{c,Rd} = 10.48 kN*m | Vz _{Ed} = 15.65 kN |
| | MN _{y,Rd} = 51.85 kN*m | MN _{z,Rd} = 10.48 kN*m | Tau _{z,max,Ed} = 15.78 MPa |
| | Mb _{Rd} = 30.54 kN*m | | Tt _{Ed} = 0.00 kN*m |
| | | | Classe de la section = 1 |



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

| | | | |
|------------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|
| z = 1.00 | Mcr = 42.39 kN*m | Courbe _{LT} - | XLT = 0.57 |
| L _{cr,low} = 4.00 m | Lam _{LT} = 1.11 | f _{i,LT} = 1.23 | XLT _{mod} = 0.59 |

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

| | | | |
|---|------------|---|------------|
| <input checked="" type="checkbox"/> en y: | kyy = 0.90 | <input checked="" type="checkbox"/> en z: | kzy = 0.54 |
|---|------------|---|------------|

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.05 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $(Tau_{y,max,Ed} + Tau_{ty,Ed}) / (fy / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $(Tau_{z,max,Ed} + Tau_{tz,Ed}) / (fy / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.12 < 1.00$ (6.2.6-7)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.37 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed} / (Xy * N_{Rk} / gM1) + kyy * M_{y,Ed,max} / (XLT * M_{y,Rk} / gM1) + kyz * M_{z,Ed,max} / (Mz,Rk / gM1) = 0.34 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed} / (Xz * N_{Rk} / gM1) + kzy * M_{y,Ed,max} / (XLT * M_{y,Rk} / gM1) + kzz * M_{z,Ed,max} / (Mz,Rk / gM1) = 0.23 < 1.00$ (6.3.3.(4))

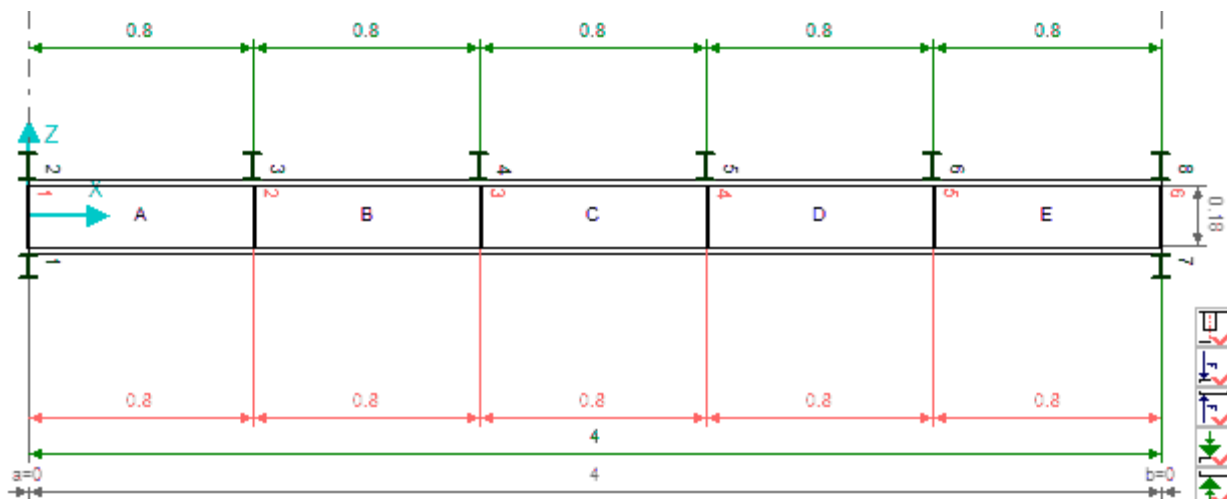
Profil correct !!!

ANALYSE DETAILLEE

d'après la norme Eurocode 3 (EN 1993-1-5:2005)

pour la barre n° 1 Poutre secondaire





PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 200

| | | | |
|------------|-----------------------------|----------------------------|--------------------------|
| ht=20.0 cm | | | |
| bf=10.0 cm | Ay=17.00 cm ² | Az=11.20 cm ² | Ax=28.48 cm ² |
| ea=0.6 cm | Iy=1943.17 cm ⁴ | Iz=142.37 cm ⁴ | Ix=7.02 cm ⁴ |
| es=0.9 cm | Wely=194.32 cm ³ | Welz=28.47 cm ³ | |

RAIDISSEURS TRANSVERSAUX

Positions des raidisseurs: 0.00; 0.80; 1.60; 2.40; 3.20; 4.00 *coordonnées réelles*

Déplacement: a = 0.00 m; b = 0.00 m

| | | | |
|--------------|----------------|-------------|--------------|
| Raidisseur 1 | des deux côtés | ts = 0.6 cm | hs = 18.3 cm |
| Raidisseur 2 | des deux côtés | ts = 0.6 cm | hs = 18.3 cm |
| Raidisseur 3 | des deux côtés | ts = 0.6 cm | hs = 18.3 cm |
| Raidisseur 4 | des deux côtés | ts = 0.6 cm | hs = 18.3 cm |
| Raidisseur 5 | des deux côtés | ts = 0.6 cm | hs = 18.3 cm |
| Raidisseur 6 | des deux côtés | ts = 0.6 cm | hs = 18.3 cm |

FORCES CONCENTREES

Positions des forces: *coordonnées réelles*

RESISTANCE AU VOILEMENT PAR CISAILLEMENT (EC3 article 5)

Symboles:

| | | |
|-------|---|-----------|
| Lam_w | - élanement relatif de l'âme | [5.2.(5)] |
| kT | - coefficient pour les conditions de voilement par cisaillement | [A.3.(1)] |
| Xw | - coefficient d'influence sur la résistance pour le cisaillement (âme) | [5.3.(1)] |
| Xf | - coefficient d'influence sur la résistance pour le cisaillement (aile) | [5.4.(1)] |
| Xv | - coefficient d'instabilité pour le cisaillement | [5.2.(1)] |
| Mf,Rd | - résistance de calcul des ailes de la section | [5.4.(1)] |
| VEd | - effort tranchant maximal dans le panneau | [5.2.(1)] |
| Vb,Rd | - résistance de calcul au voilement par cisaillement | [5.2.(1)] |

Panneau A Coordonnées du panneau A x = (0.00 ; 0.20)

Point x = 0.00 m

Conformément à l'article 5.1.(2), la vérification du voilement par cisaillement n'est pas nécessaire.

Panneau B Coordonnées du panneau B x = (0.20 ; 0.40)

Point x = 0.80 m

Conformément à l'article 5.1.(2), la vérification du voilement par cisaillement n'est pas nécessaire.

Panneau C Coordonnées du panneau C $x = (0.40 ; 0.60)$

Point $x = 2.40$ m

Conformément à l'article 5.1.(2), la vérification du voilement par cisaillement n'est pas nécessaire.

Panneau D Coordonnées du panneau D $x = (0.60 ; 0.80)$

Point $x = 3.20$ m

Conformément à l'article 5.1.(2), la vérification du voilement par cisaillement n'est pas nécessaire.

Panneau E Coordonnées du panneau E $x = (0.80 ; 1.00)$

Point $x = 4.00$ m

Conformément à l'article 5.1.(2), la vérification du voilement par cisaillement n'est pas nécessaire.

STABILITE DE L'AME EN COMPRESSION (EC3 article 5.7)

La vérification de la poutre n'a pas été effectuée car aucune force concentrée sollicitant l'âme sans raidisseurs n'a été reconnue.

INTERACTION CISAILLEMENT/FLEXION/COMPRESSION (EC3 article 7.1)

Symboles:

$M_{y,Ed}$ - moment fléchissant de calcul

$M_{z,Ed}$ - moment fléchissant de calcul

N_{Ed} - force axiale de calcul

V_{Ed} - effort tranchant de calcul

$M_{f,Rd}$ - résistance plastique à la flexion de la section à membrure(s) [7.1.(1)]

$M_{y,pl,Rd}$ - résistance plastique de la poutre en flexion [7.1.(1)]

$V_{b,Rd}$ - résistance de calcul en cisaillement [5.2.(1)]

Panneau A Coordonnées du panneau A $x = (0.00 ; 0.20)$

Point $x = 0.00$ m

Conformément à [7.1.(1)], la vérification de l'interaction NTM n'est pas nécessaire ($V_{Ed}/V_{b,Rd} < 0.5$);

Panneau B Coordonnées du panneau B $x = (0.20 ; 0.40)$

Point $x = 0.80$ m

Conformément à [7.1.(1)], la vérification de l'interaction NTM n'est pas nécessaire ($V_{Ed}/V_{b,Rd} < 0.5$);

Panneau C Coordonnées du panneau C $x = (0.40 ; 0.60)$

Point $x = 2.40$ m

Conformément à [7.1.(1)], la vérification de l'interaction NTM n'est pas nécessaire ($V_{Ed}/V_{b,Rd} < 0.5$);

Panneau D Coordonnées du panneau D $x = (0.60 ; 0.80)$

Point $x = 3.20$ m

Conformément à [7.1.(1)], la vérification de l'interaction NTM n'est pas nécessaire ($V_{Ed}/V_{b,Rd} < 0.5$);

Panneau E Coordonnées du panneau E $x = (0.80 ; 1.00)$

Point $x = 4.00$ m

Conformément à [7.1.(1)], la vérification de l'interaction NTM n'est pas nécessaire ($V_{Ed}/V_{b,Rd} < 0.5$);

STABILITE DES RAIDISSEURS TRANSVERSAUX (EC3 article 9)

Symboles:

b_w - largeur efficace de l'âme [9.1.(2)]

A_{st} - aire de surface du raidisseur [9.1.(2)]

| | | |
|-----------------|--|-------------|
| <i>Ist</i> | - moment d'inertie du raidisseur | [9.1.(2)] |
| <i>Sig,cr,c</i> | - contrainte critique d'Euler (modèle poteau) | [9.1.(5)] |
| <i>Sig,cr,p</i> | - contrainte critique d'Euler (modèle dalle) | [9.1.(5)] |
| <i>u</i> | - coefficient pour le calcul de <i>Ist,min</i> | [9.1.(5)] |
| <i>Sigm</i> | - contrainte due aux actions latérales | [9.1.(5)] |
| <i>Ist,min</i> | - rigidité minimale due à l'action des panneaux | [9.1.(5)] |
| <i>Ip</i> | - moment d'inertie polaire du raidisseur | [9.1.(7)] |
| <i>It</i> | - moment d'inertie du raidisseur en torsion | [9.1.(7)] |
| <i>Nst,Ed</i> | - effort de compression pour le raidisseur | [9.3.3.(3)] |
| <i>Mst,Ed</i> | - moment additionnel dû aux actions latérales des panneaux | [9.1.(6)] |
| <i>Lam,st</i> | - élancement relatif du raidisseur pour le flambement | [9.4.(2)] |
| <i>Xst</i> | - coefficient de flambement pour le raidisseur | [9.4.(2)] |
| <i>Nst,b,Rd</i> | - résistance au flambement du raidisseur | [9.1.(3)] |
| <i>eN</i> | - excentrement de l'effort de compression du raidisseur unilatéral | [9.4.(3)] |
| <i>Mst,Rd</i> | - résistance du raidisseur en flexion dans le plan perpendiculaire à l'âme | [9.4.(3)] |

Raidisseur 1

Point x = 0.00 m

Cas de charge décisif: 14 G+Q+1.2Ey (1+2)*1.00+5*1.20

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))

bw = 8.7 cm Ast = 10.15 cm² Ist = 46.79 cm⁴ Sig,cr,c = 9.30 MPa
 Sig,cr,p = 4265.00 MPa u = 8.03 Sig,m = 0.00 MPa Ist,lim = 0.00 cm⁴

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))

IT = 0.28 cm⁴ Ip = 4.98 cm⁴

Condition de vérification: (9.3)

$((IT/Ip)/(5.3*fy/E) = 0.11 < 1.0$

OK !

Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))

Condition de vérification: (9.6)

$Ist = 46.79 > 0.75*hw*tw^3 = 2.41$

OK !

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)

Nst,Ed = 25.24 kN Mst,Ed = 0.00 kN*m Lam,st = 0.00 Xst = 1.00
 Nst,b,Rd = 238.46 kN Mst,Rd = 2.20 kN*m eN = 0.0 cm

Condition de vérification: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)

$Nst,Ed/Nst,Rd + Mst,Ed/Mst,Rd = 0.11 < 1.0$

OK !

Raidisseur 2

Point x = 0.80 m

Cas de charge décisif: 14 G+Q+1.2Ey (1+2)*1.00+5*1.20

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))

bw = 17.4 cm Ast = 15.01 cm² Ist = 46.91 cm⁴ Sig,cr,c = 2.33 MPa
 Sig,cr,p = 4324.33 MPa u = 8.03 Sig,m = 0.00 MPa Ist,lim = 0.00 cm⁴

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))

IT = 0.28 cm⁴ Ip = 4.98 cm⁴

Condition de vérification: (9.3)

$((IT/Ip)/(5.3*fy/E) = 0.11 < 1.0$

OK !

Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))

Condition de vérification: (9.6)

$Ist = 46.91 > 0.75*hw*tw^3 = 2.41$

OK !

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)

Nst,Ed = 14.58 kN Mst,Ed = 0.00 kN*m Lam,st = 0.00 Xst = 1.00
 Nst,b,Rd = 352.69 kN Mst,Rd = 2.20 kN*m eN = 0.0 cm

Condition de vérification: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)

$Nst,Ed/Nst,Rd + Mst,Ed/Mst,Rd = 0.04 < 1.0$

OK !

Raidisseur 3

Point x = 1.60 m

Cas de charge décisif: 6 ELU 1*1.35+2*1.50

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))
 bw = 17.4 cm Ast = 15.01 cm² Ist = 46.91 cm⁴ Sig,cr,c = 2.33 MPa
 Sig,cr,p = 4412.67 MPa u = 8.03 Sig,m = 0.00 MPa Ist,lim = 0.00 cm⁴

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))
 IT = 0.28 cm⁴ Ip = 4.98 cm⁴
 Condition de vérification: (9.3)
 ((IT/Ip)/(5.3*fy/E) = 0.11 < 1.0 **OK !**

Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))
 Condition de vérification: (9.6)
 Ist = 46.91 > 0.75*hw*tw³ = 2.41 **OK !**

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)
 Nst,Ed = 7.42 kN Mst,Ed = 0.00 kN*m Lam,st = 0.00 Xst = 1.00
 Nst,b,Rd = 352.69 kN Mst,Rd = 2.20 kN*m eN = 0.0 cm

Condition de vérification: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)
 Nst,Ed/Nst,Rd + Mst,Ed/Mst,Rd = 0.02 < 1.0 **OK !**

Raidisseur 4 Point x = 2.40 m

Cas de charge décisif: 6 ELU 1*1.35+2*1.50

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))
 bw = 17.4 cm Ast = 15.01 cm² Ist = 46.91 cm⁴ Sig,cr,c = 2.33 MPa
 Sig,cr,p = 4699.99 MPa u = 8.03 Sig,m = 0.00 MPa Ist,lim = 0.00 cm⁴

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))
 IT = 0.28 cm⁴ Ip = 4.98 cm⁴
 Condition de vérification: (9.3)
 ((IT/Ip)/(5.3*fy/E) = 0.11 < 1.0 **OK !**

Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))
 Condition de vérification: (9.6)
 Ist = 46.91 > 0.75*hw*tw³ = 2.41 **OK !**

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)
 Nst,Ed = 6.60 kN Mst,Ed = 0.00 kN*m Lam,st = 0.00 Xst = 1.00
 Nst,b,Rd = 352.69 kN Mst,Rd = 2.20 kN*m eN = 0.0 cm

Condition de vérification: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)
 Nst,Ed/Nst,Rd + Mst,Ed/Mst,Rd = 0.02 < 1.0 **OK !**

Raidisseur 5 Point x = 3.20 m

Cas de charge décisif: 13 G+Q-1.2Ex (1+2)*1.00+4*-1.20

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))
 bw = 17.4 cm Ast = 15.01 cm² Ist = 46.91 cm⁴ Sig,cr,c = 2.33 MPa
 Sig,cr,p = 13341.99 MPa u = 8.03 Sig,m = 0.00 MPa Ist,lim = 0.00 cm⁴

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))
 IT = 0.28 cm⁴ Ip = 4.98 cm⁴
 Condition de vérification: (9.3)
 ((IT/Ip)/(5.3*fy/E) = 0.11 < 1.0 **OK !**

Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))
 Condition de vérification: (9.6)
 Ist = 46.91 > 0.75*hw*tw³ = 2.41 **OK !**

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)
 Nst,Ed = 6.68 kN Mst,Ed = 0.00 kN*m Lam,st = 0.00 Xst = 1.00
 Nst,b,Rd = 352.69 kN Mst,Rd = 2.20 kN*m eN = 0.0 cm

Condition de vérification: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)
 Nst,Ed/Nst,Rd + Mst,Ed/Mst,Rd = 0.02 < 1.0 **OK !**

Raidisseur 6

Point x = 4.00 m

Cas de charge décisif:

$$15 G+Q-1.2E_y \quad (1+2)*1.00+5*-1.20$$

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))

$$b_w = 8.7 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 10.15 \text{ cm}^2$$

$$I_{st} = 46.79 \text{ cm}^4$$

$$\text{Sig}_{cr,c} = 9.30 \text{ MPa}$$

$$\text{Sig}_{cr,p} = 5116.99 \text{ MPa}$$

$$u = 8.03$$

$$\text{Sig}_{m} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$I_{st,lim} = 0.00 \text{ cm}^4$$

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))

$$I_T = 0.28 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 4.98 \text{ cm}^4$$

Condition de vérification: (9.3)

$$((I_T/I_p)/(5.3*f_y/E)) = 0.11 < 1.0$$

OK!

Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))

Condition de vérification: (9.6)

$$I_{st} = 46.79 > 0.75*h_w*t_w^3 = 2.41$$

OK!

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)

$$N_{st,Ed} = 15.98 \text{ kN}$$

$$M_{st,Ed} = 0.00 \text{ kN*m}$$

$$\text{Lam}_{st} = 0.00$$

$$X_{st} = 1.00$$

$$N_{st,b,Rd} = 238.46 \text{ kN}$$

$$M_{st,Rd} = 2.20 \text{ kN*m}$$

$$e_N = 0.0 \text{ cm}$$

Condition de vérification: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)

$$N_{st,Ed}/N_{st,Rd} + M_{st,Ed}/M_{st,Rd} = 0.07 < 1.0$$

OK!

STABILITE DE LA SEMELLE COMPRIMEE (EC3, article 8.1)

Symboles:

k - coefficient dépendant de la classe de la section

[8.(1)]

A_w - aire du raidisseur

[8.(1)]

A_{fc} - aire de l'aile comprimée

[8.(1)]

$$k = 0.30$$

$$A_w = 10.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = 8.50 \text{ cm}^2$$

Condition de vérification: (8.1)

$$D/t_w = 32.68 < k(E/f_yf)[A_w/A_{fc}]^{0.5} = 294.36$$

OK!

La poutre étudiée satisfait les conditions de la norme Eurocode 3

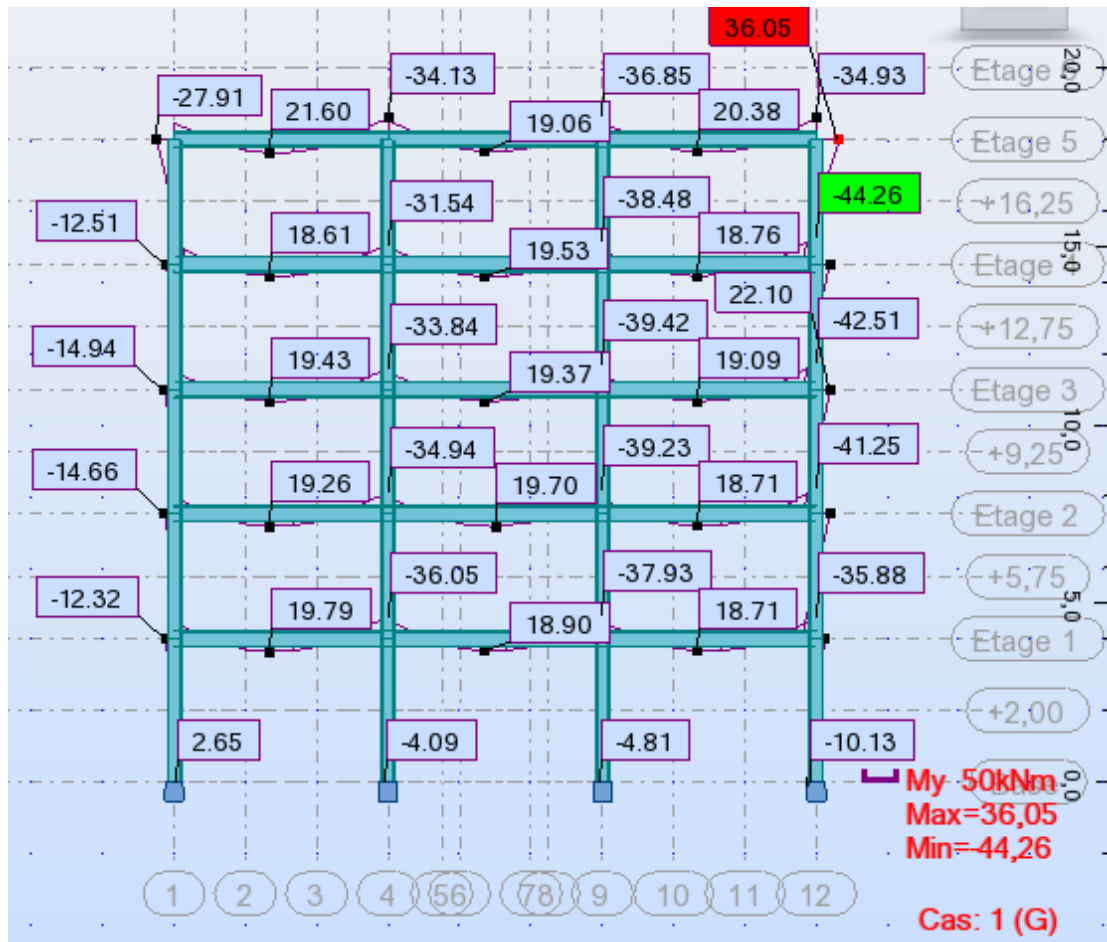


Figure VI.6 : Moment My selon XX

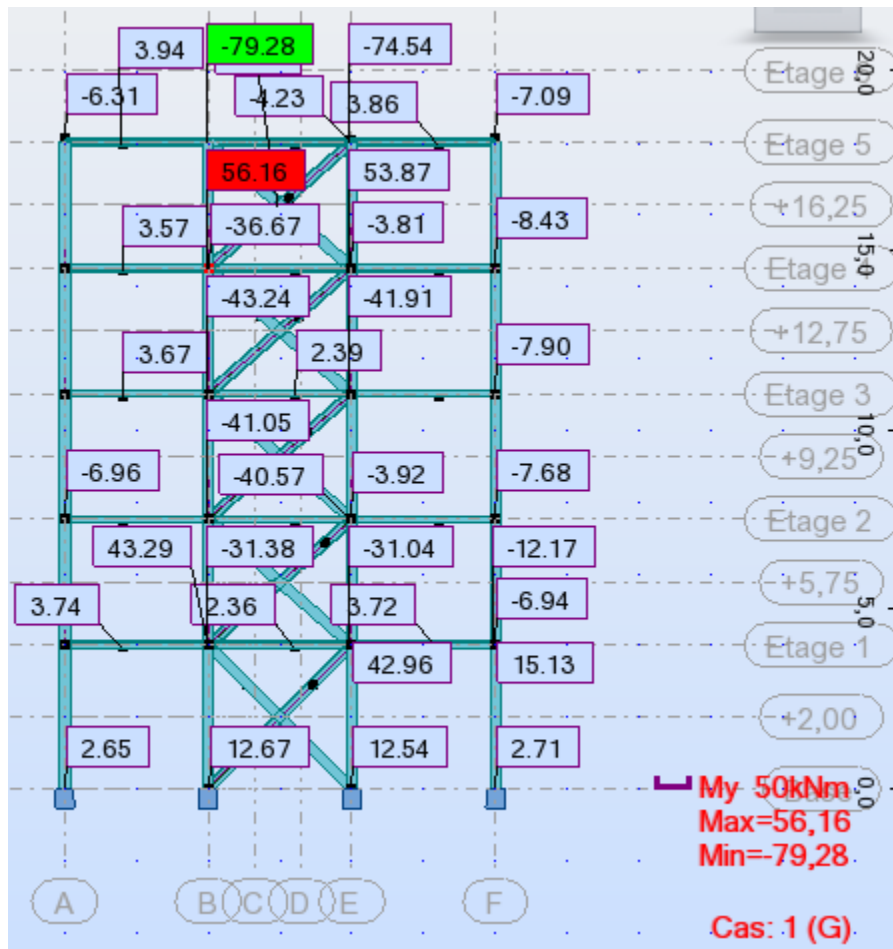


Figure VI.7 : Moment My selon YY

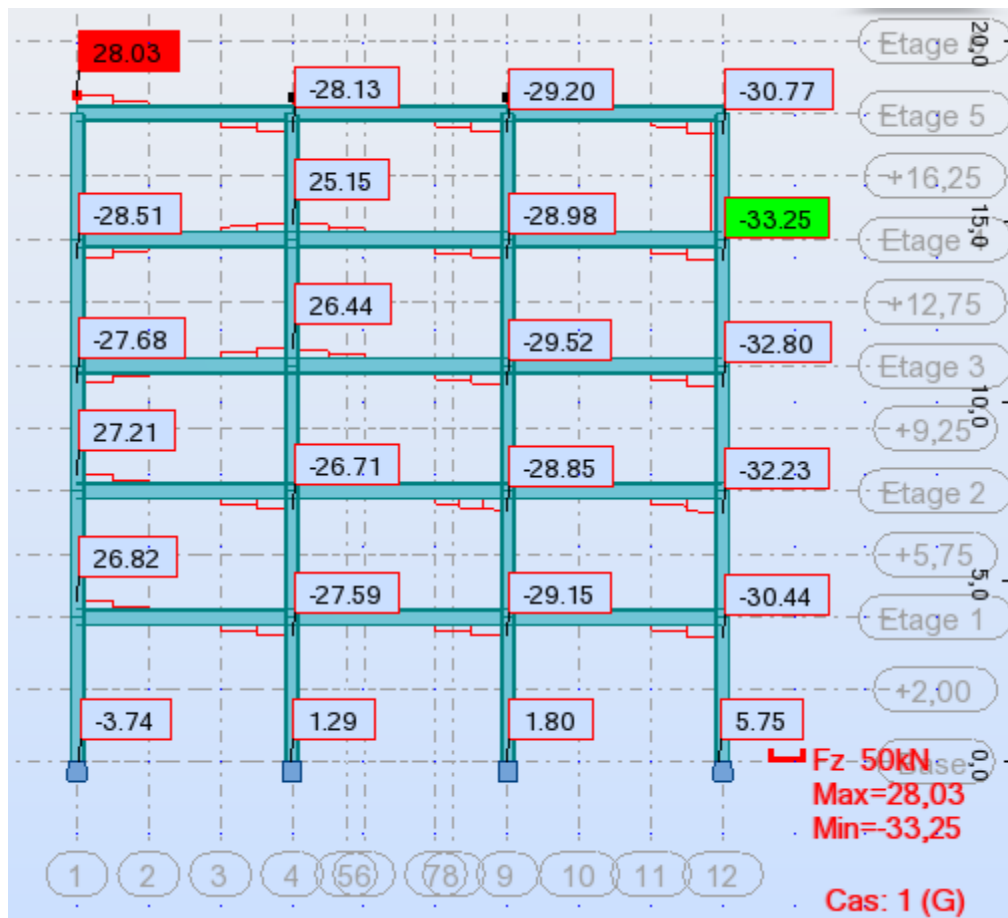


Figure VI.8 : Force F_z selon XX

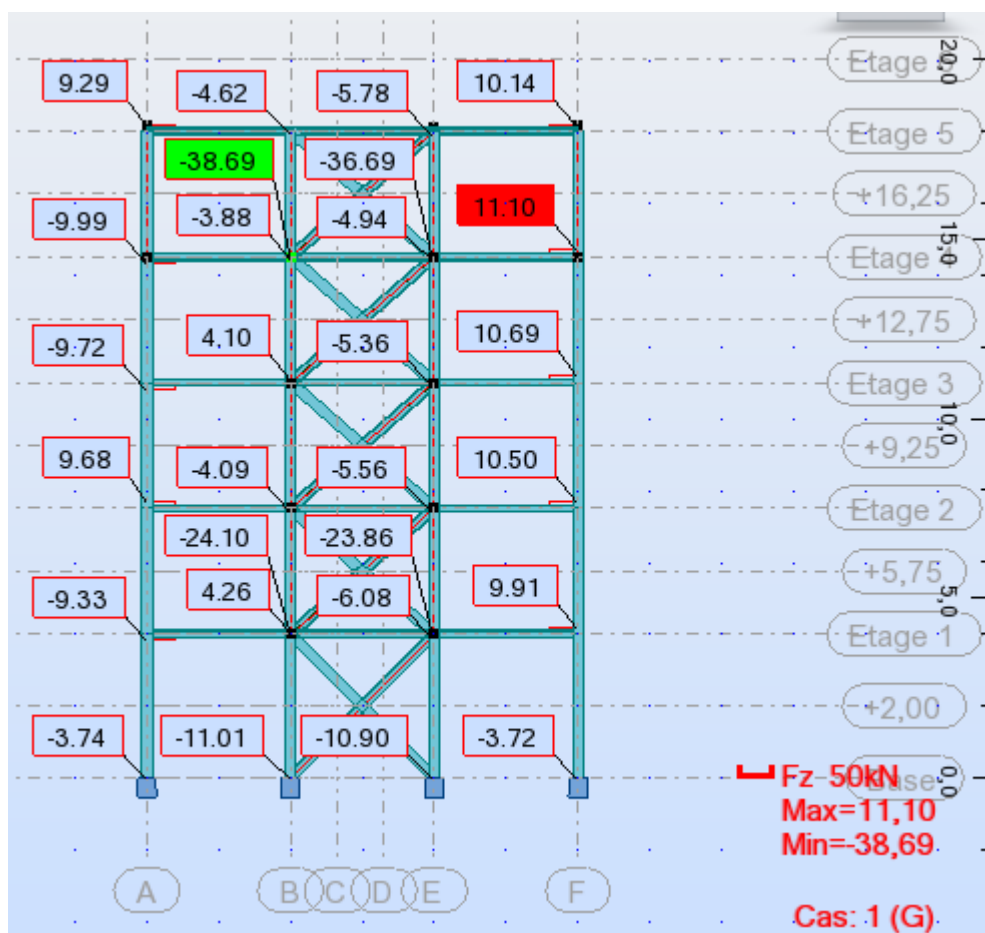


Figure VI.9 : Force Fz selon YY

VI.5.4/Vérification des contreventements :

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 381 contreventement

POINT: 3

COORDONNEE: $x = 1.00 L = 5.32 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 G+Q+Ex (1+2+4)*1.00

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 300

| | | | |
|-----------|-----------------------------|----------------------------|--------------------------|
| h=30.0 cm | gM0=1.00 | gM1=1.00 | |
| b=10.0 cm | Ay=35.20 cm ² | Az=30.96 cm ² | Ax=58.80 cm ² |
| tw=1.0 cm | Iy=8030.00 cm ⁴ | Iz=495.00 cm ⁴ | Ix=37.40 cm ⁴ |
| tf=1.6 cm | Wely=535.33 cm ³ | Welz=67.81 cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | | |
|--------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|-------------------------------------|
| N _{Ed} = 65.47 kN | My _{Ed} = -2.45 kN*m | Mz _{Ed} = 0.05 kN*m | Vy _{Ed} = 0.25 kN |
| N _{c,Rd} = 1381.80 kN | My _{Ed,max} = -2.45 kN*m | Mz _{Ed,max} = 0.74 kN*m | Tau _{y,max,Ed} = 0.14 MPa |
| N _{b,Rd} = 282.95 kN | My _{c,Rd} = 125.80 kN*m | Mz _{c,Rd} = 15.93 kN*m | Vz _{Ed} = -1.33 kN |
| | | | Tau _{z,max,Ed} = -0.53 MPa |
| | | | Tt _{Ed} = 0.00 kN*m |
| | | | Classe de la section = 3 |



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

| | |
|----------------|-------------------------|
| Ly = 5.32 m | Lam _y = 0.48 |
| Lcr,y = 5.32 m | Xy = 0.85 |
| Lamy = 45.48 | ky _y = 0.91 |



en z:

| | |
|----------------|-------------------------|
| Lz = 5.32 m | Lam _z = 1.95 |
| Lcr,z = 5.32 m | Xz = 0.20 |
| Lamz = 183.19 | kyz = 1.09 |

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + My_{Ed}/My_{c,Rd} + Mz_{Ed}/Mz_{c,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 * (\text{Tau}_{z,max,Ed} + \text{Tau}_{tz,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$(\text{Tau}_{y,max,Ed} + \text{Tau}_{ty,Ed}) / (f_y/(\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(\text{Tau}_{z,max,Ed} + \text{Tau}_{tz,Ed}) / (f_y/(\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\text{Lambd}_{a,y} = 45.48 < \text{Lambd}_{a,max} = 210.00 \quad \text{Lambd}_{a,z} = 183.19 < \text{Lambd}_{a,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min} * N_{Rk}/gM1) + ky_y * My_{Ed,max}/(XLT * My_{Rk}/gM1) + ky_z * Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.21 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} * N_{Rk}/gM1) + kzy * My_{Ed,max}/(XLT * My_{Rk}/gM1) + kzz * Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.21 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

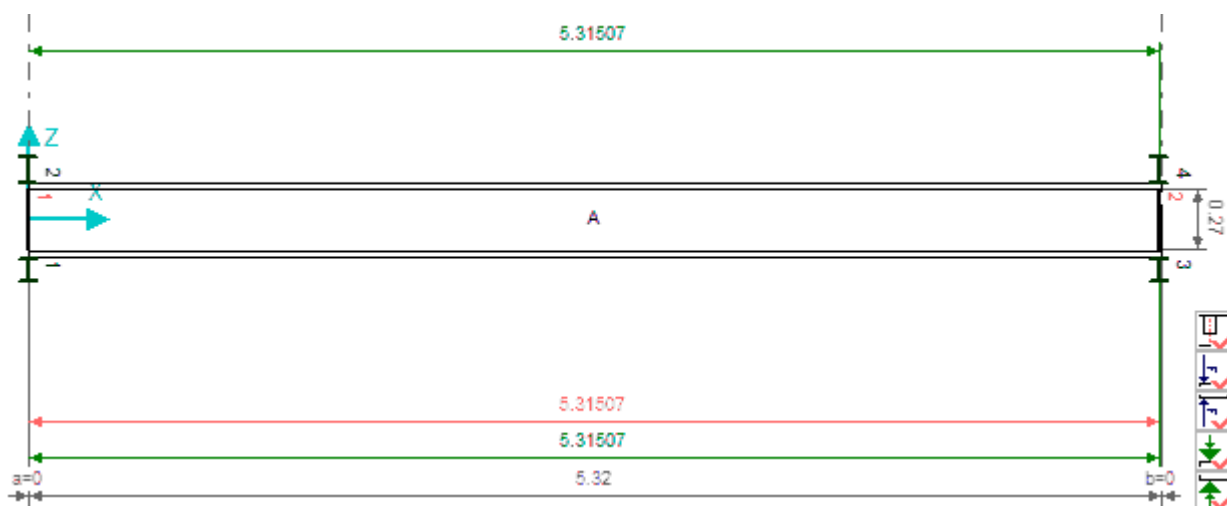
Profil correct !!!

ANALYSE DETAILLEE

d'après la norme Eurocode 3 (EN 1993-1-5:2005)

pour la barre n° 409 contreventement





PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 300

| | | | |
|------------|-----------------------------|----------------------------|--------------------------|
| ht=30.0 cm | | | |
| bf=10.0 cm | Ay=32.00 cm ² | Az=30.00 cm ² | Ax=58.80 cm ² |
| ea=1.0 cm | Iy=8030.00 cm ⁴ | Iz=495.00 cm ⁴ | Ix=37.40 cm ⁴ |
| es=1.6 cm | Wely=535.33 cm ³ | Welz=67.81 cm ³ | |

RAIDISSEURS TRANSVERSAUX

Positions des raidisseurs: 0.00; 5.32 *coordonnées réelles*

Déplacement: a = 0.00 m; b = 0.00 m

| | | | |
|--------------|----------------|-------------|--------------|
| Raidisseur 1 | des deux côtés | ts = 1.0 cm | hs = 26.8 cm |
| Raidisseur 2 | des deux côtés | ts = 1.0 cm | hs = 26.8 cm |

FORCES CONCENTREES

Positions des forces: *coordonnées réelles*

RESISTANCE AU VOILEMENT PAR CISAILLEMENT (EC3 article 5)

Symboles:

| | | |
|------------------|---|-----------|
| Lam _w | - élancement relatif de l'âme | [5.2.(5)] |
| kT | - coefficient pour les conditions de voilement par cisaillement | [A.3.(1)] |
| Xw | - coefficient d'influence sur la résistance pour le cisaillement (âme) | [5.3.(1)] |
| Xf | - coefficient d'influence sur la résistance pour le cisaillement (aile) | [5.4.(1)] |
| Xv | - coefficient d'instabilité pour le cisaillement | [5.2.(1)] |
| Mf,Rd | - résistance de calcul des ailes de la section | [5.4.(1)] |
| VEd | - effort tranchant maximal dans le panneau | [5.2.(1)] |
| Vb,Rd | - résistance de calcul au voilement par cisaillement | [5.2.(1)] |

Panneau A Coordonnées du panneau A x = (0.00 ; 1.00)

Point x = 5.32 m

Conformément à l'article 5.1.(2), la vérification du voilement par cisaillement n'est pas nécessaire.

STABILITE DE L'AME EN COMPRESSION (EC3 article 5.7)

La vérification de la poutre n'a pas été effectuée car aucune force concentrée sollicitant l'âme sans raidisseurs n'a été reconnue.

INTERACTION CISAILLEMENT/FLEXION/COMPRESSION (EC3 article 7.1)

Symboles:

| | | |
|---------------|---|-----------|
| $M_{y,Ed}$ | - moment fléchissant de calcul | |
| $M_{z,Ed}$ | - moment fléchissant de calcul | |
| N_{Ed} | - force axiale de calcul | |
| V_{Ed} | - effort tranchant de calcul | |
| $M_{f,Rd}$ | - résistance plastique à la flexion de la section à membrure(s) | [7.1.(1)] |
| $M_{y,pl,Rd}$ | - résistance plastique de la poutre en flexion | [7.1.(1)] |
| $V_{b,Rd}$ | - résistance de calcul en cisaillement | [5.2.(1)] |

Panneau A Coordonnées du panneau A x = (0.00 ; 1.00)

Point x = 5.32 m

Conformément à [7.1.(1)], la vérification de l'interaction NTM n'est pas nécessaire ($V_{Ed}/V_{b,Rd} < 0.5$);

STABILITE DES RAIDISSEURS TRANSVERSAUX (EC3 article 9)

Symboles:

| | | |
|--------------------|--|-------------|
| b_w | - largeur efficace de l'âme | [9.1.(2)] |
| A_{st} | - aire de surface du raidisseur | [9.1.(2)] |
| I_{st} | - moment d'inertie du raidisseur | [9.1.(2)] |
| $\sigma_{cr,c}$ | - contrainte critique d'Euler (modèle poteau) | [9.1.(5)] |
| $\sigma_{cr,p}$ | - contrainte critique d'Euler (modèle dalle) | [9.1.(5)] |
| u | - coefficient pour le calcul de $I_{st,min}$ | [9.1.(5)] |
| σ_m | - contrainte due aux actions latérales | [9.1.(5)] |
| $I_{st,min}$ | - rigidité minimale due à l'action des panneaux | [9.1.(5)] |
| I_p | - moment d'inertie polaire du raidisseur | [9.1.(7)] |
| I_t | - moment d'inertie du raidisseur en torsion | [9.1.(7)] |
| $N_{st,Ed}$ | - effort de compression pour le raidisseur | [9.3.3.(3)] |
| $M_{st,Ed}$ | - moment additionnel dû aux actions latérales des panneaux | [9.1.(6)] |
| $\lambda_{rel,st}$ | - élancement relatif du raidisseur pour le flambement | [9.4.(2)] |
| X_{st} | - coefficient de flambement pour le raidisseur | [9.4.(2)] |
| $N_{st,b,Rd}$ | - résistance au flambement du raidisseur | [9.1.(3)] |
| e_N | - excentrement de l'effort de compression du raidisseur unilatéral | [9.4.(3)] |
| $M_{st,Rd}$ | - résistance du raidisseur en flexion dans le plan perpendiculaire à l'âme | [9.4.(3)] |

Raidisseur 1 **Point x = 0.00 m**

Cas de charge décisif: 14 G+Q+1.2E_y (1+2)*1.00+5*1.20

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))

| | | | |
|------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|-------------------------------------|
| $b_w = 15.5$ cm | $A_{st} = 24.50$ cm ² | $I_{st} = 84.54$ cm ⁴ | $\sigma_{cr,c} = 0.67$ MPa |
| $\sigma_{cr,p} = 563.27$ MPa | $u = 5.48$ | $\sigma_m = 0.00$ MPa | $I_{st,lim} = 0.00$ cm ⁴ |

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))

$I_T = 1.50$ cm⁴ $I_p = 7.97$ cm⁴

Condition de vérification: **(9.3)**

$((I_T/I_p)/(5.3*f_y/E)) = 0.03 < 1.0$ **OK !**

Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))

Condition de vérification: **(9.6)**

$I_{st} = 84.54 > 0.75*hw*tw^3 = 20.10$ **OK !**

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)

| | | | |
|---------------------------|-------------------------|---------------------------|-----------------|
| $N_{st,Ed} = 2.85$ kN | $M_{st,Ed} = 0.00$ kN*m | $\lambda_{rel,st} = 0.00$ | $X_{st} = 1.00$ |
| $N_{st,b,Rd} = 575.75$ kN | $M_{st,Rd} = 3.97$ kN*m | $e_N = 0.0$ cm | |

Condition de vérification: **(EN 1993-1-1 & 6.3.3)**

$N_{st,Ed}/N_{st,Rd} + M_{st,Ed}/M_{st,Rd} = 0.00 < 1.0$ **OK !**

Raidisseur 2 **Point x = 5.32 m**

Cas de charge décisif: 15 G+Q-1.2E_y (1+2)*1.00+5*-1.20

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))

$b_w = 15.5 \text{ cm}$ $A_{st} = 24.50 \text{ cm}^2$ $I_{st} = 84.54 \text{ cm}^4$ $\text{Sig}_{,cr,c} = 0.67 \text{ MPa}$
 $\text{Sig}_{,cr,p} = 808.08 \text{ MPa}$ $u = 5.48$ $\text{Sig}_{,m} = 0.00 \text{ MPa}$ $I_{st,lim} = 0.00 \text{ cm}^4$

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))

$I_T = 1.50 \text{ cm}^4$ $I_p = 7.97 \text{ cm}^4$

Condition de vérification: **(9.3)**

$((I_T/I_p)/(5.3 \cdot f_y/E) = 0.03 < 1.0$

OK !**Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))**

Condition de vérification: **(9.6)**

$I_{st} = 84.54 > 0.75 \cdot h_w \cdot t_w^3 = 20.10$

OK !**Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)**

$N_{st,Ed} = 3.04 \text{ kN}$ $M_{st,Ed} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $L_{am,st} = 0.00$ $X_{st} = 1.00$
 $N_{st,b,Rd} = 575.75 \text{ kN}$ $M_{st,Rd} = 3.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $e_N = 0.0 \text{ cm}$

Condition de vérification: **(EN 1993-1-1 & 6.3.3)**

$N_{st,Ed}/N_{st,Rd} + M_{st,Ed}/M_{st,Rd} = 0.01 < 1.0$

OK !**STABILITE DE LA SEMELLE COMPRIMEE (EC3, article 8.1)**

Symboles:

k - coefficient dépendant de la classe de la section [8.(1)]

A_w - aire du raidisseur [8.(1)]

A_{fc} - aire de l'aile comprimée [8.(1)]

$k = 0.30$ $A_w = 26.80 \text{ cm}^2$ $A_{fc} = 16.00 \text{ cm}^2$

Condition de vérification: **(8.1)**

$D/t_w = 26.80 < k(E/f_y) \cdot [A_w/A_{fc}]^{0.5} = 346.96$

OK !

La poutre étudiée satisfait les conditions de la norme Eurocode 3

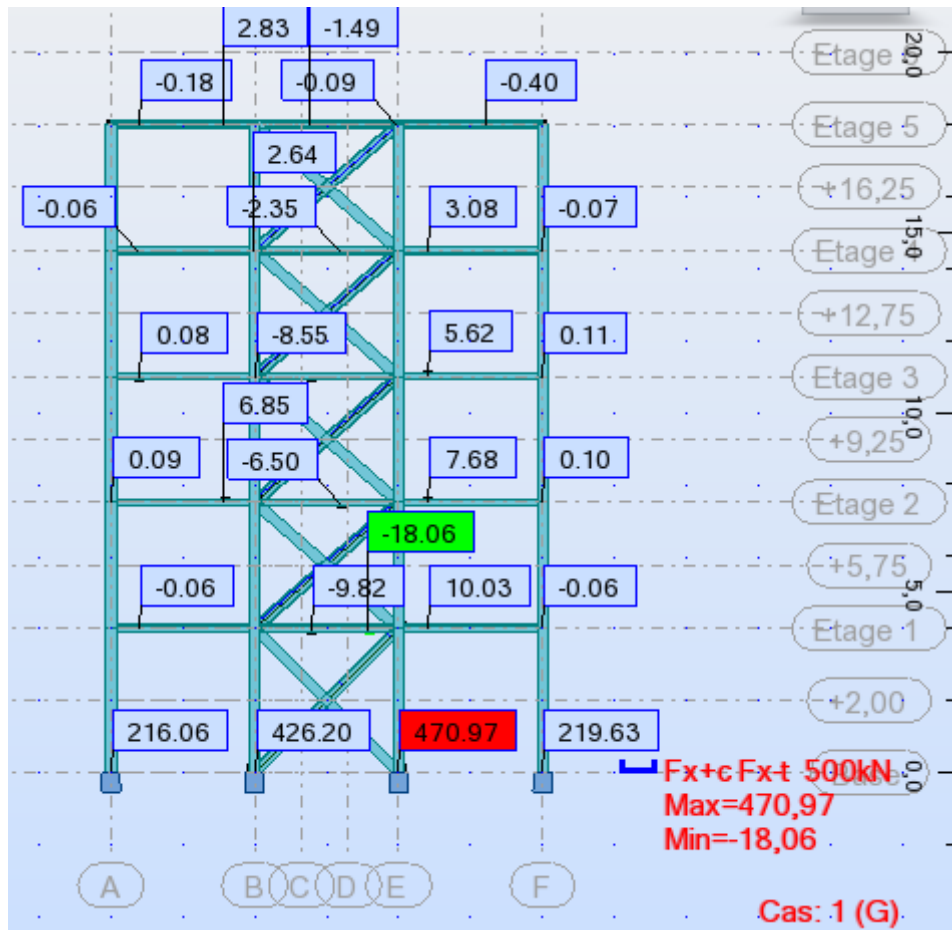


Figure VI.10 : les efforts normaux sur les contreventements

VI.5.5/Vérification des poutres palières :

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 293 Poutre palière **POINT:** 3 **COORDONNEE:** x = 0.35 L = 1.40 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 G+Q+Ex (1+2+4)*1.00

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPN 450

| | | | |
|-----------|------------------------------|-----------------------------|---------------------------|
| h=45.0 cm | gM0=1.00 | gM1=1.00 | |
| b=17.0 cm | Ay=87.12 cm ² | Az=76.09 cm ² | Ax=146.90 cm ² |
| tw=1.6 cm | Iy=45850.00 cm ⁴ | Iz=1730.00 cm ⁴ | Ix=267.00 cm ⁴ |
| tf=2.4 cm | Wply=2400.00 cm ³ | Wplz=345.00 cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | | |
|--------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|
| N _{Ed} = 13.39 kN | My _{Ed} = -17.90 kN*m | Mz _{Ed} = 16.05 kN*m | Vy _{Ed} = -0.07 kN |
| N _{c,Rd} = 3452.15 kN | My _{Ed,max} = -23.61 kN*m | Mz _{Ed,max} = 16.05 kN*m | Tau _{y,max,Ed} = -0.01 MPa |
| N _{b,Rd} = 3452.15 kN | My _{c,Rd} = 564.00 kN*m | Mz _{c,Rd} = 81.08 kN*m | Vz _{Ed} = 30.07 kN |
| | MN _{y,Rd} = 564.00 kN*m | MN _{z,Rd} = 81.08 kN*m | Tau _{z,max,Ed} = 4.96 MPa |
| | Mb _{Rd} = 467.48 kN*m | | Tt _{Ed} = 1.00 kN*m |
| | | | Classe de la section = 1 |



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:
 z = 1.00 M_{cr} = 1167.38 kN*m Courbe_{LT} - XLT = 0.79
 L_{cr,low} = 4.00 m Lam_{LT} = 0.70 f_{i,LT} = 0.82 XLT_{mod} = 0.83

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y: k_{zy} = 0.60 en z: k_{zz} = 0.90

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
 (My_{Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.20 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
 (Tau_{y,max,Ed} + Tau_{ty,Ed})/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.07 < 1.00 (6.2.6-7)
 (Tau_{z,max,Ed} + Tau_{tz,Ed})/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.08 < 1.00 (6.2.6-7)
Contrôle de la stabilité globale de la barre:
 My_{Ed,max}/Mb_{Rd} = 0.05 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
 N_{Ed}/(Xy*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + k_{yz}*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.16 < 1.00 (6.3.3.(4))
 N_{Ed}/(Xz*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + k_{zz}*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.21 < 1.00 (6.3.3.(4))

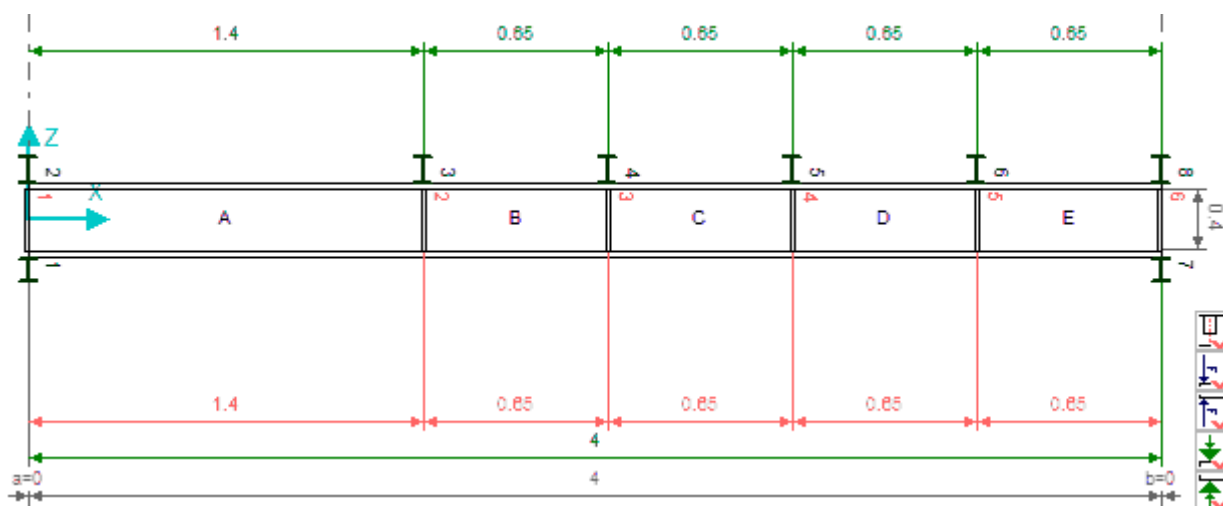
Profil correct !!!

ANALYSE DETAILLEE

d'après la norme Eurocode 3 (EN 1993-1-5:2005)

pour la barre n° 398 Poutre palière





PARAMETRES DE LA SECTION: IPN 450

| | | | |
|------------|------------------------------|-----------------------------|---------------------------|
| ht=45.0 cm | | | |
| bf=17.0 cm | Ay=82.62 cm ² | Az=72.90 cm ² | Ax=146.90 cm ² |
| ea=1.6 cm | Iy=45850.00 cm ⁴ | Iz=1730.00 cm ⁴ | Ix=267.00 cm ⁴ |
| es=2.4 cm | Wely=2037.78 cm ³ | Welz=203.53 cm ³ | |

RAIDISSEURS TRANSVERSAUX

Positions des raidisseurs: 0.00; 1.40; 2.05; 2.70; 3.35; 4.00 *coordonnées réelles*

Déplacement: a = 0.00 m; b = 0.00 m

| | | | |
|--------------|----------------|-------------|--------------|
| Raidisseur 1 | des deux côtés | ts = 1.6 cm | hs = 40.1 cm |
| Raidisseur 2 | des deux côtés | ts = 1.6 cm | hs = 40.1 cm |
| Raidisseur 3 | des deux côtés | ts = 1.6 cm | hs = 40.1 cm |
| Raidisseur 4 | des deux côtés | ts = 1.6 cm | hs = 40.1 cm |
| Raidisseur 5 | des deux côtés | ts = 1.6 cm | hs = 40.1 cm |
| Raidisseur 6 | des deux côtés | ts = 1.6 cm | hs = 40.1 cm |

FORCES CONCENTREES

Positions des forces: *coordonnées réelles*

RESISTANCE AU VOILEMENT PAR CISAILLEMENT (EC3 article 5)

Symboles:

| | | |
|------------------|---|-----------|
| Lam _w | - élanement relatif de l'âme | [5.2.(5)] |
| kT | - coefficient pour les conditions de voilement par cisaillement | [A.3.(1)] |
| Xw | - coefficient d'influence sur la résistance pour le cisaillement (âme) | [5.3.(1)] |
| Xf | - coefficient d'influence sur la résistance pour le cisaillement (aile) | [5.4.(1)] |
| Xv | - coefficient d'instabilité pour le cisaillement | [5.2.(1)] |
| Mf,Rd | - résistance de calcul des ailes de la section | [5.4.(1)] |
| VEd | - effort tranchant maximal dans le panneau | [5.2.(1)] |
| Vb,Rd | - résistance de calcul au voilement par cisaillement | [5.2.(1)] |

Panneau A Coordonnées du panneau A x = (0.00 ; 0.35)

Point x = 0.00 m

Conformément à l'article 5.1.(2), la vérification du voilement par cisaillement n'est pas nécessaire.

Panneau B Coordonnées du panneau B x = (0.35 ; 0.51)

Point x = 1.40 m

Conformément à l'article 5.1.(2), la vérification du voilement par cisaillement n'est pas nécessaire.

Panneau C Coordonnées du panneau C $x = (0.51 ; 0.67)$

Point $x = 2.05$ m

Conformément à l'article 5.1.(2), la vérification du voilement par cisaillement n'est pas nécessaire.

Panneau D Coordonnées du panneau D $x = (0.67 ; 0.84)$

Point $x = 3.35$ m

Conformément à l'article 5.1.(2), la vérification du voilement par cisaillement n'est pas nécessaire.

Panneau E Coordonnées du panneau E $x = (0.84 ; 1.00)$

Point $x = 4.00$ m

Conformément à l'article 5.1.(2), la vérification du voilement par cisaillement n'est pas nécessaire.

STABILITE DE L'AME EN COMPRESSION (EC3 article 5.7)

La vérification de la poutre n'a pas été effectuée car aucune force concentrée sollicitant l'âme sans raidisseurs n'a été reconnue.

INTERACTION CISAILLEMENT/FLEXION/COMPRESSION (EC3 article 7.1)

Symboles:

$M_{y,Ed}$ - moment fléchissant de calcul

$M_{z,Ed}$ - moment fléchissant de calcul

N_{Ed} - force axiale de calcul

V_{Ed} - effort tranchant de calcul

$M_{f,Rd}$ - résistance plastique à la flexion de la section à membrure(s) [7.1.(1)]

$M_{y,pl,Rd}$ - résistance plastique de la poutre en flexion [7.1.(1)]

$V_{b,Rd}$ - résistance de calcul en cisaillement [5.2.(1)]

Panneau A Coordonnées du panneau A $x = (0.00 ; 0.35)$

Point $x = 0.00$ m

Conformément à [7.1.(1)], la vérification de l'interaction NTM n'est pas nécessaire ($V_{Ed}/V_{b,Rd} < 0.5$);

Panneau B Coordonnées du panneau B $x = (0.35 ; 0.51)$

Point $x = 1.40$ m

Conformément à [7.1.(1)], la vérification de l'interaction NTM n'est pas nécessaire ($V_{Ed}/V_{b,Rd} < 0.5$);

Panneau C Coordonnées du panneau C $x = (0.51 ; 0.67)$

Point $x = 2.05$ m

Conformément à [7.1.(1)], la vérification de l'interaction NTM n'est pas nécessaire ($V_{Ed}/V_{b,Rd} < 0.5$);

Panneau D Coordonnées du panneau D $x = (0.67 ; 0.84)$

Point $x = 3.35$ m

Conformément à [7.1.(1)], la vérification de l'interaction NTM n'est pas nécessaire ($V_{Ed}/V_{b,Rd} < 0.5$);

Panneau E Coordonnées du panneau E $x = (0.84 ; 1.00)$

Point $x = 4.00$ m

Conformément à [7.1.(1)], la vérification de l'interaction NTM n'est pas nécessaire ($V_{Ed}/V_{b,Rd} < 0.5$);

STABILITE DES RAIDISSEURS TRANSVERSAUX (EC3 article 9)

Symboles:

b_w - largeur efficace de l'âme [9.1.(2)]

A_{st} - aire de surface du raidisseur [9.1.(2)]

| | | |
|-----------------|--|-------------|
| <i>Ist</i> | - moment d'inertie du raidisseur | [9.1.(2)] |
| <i>Sig,cr,c</i> | - contrainte critique d'Euler (modèle poteau) | [9.1.(5)] |
| <i>Sig,cr,p</i> | - contrainte critique d'Euler (modèle dalle) | [9.1.(5)] |
| <i>u</i> | - coefficient pour le calcul de <i>Ist,min</i> | [9.1.(5)] |
| <i>Sigm</i> | - contrainte due aux actions latérales | [9.1.(5)] |
| <i>Ist,min</i> | - rigidité minimale due à l'action des panneaux | [9.1.(5)] |
| <i>Ip</i> | - moment d'inertie polaire du raidisseur | [9.1.(7)] |
| <i>It</i> | - moment d'inertie du raidisseur en torsion | [9.1.(7)] |
| <i>Nst,Ed</i> | - effort de compression pour le raidisseur | [9.3.3.(3)] |
| <i>Mst,Ed</i> | - moment additionnel dû aux actions latérales des panneaux | [9.1.(6)] |
| <i>Lam,st</i> | - élancement relatif du raidisseur pour le flambement | [9.4.(2)] |
| <i>Xst</i> | - coefficient de flambement pour le raidisseur | [9.4.(2)] |
| <i>Nst,b,Rd</i> | - résistance au flambement du raidisseur | [9.1.(3)] |
| <i>eN</i> | - excentrement de l'effort de compression du raidisseur unilatéral | [9.4.(3)] |
| <i>Mst,Rd</i> | - résistance du raidisseur en flexion dans le plan perpendiculaire à l'âme | [9.4.(3)] |

Raidisseur 1

Point x = 0.00 m

Cas de charge décisif: 14 G+Q+1.2Ey (1+2)*1.00+5*1.20

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))

bw = 25.1 cm Ast = 65.59 cm² Ist = 671.58 cm⁴ Sig,cr,c = 25.41 MPa
 Sig,cr,p = 7936.19 MPa u = 6.23 Sig,m = 0.00 MPa Ist,lim = 0.00 cm⁴

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))

IT = 10.90 cm⁴ Ip = 64.12 cm⁴

Condition de vérification: (9.3)

((IT/Ip)/(5.3*fy/E) = 0.03 < 1.0

OK !

Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))

Condition de vérification: (9.6)

Ist = 671.58 > 0.75*hw*tw³ = 127.99

OK !

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)

Nst,Ed = 87.41 kN Mst,Ed = 0.00 kN*m Lam,st = 0.00 Xst = 1.00
 Nst,b,Rd = 1541.45 kN Mst,Rd = 18.57 kN*m eN = 0.0 cm

Condition de vérification: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)

Nst,Ed/Nst,Rd + Mst,Ed/Mst,Rd = 0.06 < 1.0

OK !

Raidisseur 2

Point x = 1.40 m

Cas de charge décisif: 14 G+Q+1.2Ey (1+2)*1.00+5*1.20

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))

bw = 50.2 cm Ast = 106.27 cm² Ist = 680.47 cm⁴ Sig,cr,c = 11.85 MPa
 Sig,cr,p = 694.37 MPa u = 6.23 Sig,m = 0.07 MPa Ist,lim = 0.07 cm⁴

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))

IT = 10.90 cm⁴ Ip = 64.12 cm⁴

Condition de vérification: (9.3)

((IT/Ip)/(5.3*fy/E) = 0.03 < 1.0

OK !

Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))

Condition de vérification: (9.6)

Ist = 680.47 > 0.75*hw*tw³ = 127.99

OK !

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)

Nst,Ed = 35.69 kN Mst,Ed = 0.00 kN*m Lam,st = 0.00 Xst = 1.00
 Nst,b,Rd = 2497.39 kN Mst,Rd = 18.81 kN*m eN = 0.0 cm

Condition de vérification: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)

Nst,Ed/Nst,Rd + Mst,Ed/Mst,Rd = 0.01 < 1.0

OK !

Raidisseur 3

Point x = 2.05 m

Cas de charge décisif: 12 G+Q+1.2Ex (1+2)*1.00+4*1.20

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))
 bw = 50.2 cm Ast = 106.27 cm² Ist = 680.47 cm⁴ Sig,cr,c = 29.47 MPa
 Sig,cr,p = 10889.27 MPa u = 6.23 Sig,m = 0.02 MPa Ist,lim = 0.01 cm⁴

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))
 IT = 10.90 cm⁴ Ip = 64.12 cm⁴
 Condition de vérification: (9.3)
 ((IT/Ip)/(5.3*fy/E) = 0.03 < 1.0 **OK !**

Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))
 Condition de vérification: (9.6)
 Ist = 680.47 > 0.75*hw*tw³ = 127.99 **OK !**

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)
 Nst,Ed = 13.99 kN Mst,Ed = 0.00 kN*m Lam,st = 0.00 Xst = 1.00
 Nst,b,Rd = 2497.39 kN Mst,Rd = 18.81 kN*m eN = 0.0 cm

Condition de vérification: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)
 Nst,Ed/Nst,Rd + Mst,Ed/Mst,Rd = 0.01 < 1.0 **OK !**

Raidisseur 4 Point x = 2.70 m

Cas de charge décisif: 13 G+Q-1.2Ex (1+2)*1.00+4*-1.20

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))
 bw = 50.2 cm Ast = 106.27 cm² Ist = 680.47 cm⁴ Sig,cr,c = 29.47 MPa
 Sig,cr,p = 8774.78 MPa u = 6.23 Sig,m = 0.02 MPa Ist,lim = 0.02 cm⁴

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))
 IT = 10.90 cm⁴ Ip = 64.12 cm⁴
 Condition de vérification: (9.3)
 ((IT/Ip)/(5.3*fy/E) = 0.03 < 1.0 **OK !**

Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))
 Condition de vérification: (9.6)
 Ist = 680.47 > 0.75*hw*tw³ = 127.99 **OK !**

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)
 Nst,Ed = 28.36 kN Mst,Ed = 0.00 kN*m Lam,st = 0.00 Xst = 1.00
 Nst,b,Rd = 2497.39 kN Mst,Rd = 18.81 kN*m eN = 0.0 cm

Condition de vérification: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)
 Nst,Ed/Nst,Rd + Mst,Ed/Mst,Rd = 0.01 < 1.0 **OK !**

Raidisseur 5 Point x = 3.35 m

Cas de charge décisif: 12 G+Q+1.2Ex (1+2)*1.00+4*1.20

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))
 bw = 50.2 cm Ast = 106.27 cm² Ist = 680.47 cm⁴ Sig,cr,c = 29.47 MPa
 Sig,cr,p = 94.56 MPa u = 6.23 Sig,m = 1.83 MPa Ist,lim = 1.67 cm⁴

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))
 IT = 10.90 cm⁴ Ip = 64.12 cm⁴
 Condition de vérification: (9.3)
 ((IT/Ip)/(5.3*fy/E) = 0.03 < 1.0 **OK !**

Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))
 Condition de vérification: (9.6)
 Ist = 680.47 > 0.75*hw*tw³ = 127.99 **OK !**

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)
 Nst,Ed = 2.45 kN Mst,Ed = 0.08 kN*m Lam,st = 0.00 Xst = 1.00
 Nst,b,Rd = 2497.39 kN Mst,Rd = 18.81 kN*m eN = 0.0 cm

Condition de vérification: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)
 Nst,Ed/Nst,Rd + Mst,Ed/Mst,Rd = 0.01 < 1.0 **OK !**

Raidisseur 6

Point x = 4.00 m

Cas de charge décisiif:

$$15 G+Q-1.2E_y \quad (1+2)*1.00+5*-1.20$$

Actions latérales des panneaux (EC3 article 9.2.1.(5))

bw = 25.1 cm Ast = 65.59 cm² Ist = 671.58 cm⁴ Sig,cr,c = 117.90 MPa
 Sig,cr,p = 8832.57 MPa u = 6.23 Sig,m = 0.04 MPa Ist,lim = 0.04 cm⁴

Résistance à la torsion (EC3 article 9.2.1.(7))

IT = 10.90 cm⁴ Ip = 64.12 cm⁴

Condition de vérification: (9.3)

$$((IT/I_p)/(5.3*f_y/E)) = 0.03 < 1.0 \quad \text{OK!}$$

Rigidité minimale (EC3 article 9.3.3.(3))

Condition de vérification: (9.6)

$$I_{st} = 671.58 > 0.75*h_w*t_w^3 = 127.99 \quad \text{OK!}$$

Résistance au flambement (EC3 article 9.4.2)

N_{st,Ed} = 60.65 kN M_{st,Ed} = 0.00 kN*m Lam, *st* = 0.00 X_{st} = 1.00
 N_{st,b,Rd} = 1541.45 kN M_{st,Rd} = 18.57 kN*m e_N = 0.0 cm

Condition de vérification: (EN 1993-1-1 & 6.3.3)

$$N_{st,Ed}/N_{st,Rd} + M_{st,Ed}/M_{st,Rd} = 0.04 < 1.0 \quad \text{OK!}$$

STABILITE DE LA SEMELLE COMPRIMEE (EC3, article 8.1)

Symboles:

k - coefficient dépendant de la classe de la section [8.(1)]
A_w - aire du raidisseur [8.(1)]
A_{fc} - aire de l'aile comprimée [8.(1)]

k = 0.30 A_w = 65.03 cm² A_{fc} = 41.31 cm²

Condition de vérification: (8.1)

$$D/t_w = 24.78 < k(E/f_y f) * [A_w/A_{fc}]^{0.5} = 336.35 \quad \text{OK!}$$

La poutre étudiée satisfait les conditions de la norme Eurocode 3

VI.6/Profilé utilisé dans la structure :

| Élément | Profilé adopté |
|------------------|----------------|
| Solives | IPE160 |
| Poutres | IPE450 |
| Poutres palières | IPN450 |
| Poteaux | HEA400 |
| Contreventement | UPN300 |

The background features a detailed architectural drawing of a building's structural frame, including a gabled roof and various levels. A large, semi-transparent compass is positioned vertically in the center, and a pencil is shown diagonally across the lower half of the page. The entire scene is framed by a decorative black border with ornate scrollwork in the corners.

Chapitre VII: Calcul des assemblages

VII.1/Introduction :

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence

VII.2/Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

VII.2.1/Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour le cas, le choix a été porté sur le boulon de classe 6.8 pour les éléments principales et 4.6 pour l'assemblage des éléments secondaires

| CLASSE | 4.6 | 4.8 | 5.6 | 5.8 | 6.6 | 6.8 | 8.8 | 10.9 |
|-----------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| fyb (N/mm ²) | 240 | 320 | 300 | 400 | 360 | 480 | 460 | 900 |
| fub (N/mm ²) | 400 | 400 | 500 | 500 | 600 | 600 | 800 | 1000 |

Tableau VII.1: Résistance des boulons.

VII.2.2/Le soudage :

Il existe plusieurs procédés dont le soudage à l'arc électrique ou Le soudage à l'arc à l'électrode enrobée (SAEE), soudage manuel ou soudage à la baguette est le plus connu des procédés de soudure. Lorsque l'on approche l'électrode enrobée des pièces à assembler, il se crée un arc électrique qui dégage un fort pouvoir calorifique qui provoque la fusion de l'électrode.

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement des éléments constructifs.

VII.2.3/Fonctionnement par adhérence :

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

VII.2.4/Coefficients partiels de sécurité :

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1,25$
- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{MB} = 1,5$

VII.2.5/ Coefficient de frottement :

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment dans :

Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

- $\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A.
- $\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B.
- $\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C.
- $\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D.

VII.3/ Rôle des assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

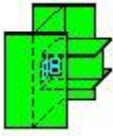

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

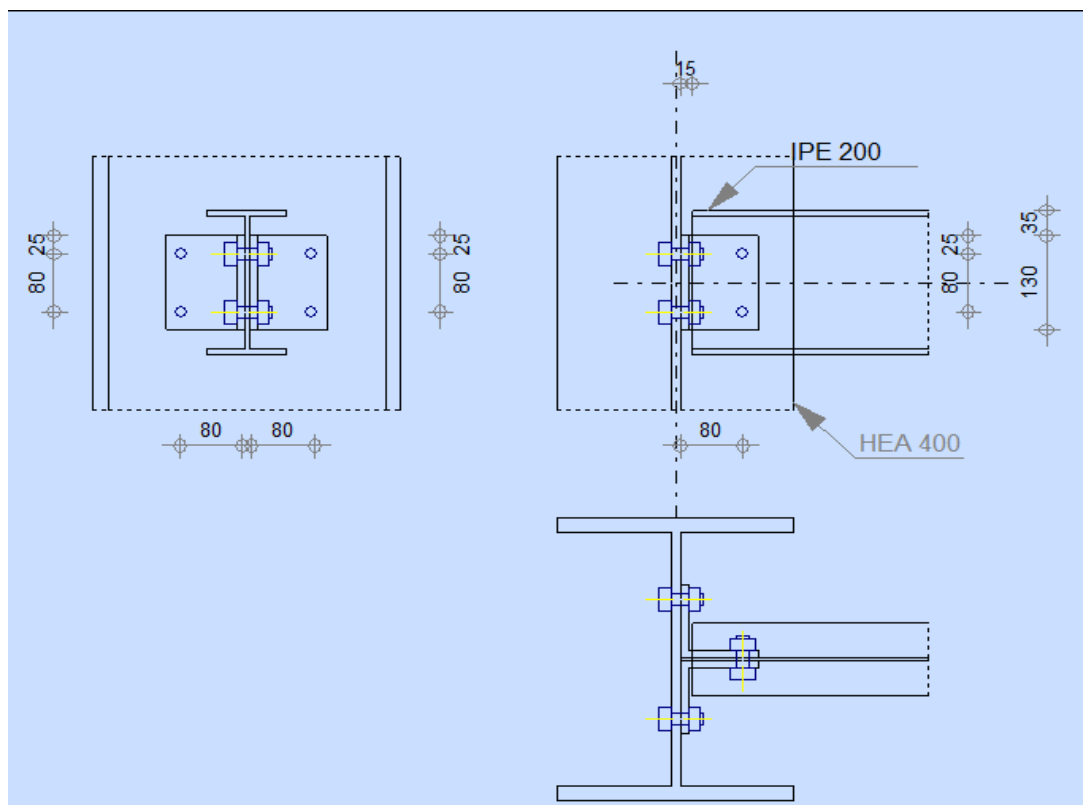
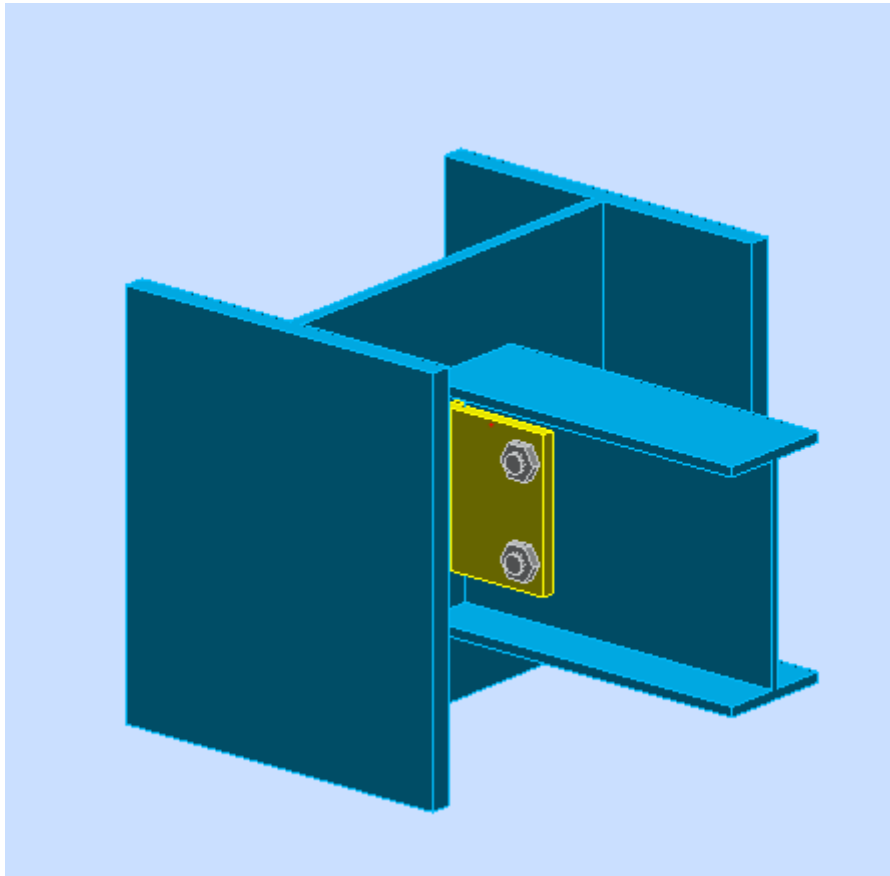
Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

VII.4/ Calculs des assemblages :

VII.4.1/Assemblage poteau poutre secondaire :

| | | | | | | | |
|---|---|-------|------------|----------|--------------|------|---|
|  | Autodesk | Robot | Structural | Analysis | Professional | 2014 |  |
| | Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme) NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 | | | | | | |



GENERAL

| | |
|-------------------------|---------------------|
| Assemblage N°: | 1 |
| Nom de l'assemblage : | Poutre-poteau (âme) |
| Noeud de la structure: | 13 |
| Barres de la structure: | 238, 32 |

GEOMETRIE

POTEAU

| | |
|--|---|
| Profilé: | HEA 400 |
| Barre N°: | 238 |
| $\alpha = -90,0$ [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_c = 390$ [mm] | Hauteur de la section du poteau |
| $b_{fc} = 300$ [mm] | Largeur de la section du poteau |
| $t_{wc} = 11$ [mm] | Epaisseur de l'âme de la section du poteau |
| $t_{fc} = 19$ [mm] | Epaisseur de l'aile de la section du poteau |
| $r_c = 27$ [mm] | Rayon de congé de la section du poteau |
| $A_c = 158,98$ [cm ²] | Aire de la section du poteau |
| $I_{yc} = 45069,40$ [cm ⁴] | Moment d'inertie de la section du poteau |
| Matériau: S 235 | |
| $f_{yc} = 235,00$ [MPa] | Résistance de calcul |
| $f_{uc} = 360,00$ [MPa] | Résistance à la traction |

POUTRE

| | |
|---------------------------------------|--|
| Profilé: | IPE 200 |
| Barre N°: | 32 |
| $\alpha = 0,0$ [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 |
| $r_b = 12$ [mm] | Rayon de congé de la section de la poutre |
| $A_b = 28,48$ [cm ²] | Aire de la section de la poutre |
| $I_{yb} = 1943,17$ [cm ⁴] | Moment d'inertie de la poutre |
| Matériau: S 235 | |
| $f_{yb} = 235,00$ [MPa] | Résistance de calcul |
| $f_{ub} = 360,00$ [MPa] | 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

$f_{yk} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{uk} = 360,00$ [MPa] 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 = 6.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 600,00$ [MPa] Résistance à la traction
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 2$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 25$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 80$ [mm] Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 400,00$ [MPa] Résistance à la traction
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 2$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 25$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 80$ [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: 17: 0.8G-Ex 1*0.80+4*-1.00

$N_{b,Ed} = 2,08$ [kN] Effort axial
 $V_{b,Ed} = 9,19$ [kN] Effort tranchant
 $M_{b,Ed} = 3,98$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 57,91$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
 $F_{t,Rd} = 67,82$ [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**

$F_{b,Rd1x} = 126,72$ [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**

$F_{b,Rd1z} = 126,72$ [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

$k_{1x} = 2,19$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,19 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,37$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,37 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 37,36$ [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

$k_{1z} = 1,41$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $1,41 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,46$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,46 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 30,10$ [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

$e = 83$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,3$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$

$F_{Vz} = 2,3$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 4,7$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$

$F_{x,Ed} = 4,7$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 2,3$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Rdx} = 37,36$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 30,10$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|4,75| < 37,36$ **vérifié** (0,13)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|2,30| < 30,10$ **vérifié** (0,08)

Traction des boulons

| | | |
|--------------------------|---|--|
| $e = 86$ [mm] | Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau | |
| $M_{0t} = 2,38$ [kN*m] | Moment fléchissant réel | $M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$ |
| $F_{t,Ed} = 30,28$ [kN] | Effort de traction dans le boulon extrême | $F_{t,Ed} = M_{0t} * Z_{max} / \sum Z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$ |
| $F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ | $30,28 < 67,82$ | vérifié (0,45) |

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

| | | |
|--|---|---|
| $F_{v,Ed} = 5,28$ [kN] | Effort tranchant résultant dans le boulon | $F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$ |
| $F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$ | $0,41 < 1,00$ | vérifié (0,41) |

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 |

| | | |
|----------------------|--|--|
| $\alpha_{bx} = 1,00$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |

$F_{b,Rd1x} = 64,51$ [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 |

| | | |
|----------------------|--|--|
| $\alpha_{bz} = 1,00$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |

$F_{b,Rd1z} = 64,51$ [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

| | | |
|-----------------|--|--|
| $k_{1x} = 2,19$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1x} > 0.0$ | $2,19 > 0,00$ | vérifié |

| | | |
|----------------------|--|--|
| $\alpha_{bx} = 0,37$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $0,37 > 0,00$ | vérifié |

$F_{b,Rd2x} = 74,71$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

| | | |
|-----------------|--|---|
| $k_{1z} = 1,41$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1z} > 0.0$ | $1,41 > 0,00$ | vérifié |

| | | |
|----------------------|--|--|
| $\alpha_{bz} = 0,46$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $0,46 > 0,00$ | vérifié |

$F_{b,Rd2z} = 60,21$ [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

| | | |
|---------------------|---|---------------------------------|
| $e = 86$ [mm] | Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau | |
| $M_0 = 4,76$ [kN*m] | Moment fléchissant réel | $M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$ |

| | | | | |
|---------------------------|------|---|---|--------|
| $e = 86$ | [mm] | Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau | | |
| $F_{Nx} = 1,04$ | [kN] | Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial | $F_{Nx} = N_{b,Ed} /n$ | |
| $F_{Vz} = 4,59$ | [kN] | Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant | $F_{Vz} = V_{b,Ed} /n$ | |
| $F_{Mx} = 59,5$ | [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 | $F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$ | |
| $F_{x,Ed} = 60,5$ | [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x | $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$ | |
| $F_{z,Ed} = 4,59$ | [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z | $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$ | |
| $F_{Rdx} = 64,5$ | [kN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x | $F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$ | |
| $F_{Rdz} = 60,2$ | [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}$ | | $ 60,55 < 64,51$ | vérifié | (0,94) |
| $ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ | | $ 4,59 < 60,21$ | vérifié | (0,08) |

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

CORNIERE



| | | | | |
|-----------------------------------|--------------------|--|--|--------|
| $A_{nt} = 1,10$ | [cm ²] | Aire nette de la zone de la section en traction | | |
| $A_{nv} = 7,80$ | [cm ²] | Aire de la zone de la section en traction | | |
| $V_{effRd} = 121,6$ | [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}$ | | $ 4,59 < 121,67$ | vérifié | (0,04) |

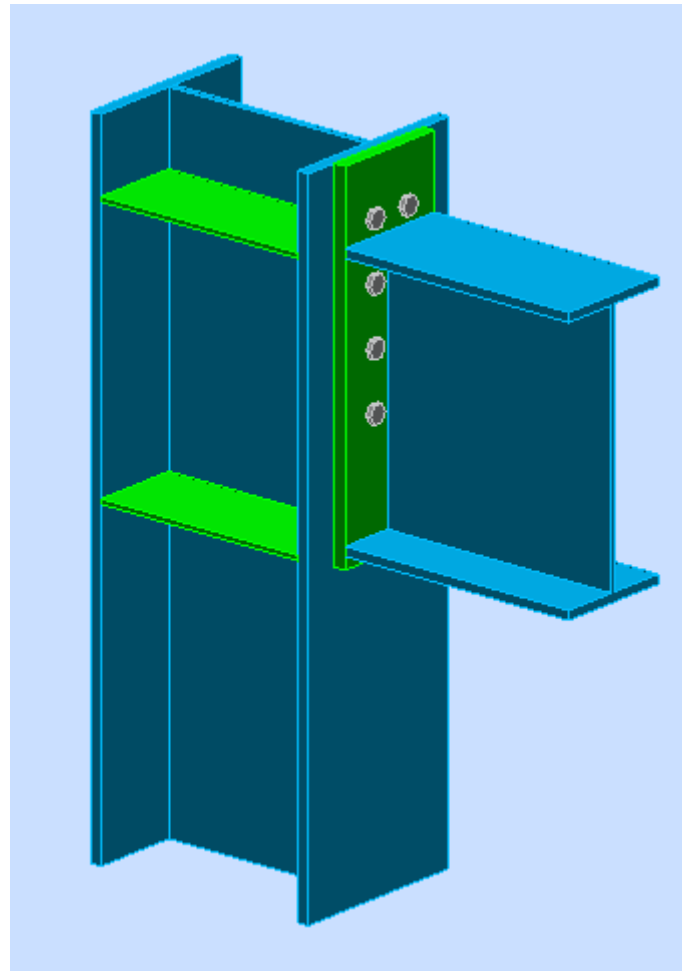
POUTRE

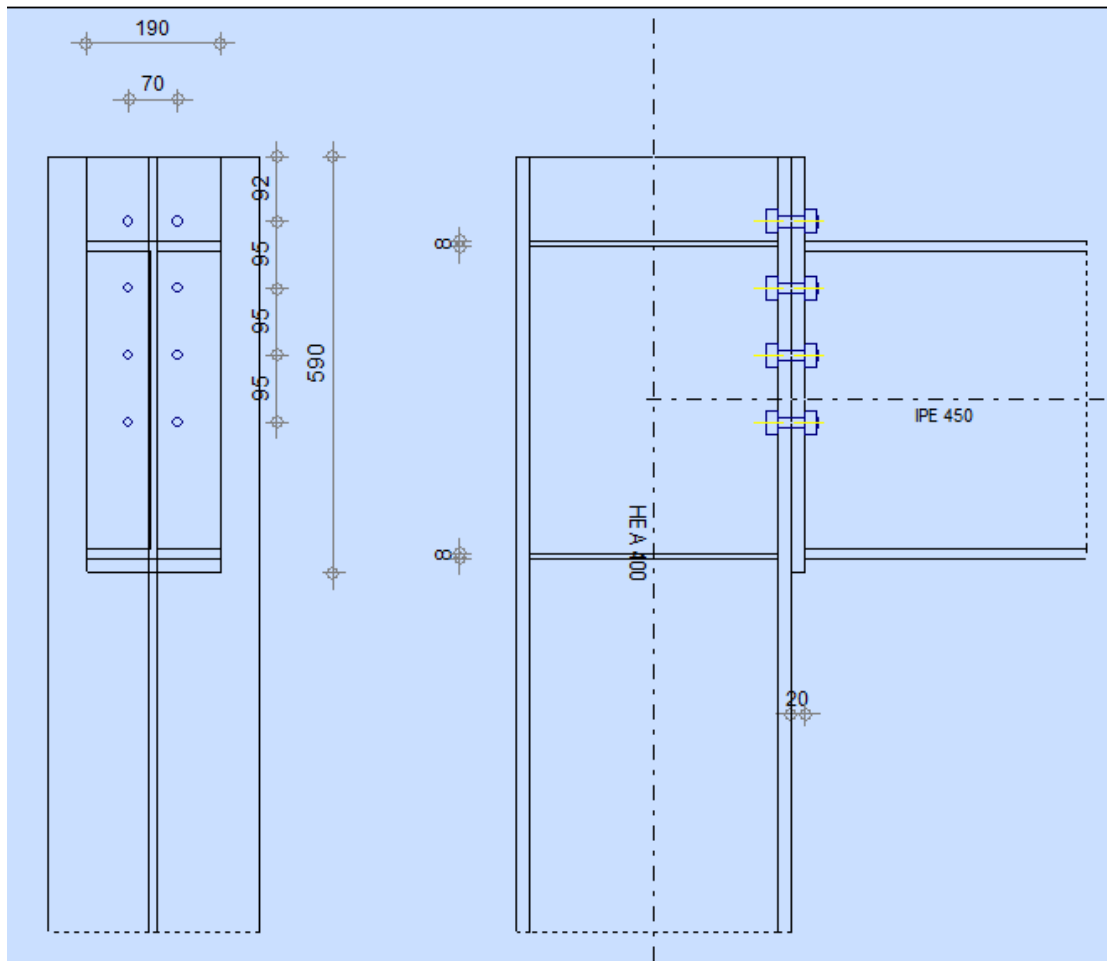
| | | | | |
|-----------------------------|--------------------|--|--|--------|
| $A_{nt} = 3,14$ | [cm ²] | Aire nette de la zone de la section en traction | | |
| $A_{nv} = 6,33$ | [cm ²] | Aire de la zone de la section en traction | | |
| $V_{effRd} = 131,0$ | [kN] | Résistance de calcul de la section 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}$ | | $ 9,19 < 131,02$ | vérifié | (0,07) |

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,94

VII.4.2/Assemblage traverse poteau :

| | | | | | | | |
|---|---|-------|------------|----------|--------------|------|---|
|  | Autodesk | Robot | Structural | Analysis | Professional | 2014 |  |
| | Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau | | | | | | Ratio 0,15 |
| NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 | | | | | | | |





GENERAL

| | |
|-------------------------|-------------------|
| Assemblage N°: | 2 |
| Nom de l'assemblage : | Angle de portique |
| Noeud de la structure: | 13 |
| Barres de la structure: | 238, 9 |

GEOMETRIE

POTEAU

| | |
|------------|--|
| Profilé: | HEA 400 |
| Barre N°: | 238 |
| $\alpha =$ | -90,0 [Deg] Angle d'inclinaison |
| $h_c =$ | 390 [mm] Hauteur de la section du poteau |
| $b_{fc} =$ | 300 [mm] Largeur de la section du poteau |
| $t_{wc} =$ | 11 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau |
| $t_{fc} =$ | 19 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau |
| $r_c =$ | 27 [mm] Rayon de congé de la section du poteau |
| $A_c =$ | 158,98 [cm ²] Aire de la section du poteau |

| | | | |
|------------|----------|--------------------|--|
| $\alpha =$ | -90,0 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $I_{xc} =$ | 45069,40 | [cm ⁴] | Moment d'inertie de la section du poteau |
| Matériau: | S 235 | | |
| $f_{yc} =$ | 235,00 | [MPa] | Résistance |

POUTRE

| | | | |
|------------|----------|--------------------|--|
| Profilé: | YPE 450 | | |
| Barre N°: | 9 | | |
| $\alpha =$ | -0,0 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_b =$ | 450 | [mm] | Hauteur de la section de la poutre |
| $b_f =$ | 190 | [mm] | Largeur de la section de la poutre |
| $t_{wb} =$ | 9 | [mm] | Epaisseur de l'âme de la section de la poutre |
| $t_{fb} =$ | 15 | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section de la poutre |
| $r_b =$ | 21 | [mm] | Rayon de congé de la section de la poutre |
| $r_b =$ | 21 | [mm] | Rayon de congé de la section de la poutre |
| $A_b =$ | 98,82 | [cm ²] | Aire de la section de la poutre |
| $I_{xb} =$ | 33742,90 | [cm ⁴] | Moment d'inertie de la poutre |
| Matériau: | S 235 | | |
| $f_{yb} =$ | 235,00 | [MPa] | Résistance |

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

| | | | |
|--------------------|----------|------|---|
| $d =$ | 16 | [mm] | Diamètre du boulon |
| Classe = | 6.8 | | Classe du boulon |
| $F_{tRd} =$ | 67,82 | [kN] | Résistance du boulon à la traction |
| $n_h =$ | 2 | | Nombre de colonnes des boulons |
| $n_v =$ | 4 | | Nombre de rangées des boulons |
| $h_1 =$ | 92 | [mm] | Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about |
| Ecartement $e_i =$ | 70 | [mm] | |
| Entraxe $p_i =$ | 95;95;95 | [mm] | |

PLATINE

| | | | |
|------------|--------|-------|-------------------------|
| $h_p =$ | 590 | [mm] | Hauteur de la platine |
| $b_p =$ | 190 | [mm] | Largeur de la platine |
| $t_p =$ | 20 | [mm] | Epaisseur de la platine |
| Matériau: | S 235 | | |
| $f_{yp} =$ | 235,00 | [MPa] | Résistance |

RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

| | | | |
|-------------|--------|-------|-------------------------|
| $h_{su} =$ | 352 | [mm] | Hauteur du raidisseur |
| $b_{su} =$ | 145 | [mm] | Largeur du raidisseur |
| $t_{hu} =$ | 8 | [mm] | Epaisseur du raidisseur |
| Matériau: | S 235 | | |
| $f_{ysu} =$ | 235,00 | [MPa] | Résistance |

Inférieur

| | | | |
|------------|-----|------|-------------------------|
| $h_{sd} =$ | 352 | [mm] | Hauteur du raidisseur |
| $b_{sd} =$ | 145 | [mm] | Largeur du raidisseur |
| $t_{hd} =$ | 8 | [mm] | Epaisseur du raidisseur |

Matériau: S 235
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 7$ [mm] Soudure âme
 $a_r = 11$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 7$ [mm] Soudure du raidisseur

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]
 $\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 19: 0.8G-Ey 1*0.80+5*-1.00

$M_{b1,Ed} = 25,47$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 25,52$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = 3,94$ [kN] Effort axial dans la poutre droite
 $M_{c1,Ed} = -12,03$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur
 $V_{c1,Ed} = -3,17$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
 $N_{c1,Ed} = -108,25$ [kN] Effort axial dans le poteau inférieur
 $M_{c2,Ed} = 17,03$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau supérieur
 $V_{c2,Ed} = 9,14$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur
 $N_{c2,Ed} = -86,08$ [kN] Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b = 98,82$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]
 $N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $N_{tb,Rd} = 2322,27$ [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 50,84$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$
 $V_{cb,Rd} = 689,84$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
 $V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0,04 < 1,00 **vérifié** (0,04)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1701,79$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{b,pl,Rd} = 399,92$ [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

$W_{pl} = 1701,79$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]
 $M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{cb,Rd} = 399,92$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 399,92$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_f = 435$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$
 $F_{c,fb,Rd} = 918,51$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 25,47$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]
 $M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]
 $V_{c1,Ed} = -3,17$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]
 $V_{c2,Ed} = 9,14$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]
 $z = 423$ [mm] Bras de levier [6.2.5]
 $V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$
 $V_{wp,Ed} = 66,35$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]
 $A_{vs} = 57,33$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $A_{vc} = 57,33$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $d_s = 442$ [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]
 $M_{pl,fc,Rd} = 6,36$ [kN*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]
 $M_{pl,stu,Rd} = 1,13$ [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]
 $M_{pl,sti,Rd} = 1,13$ [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]
 $V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$
 $V_{wp,Rd} = 733,95$ [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]
 $V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,09 < 1,00$ **vérifié** (0,09)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]
 $b_{eff,c,wc} = 316$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]
 $A_{vc} = 57,33$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $\omega = 0,82$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]
 $\sigma_{com,Ed} = 11,04$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]
 $k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]
 $A_s = 19,62$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]
 $F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$
 $F_{c,wc,Rd1} = 1132,51$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 298$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_p = 0,87$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
 $\rho = 0,89$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_s = 3,38$ 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]
 $F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$
 $F_{c,wc,Rd2} = 1055,72$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$
 $F_{c,wc,Rd} = 1055,72$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [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 | 8 | - | 115 | - | 71 | 50 | 98 | 50 | 98 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | 8 | - | 115 | - | 95 | 50 | 86 | 50 | 86 | 120 | 46 | 46 | 46 |
| 3 | 8 | - | 115 | - | 95 | 50 | 175 | 50 | 175 | 190 | 95 | 95 | 95 |
| 4 | 8 | - | 115 | - | 95 | 50 | 85 | 50 | 85 | 120 | 45 | 45 | 45 |

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 | 16 | 60 | 92 | 71 | 98 | 95 | 95 | 95 | - | - | - | - |
| 2 | 22 | - | 60 | - | 95 | 141 | 167 | 141 | 167 | 165 | 132 | 132 | 132 |
| 3 | 22 | - | 60 | - | 95 | 141 | 165 | 141 | 165 | 190 | 95 | 95 | 95 |
| 4 | 22 | - | 60 | - | 95 | 141 | 165 | 141 | 165 | 165 | 130 | 130 | 130 |

- 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} = 67,82 [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

B_{p,Rd} = 247,55 [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

N_{j,Rd} = Min (N_{b,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})

N_{j,Rd} = 542,59 [kN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} ≤ 1,0 0,01 < 1,00 **vérifié** (0,01)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

F_{t,Rd} = 67,82 [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

B_{p,Rd} = 247,55 [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

F_{t,fc,Rd} – résistance de la semelle du poteau à la flexion

F_{t,wc,Rd} – résistance de l'âme du poteau à la traction

F_{t,ep,Rd} – résistance de la platine fléchie à la flexion

F_{t,wb,Rd} – résistance de l'âme à la traction

F_{t,fc,Rd} = 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,wc,Rd} = ω b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / γ_{M0} [6.2.6.3.(1)]

F_{t,ep,Rd} = Min (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) [6.2.6.5], [Tab.6.2]

F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / γ_{M0} [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 1

| F _{t1,Rd,comp} - Formule | F _{t1,Rd,comp} | Composant |
|---|-------------------------|-----------------------------------|
| F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp}) | 127,56 | Résistance d'une rangée de boulon |
| F _{t,fc,Rd(1)} = 135,65 | 135,65 | Aile du poteau - traction |
| F _{t,wc,Rd(1)} = 127,56 | 127,56 | Ame du poteau - traction |

| F_{t1,Rd,comp} - Formule | F_{t1,Rd,comp} | Composant |
|---|-------------------------------|---------------------------------------|
| $F_{t,ep,Rd(1)} = 135,65$ | 135,65 | Platine d'about - traction |
| $B_{p,Rd} = 495,09$ | 495,09 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta = 733,95$ | 733,95 | Panneau d'âme - compression |
| $F_{c,wc,Rd} = 1055,72$ | 1055,72 | Ame du poteau - compression |
| $F_{c,fb,Rd} = 918,51$ | 918,51 | Aile de la poutre - compression |

RESISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 2

| F_{t2,Rd,comp} - Formule | F_{t2,Rd,comp} | Composant |
|--|-------------------------------|---------------------------------------|
| $F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$ | 127,56 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,fc,Rd(2)} = 135,65$ | 135,65 | Aile du poteau - traction |
| $F_{t,wc,Rd(2)} = 127,56$ | 127,56 | Ame du poteau - traction |
| $F_{t,ep,Rd(2)} = 135,65$ | 135,65 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(2)} = 310,63$ | 310,63 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd} = 495,09$ | 495,09 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 733,95 - 127,56$ | 606,39 | Panneau d'âme - compression |
| $F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1055,72 - 127,56$ | 928,16 | Ame du poteau - compression |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 918,51 - 127,56$ | 790,95 | Aile de la poutre - compression |

RESISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 3

| F_{t3,Rd,comp} - Formule | F_{t3,Rd,comp} | Composant |
|---|-------------------------------|---------------------------------------|
| $F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$ | 127,56 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,fc,Rd(3)} = 135,65$ | 135,65 | Aile du poteau - traction |
| $F_{t,wc,Rd(3)} = 127,56$ | 127,56 | Ame du poteau - traction |
| $F_{t,ep,Rd(3)} = 135,65$ | 135,65 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(3)} = 310,63$ | 310,63 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd} = 495,09$ | 495,09 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 733,95 - 255,12$ | 478,82 | Panneau d'âme - compression |
| $F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1055,72 - 255,12$ | 800,60 | Ame du poteau - compression |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 918,51 - 255,12$ | 663,39 | Aile de la poutre - compression |
| $F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 271,30 - 127,56$ | 143,73 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 347,85 - 127,56$ | 220,29 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 271,30 - 127,56$ | 143,73 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 347,85 - 127,56$ | 220,29 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 271,30 - 127,56$ | 143,73 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 501,71 - 127,56$ | 374,15 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 271,30 - 127,56$ | 143,73 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 501,71 - 127,56$ | 374,15 | Ame de la poutre - traction - groupe |

RESISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 4

| F_{t4,Rd,comp} - Formule | F_{t4,Rd,comp} | Composant |
|--|-------------------------------|---------------------------------------|
| $F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$ | 127,56 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,fc,Rd(4)} = 135,65$ | 135,65 | Aile du poteau - traction |
| $F_{t,wc,Rd(4)} = 127,56$ | 127,56 | Ame du poteau - traction |
| $F_{t,ep,Rd(4)} = 135,65$ | 135,65 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(4)} = 310,63$ | 310,63 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd} = 495,09$ | 495,09 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 733,95 - 382,69$ | 351,26 | Panneau d'âme - compression |
| $F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1055,72 - 382,69$ | 673,03 | Ame du poteau - compression |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 918,51 - 382,69$ | 535,83 | Aile de la poutre - compression |

| | | | | |
|---|----------|--------------------|--|-----------------------|
| $A_w =$ | 129,94 | [cm ²] | Aire de toutes les soudures | [4.5.3.2(2)] |
| $A_{wy} =$ | 76,91 | [cm ²] | Aire des soudures horizontales | [4.5.3.2(2)] |
| $A_{wz} =$ | 53,03 | [cm ²] | Aire des soudures verticales | [4.5.3.2(2)] |
| $I_{wy} =$ | 43298,90 | [cm ⁴] | Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. | [4.5.3.2(5)] |
| $\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$ | 9,89 | [MPa] | Contrainte normale dans la soudure | [4.5.3.2(5)] |
| $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$ | 8,18 | [MPa] | Contraintes dans la soudure verticale | [4.5.3.2(5)] |
| $\tau_{II} =$ | 4,81 | [MPa] | Contrainte tangentielle | [4.5.3.2(5)] |
| $\beta_w =$ | 0,80 | | Coefficient de corrélation | [4.5.3.2(7)] |
| $\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ | 19,78 | < | 360,00 | vérifié (0,05) |
| $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ | 18,36 | < | 360,00 | vérifié (0,05) |
| $\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$ | 9,89 | < | 259,20 | vérifié (0,04) |

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

| | | | | |
|--------------|----|------|-------------------------------------|---------------|
| $t_{wash} =$ | 4 | [mm] | Epaisseur de la plaquette | [6.2.6.3.(2)] |
| $h_{head} =$ | 12 | [mm] | Hauteur de la tête du boulon | [6.2.6.3.(2)] |
| $h_{nut} =$ | 16 | [mm] | Hauteur de l'écrou du boulon | [6.2.6.3.(2)] |
| $L_b =$ | 61 | [mm] | Longueur du boulon | [6.2.6.3.(2)] |
| $k_{10} =$ | 4 | [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 | 6,83 | 206,22 |
| 1 | 471 | 0 | 0 | 182 | 0 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 376 | 1 | 574 | 85 | 1 | 3,00 | 112,53 |
| 3 | 281 | 1 | 621 | 61 | 1 | 2,38 | 66,67 |
| 4 | 186 | 1 | 561 | 83 | 1 | 1,46 | 27,03 |

$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$
 $Z_{eq} = 302$ [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$
 $k_{eq} = 2$ [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$A_{vc} = 57,33$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\beta = 1,00$ Paramètre de transformation [5.3.(7)]

$z = 302$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$k_1 = 7$ [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2.(1)]

$k_2 = \infty$ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [6.3.2.(1)]

$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 32975,44$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\mu = 1,00$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 32975,44$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

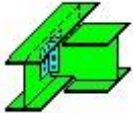

$S_{j,rig} = 94480,12$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

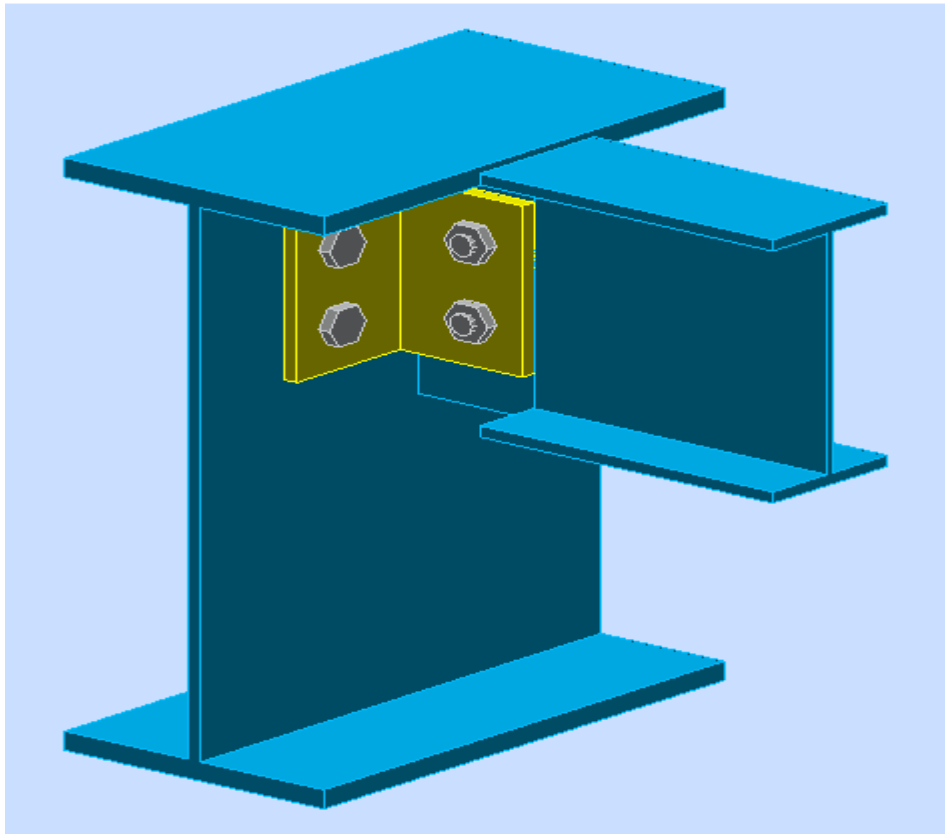
$S_{j,pin} = 5905,01$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

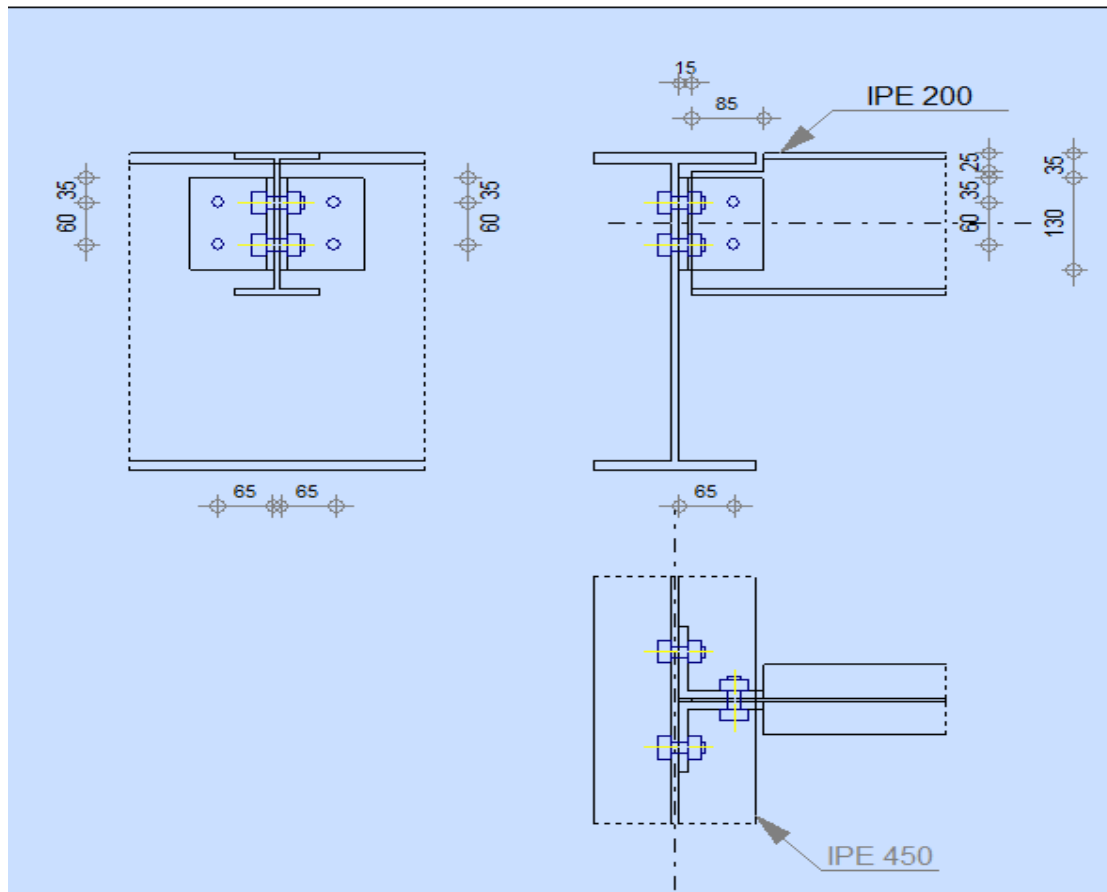
$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,15

VII.4.3/Assemblage poutre principale solive :

| | | |
|---|---|---|
|  | Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 |  |
| | Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme) NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 | |





GENERAL

| | |
|-------------------------|---------------------|
| Assemblage N°: | 3 |
| Nom de l'assemblage : | Poutre-poutre (âme) |
| Noeud de la structure: | 39 |
| Barres de la structure: | 8, 35 |

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

| | | |
|------------|-----------------------------|---|
| Profilé: | IPE 450 | |
| Barre N°: | 8 | |
| $\alpha =$ | -90,0 [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_g =$ | 450 [mm] | Hauteur de la section poutre principale |
| $b_{fg} =$ | 190 [mm] | Largeur de l'aile de la section de la poutre principale |
| $t_{wg} =$ | 9 [mm] | Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale |
| $t_{fg} =$ | 15 [mm] | Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale |
| $r_g =$ | 21 [mm] | Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale |
| $A_p =$ | 98,82 [cm ²] | Aire de la section de la poutre principale |
| $I_{yp} =$ | 33742,90 [cm ⁴] | Moment d'inertie de la section de la poutre principale |
| Matériau: | S 235 | |
| $f_{yg} =$ | 235,00 [MPa] | Résistance de calcul |

| | | |
|------------|--------------|--------------------------|
| $f_{yg} =$ | 235,00 [MPa] | Résistance de calcul |
| $f_{ug} =$ | 360,00 [MPa] | Résistance à la traction |

POUTRE

| | | |
|------------|----------------------------|--|
| Profilé: | IPE 200 | |
| Barre N°: | 35 | |
| $\alpha =$ | 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] | Épaisseur de l'âme de la section de la poutre |
| $t_{fb} =$ | 9 [mm] | Épaisseur de l'aile de la section de la poutre |
| $r_b =$ | 12 [mm] | Rayon de congé de la section de la poutre |
| $A_b =$ | 28,48 [cm ²] | Aire de la section de la poutre |
| $I_{yb} =$ | 1943,17 [cm ⁴] | Moment d'inertie de la poutre |
| Matériau: | S 235 | |
| $f_{yb} =$ | 235,00 [MPa] | Résistance de calcul |
| $f_{ub} =$ | 360,00 [MPa] | Résistance à la traction |

ENCOCHE DE LA POUTRE

| | | |
|---------|---------|-----------------------|
| $h_1 =$ | 25 [mm] | Encoche supérieur |
| $h_2 =$ | 0 [mm] | Encoche inférieure |
| $l =$ | 85 [mm] | Longueur de l'encoche |

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] | Épaisseur 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 | |
| $f_{yk} =$ | 235,00 [MPa] | Résistance de calcul |
| $f_{uk} =$ | 360,00 [MPa] | Résistance à la traction |

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

| | | |
|--------------|-------------------------|---------------------------------------|
| Classe = 4.6 | Classe du boulon | |
| $d =$ | 16 [mm] | Diamètre du boulon |
| $d_0 =$ | 18 [mm] | Diamètre du trou de boulon |
| $A_s =$ | 1,57 [cm ²] | Aire de la section efficace du boulon |
| $A_v =$ | 2,01 [cm ²] | Aire de la section du boulon |
| $f_{ub} =$ | 400,00 [MPa] | 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 = 6.8 | | Classe du boulon |
| d = 16 | [mm] | Diamètre du boulon |
| d ₀ = 18 | [mm] | Diamètre du trou de boulon |
| A _s = 1,57 | [cm ²] | Aire de la section efficace du boulon |
| A _v = 2,01 | [cm ²] | Aire de la section du boulon |
| f _{ub} = 600,00 | [MPa] | 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

| | | | |
|------------------------|--|---------------------------------|-------|
| γ _{M0} = 1,00 | | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |
| γ _{M2} = 1,25 | | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |

EFFORTS

Cas: 6: ELU 1*1.35+2*1.50

| | | |
|---------------------------|--------|--------------------|
| N _{b,Ed} = -0,02 | [kN] | Effort axial |
| V _{b,Ed} = 9,72 | [kN] | Effort tranchant |
| M _{b,Ed} = 0,51 | [kN*m] | Moment fléchissant |

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

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 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 |
| α _{bx} = 1,00 | | Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd} | $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$ |
| α _{bx} > 0.0 | 1,00 > 0,00 | | vérifié |

F_{b,Rd1x} = 108,29 [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 |
| α _{bz} = 0,86 | | Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd} | $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$ |
| α _{bz} > 0.0 | 0,86 > 0,00 | | vérifié |

F_{b,Rd1z} = 93,25 [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 $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $0,65 > 0,00$ | vérifié |
| $F_{b,Rd2x} = 74,67$ [kN] | Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$ | |
| 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 |
| $F_{b,Rd2z} = 74,67$ [kN] | Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$ | |

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - 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 | |
| $M_0 = 0,3$ [kN*m] | Moment fléchissant réel | $M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$ |
| $F_{Vz} = 2,4$ [kN] | Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant | $F_{Vz} = 0.5 * V_{b,Ed} / n$ |
| $F_{Mx} = 5,4$ [kN] | Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment | $F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$ |
| $F_{x,Ed} = 5,4$ [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x | $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$ |
| $F_{z,Ed} = 2,4$ [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}$ | $ 5,49 < 38,60$ | vérifié (0,14) |
| $ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ | $ 2,43 < 38,60$ | vérifié (0,06) |

Traction des boulons

| | | |
|--------------------------|---|--|
| $e = 70$ [mm] | Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale | |
| $M_{0t} = 0,6$ [kN*m] | Moment fléchissant réel | $M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$ |
| $F_{t,Ed} = 9,9$ [kN] | Effort de traction dans le boulon extrême | $F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$ |
| $F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ | $9,93 < 45,22$ | vérifié (0,22) |

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

| | | |
|--|---|---|
| $F_{v,Ed} = 6,00$ [kN] | Effort tranchant résultant dans le boulon | $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$ |
| $F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$ | $0,31 < 1,00$ | vérifié (0,31) |

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 115,81$ [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 $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d^* t / \gamma_{M2}$ | |
| 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 |
| $\alpha_{bz} = 0,83$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $0,83 > 0,00$ | vérifié |
| $F_{b,Rd1z} = 53,76$ [kN] | Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d^* t / \gamma_{M2}$ | |

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 $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d^* t / \gamma_{M2}$ | |
| 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 $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d^* t / \gamma_{M2}$ | |

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

| | | |
|---------------------------|---|---|
| $e = 70$ [mm] | Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale | |
| $M_0 = 1,1$ [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 | $F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$ |
| $F_{Vz} = 4,8$ [kN] | Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant | $F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$ |
| $F_{Mx} = 19,87$ [kN] | Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x | $F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$ |
| $F_{Mz} = 0,0$ [kN] | Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z | $F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$ |
| $F_{x,Ed} = 19,88$ [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x | $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$ |
| $F_{z,Ed} = 4,86$ [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z | $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$ |
| $F_{Rdx} = 59,73$ [kN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x | $F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$ |
| $F_{Rdz} = 53,76$ [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}$ | $ 19,88 < 59,73$ | vérifié (0,33) |
| $ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ | $ 4,86 < 53,76$ | vérifié (0,09) |

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

CORNIERE

| | | | | |
|---------------------------------------|--------------------|--|--|--------|
| $A_{nt} = 2,60$ | [cm ²] | Aire nette de la zone de la section en traction | | |
| $A_{nv} = 6,80$ | [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 | $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$ | + |
| $ 0.5 \cdot V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$ | | $ 4,86 < 129,70$ | vérifié | (0,04) |



POUTRE

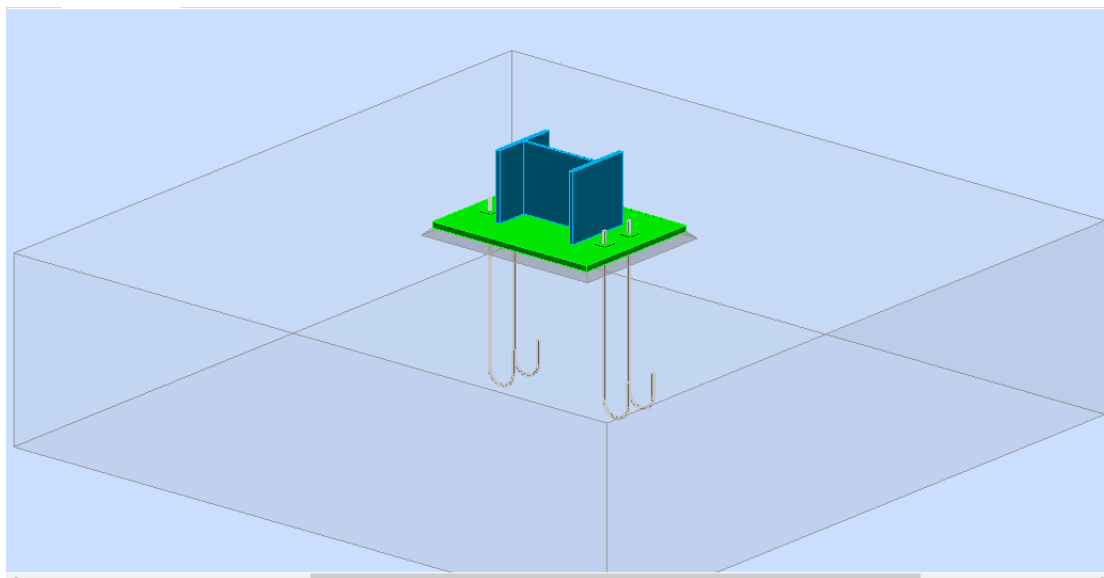
| | | | | |
|-----------------------------|--------------------|--|--|--------|
| $A_{nt} = 2,30$ | [cm ²] | Aire nette de la zone de la section en traction | | |
| $A_{nv} = 4,37$ | [cm ²] | Aire de la zone de la section en traction | | |
| $V_{effRd} = 92,33$ | [kN] | Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous | $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$ | |
| $ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$ | | $ 9,72 < 92,33$ | vérifié | (0,11) |

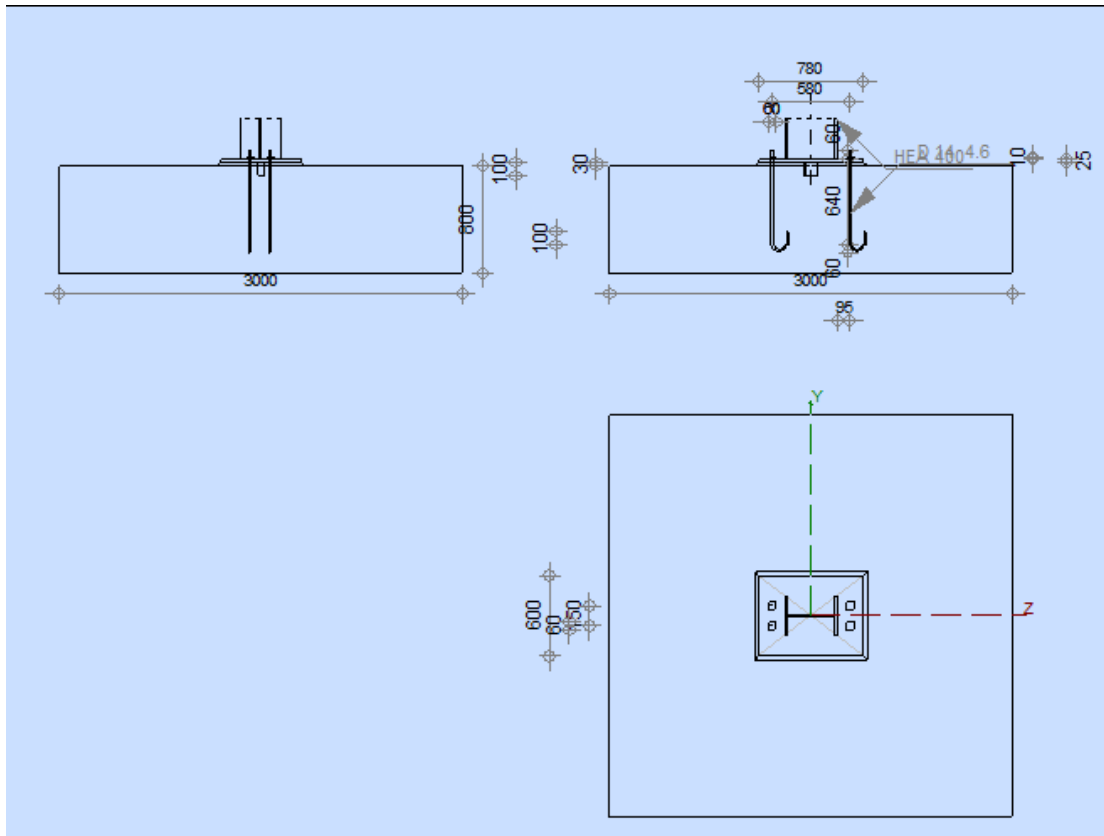
Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,33

VII.4.4/Assemblage pied de poteau encastré :

| | | | | | | | |
|---|--|-------|------------|----------|--------------|------|---|
|  | Autodesk | Robot | Structural | Analysis | Professional | 2014 |  |
| | Calcul du Pied de Poteau encastré | | | | | | |
| | Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete | | | | | | |
| | | | | | | | Ratio 0,70 |





GENERAL

| | |
|-------------------------|-------------------------|
| Assemblage N°: | 4 |
| Nom de l'assemblage : | Pied de poteau encastré |
| Noeud de la structure: | 243 |
| Barres de la structure: | 236 |

GEOMETRIE

POTEAU

| | | | |
|------------|----------|--------------------|---|
| Profilé: | HEA 400 | | |
| Barre N°: | 236 | | |
| $L_c =$ | 4,00 | [m] | Longueur du poteau |
| $\alpha =$ | 0,0 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_c =$ | 390 | [mm] | Hauteur de la section du poteau |
| $b_{fc} =$ | 300 | [mm] | Largeur de la section du poteau |
| $t_{wc} =$ | 11 | [mm] | Epaisseur de l'âme de la section du poteau |
| $t_{fc} =$ | 19 | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section du poteau |
| $r_c =$ | 27 | [mm] | Rayon de congé de la section du poteau |
| $A_c =$ | 158,98 | [cm ²] | Aire de la section du poteau |
| $I_{yc} =$ | 45069,40 | [cm ⁴] | Moment d'inertie de la section du poteau |
| Matériau: | S 235 | | |
| $f_{yc} =$ | 235,00 | [MPa] | Résistance |
| $f_{uc} =$ | 360,00 | [MPa] | Résistance ultime du matériau |

PLATINE DE PRESCELLEMENT

| | | | |
|-------------|--------|-------|-------------------------------|
| $l_{pd} =$ | 780 | [mm] | Longueur |
| $b_{pd} =$ | 600 | [mm] | Largeur |
| $t_{pd} =$ | 25 | [mm] | Epaisseur |
| Matériau: | S 235 | | |
| $f_{ypd} =$ | 235,00 | [MPa] | Résistance |
| $f_{upd} =$ | 360,00 | [MPa] | Résistance ultime du matériau |

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

| | | | |
|-----------------------|--------|--------------------|--|
| Classe = | 4.6 | | Classe de tiges d'ancrage |
| $f_{yb} =$ | 240,00 | [MPa] | Limite de plasticité du matériau du boulon |
| $f_{ub} =$ | 400,00 | [MPa] | Résistance du matériau du boulon à la traction |
| $d =$ | 14 | [mm] | Diamètre du boulon |
| $A_s =$ | 1,15 | [cm ²] | Aire de la section efficace du boulon |
| $A_v =$ | 1,54 | [cm ²] | Aire de la section du boulon |
| $n_H =$ | 2 | | Nombre de colonnes des boulons |
| $n_V =$ | 2 | | Nombre de rangées des boulons |
| Ecartement $e_{Hi} =$ | 580 | [mm] | |
| Entraxe $e_{Vi} =$ | 150 | [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 |

BECHE

| | | | |
|------------|---------|-------|------------|
| Profilé: | IPE 100 | | |
| $l_w =$ | 100 | [mm] | Longueur |
| Matériau: | S 235 | | |
| $f_{yw} =$ | 235,00 | [MPa] | Résistance |

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

| | | | |
|-------|------|------|------------------------|
| $L =$ | 3000 | [mm] | Longueur de la semelle |
| $B =$ | 3000 | [mm] | Largeur de la semelle |
| $H =$ | 850 | [mm] | Hauteur de la semelle |

Béton

| | | | |
|--------|--------|--|--|
| Classe | C20/25 | | |
|--------|--------|--|--|

$f_{ck} = 20,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 7$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 4$ [mm] Bêche

EFFORTS

Cas: 14: $G+Q+1.2E_y (1+2) * 1.00+5*1.20$

$N_{j,Ed} = -690,28$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = -13,13$ [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = 0,87$ [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = -0,86$ [kN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = 18,85$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 13,33$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 19,98$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp} / (3 * f_j * \gamma_{Mo}))}$

$c = 50$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 118$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 399$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 470,89$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 4237,98$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$

$A_{c1} = 4237,98$ [cm²] 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)]

$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$

$f_{jd} = 26,67$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 1220,09$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 470,89$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 470,89$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$

$F_{c,Rd,n} = 3253,58$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 1255,70$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 1255,70$ [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y} = 2561,80$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 602,02$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 371$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$

| | |
|--|--|
| $F_{c,fc,Rd,y} = 1\,622,70$ [kN] | Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)] |
| $W_{pl,z} = 872,86$ [cm ³] | Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)] |
| $M_{c,Rd,z} = 205,12$ [kN*m] | Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5] |
| $h_{f,z} = 200$ [mm] | Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)] |
| $F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$ | |
| $F_{c,fc,Rd,z} = 1\,028,15$ [kN] | Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)] |

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

| | |
|--|---|
| $N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$ | |
| $N_{j,Rd} = 3\,253,58$ [kN] | Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)] |
| $F_{C,Rd,y} = \min(F_{C,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$ | |
| $F_{C,Rd,y} = 1\,255,70$ [kN] | Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3] |
| $F_{C,Rd,z} = \min(F_{C,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$ | |
| $F_{C,Rd,z} = 1\,028,15$ [kN] | Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3] |

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

| | | | |
|--|---|---------------|--------|
| $N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) | $0,21 < 1,00$ | vérifié | (0,21) |
| $e_y = 1$ [mm] | Excentricité de l'effort axial | [6.2.8.3] | |
| $z_{c,y} = 186$ [mm] | Bras de levier $F_{C,Rd,y}$ | [6.2.8.1.(2)] | |
| $z_{t,y} = 290$ [mm] | Bras de levier $F_{T,Rd,y}$ | [6.2.8.1.(3)] | |
| $M_{j,Rd,y} = 3,12$ [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) | $0,28 < 1,00$ | vérifié | (0,28) |
| $e_z = 27$ [mm] | Excentricité de l'effort axial | [6.2.8.3] | |
| $z_{c,z} = 100$ [mm] | Bras de levier $F_{C,Rd,z}$ | [6.2.8.1.(2)] | |
| $z_{t,z} = 75$ [mm] | Bras de levier $F_{T,Rd,z}$ | [6.2.8.1.(3)] | |
| $M_{j,Rd,z} = 44,08$ [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) | $0,43 < 1,00$ | vérifié | (0,43) |
| $M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ | $0,70 < 1,00$ | vérifié | (0,70) |

CISAILLEMENT

PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

| | | |
|---|--|---------------|
| $\alpha_{d,y} = 4,69$ | Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement | [Tableau 3.4] |
| $\alpha_{b,y} = 1,00$ | 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] |
| $F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \alpha_{b,y} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$ | | |
| $F_{1,vb,Rd,y} = 252,00$ [kN] | Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)] | |

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

| | | |
|---|--|---------------|
| $\alpha_{d,z} = 2,08$ | Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement | [Tableau 3.4] |
| $\alpha_{b,z} = 1,00$ | Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ | [Tableau 3.4] |
| $k_{1,z} = 2,50$ | Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement | [Tableau 3.4] |
| $F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \alpha_{b,z} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$ | | |
| $F_{1,vb,Rd,z} = 252,00$ [kN] | Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)] | |

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

| | | |
|--|--|-------------|
| $\alpha_b = 0,37$ | Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ | [6.2.2.(7)] |
| $A_{vb} = 1,54$ [cm ²] | Aire de la section du boulon | [6.2.2.(7)] |
| $f_{ub} = 400,00$ [MPa] | Résistance du matériau du boulon à la traction | [6.2.2.(7)] |
| $\gamma_{M2} = 1,25$ | Coefficient de sécurité partiel | [6.2.2.(7)] |
| $F_{2,vb,Rd} = \alpha_b f_{ub} A_{vb} / \gamma_{M2}$ | | |
| $F_{2,vb,Rd} = 18,13$ [kN] | Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)] | |

| | | |
|--------------------------|--|---------------|
| $\alpha_M = 2,00$ | Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation | CEB [9.3.2.2] |
| $M_{Rk,s} = 0,10$ [kN*m] | Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion | CEB [9.3.2.2] |
| $l_{sm} = 50$ [mm] | Longueur du bras de levier | CEB [9.3.2.2] |
| $\gamma_{Ms} = 1,20$ | Coefficient de sécurité partiel | CEB [3.2.3.2] |

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 3,27$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

| | | |
|--------------------------|---|---------------|
| $N_{Rk,c} = 543,06$ [kN] | Résistance de calc. pour le soulèvement | CEB [9.2.4] |
| $k_3 = 2,00$ | Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage | CEB [9.3.3] |
| $\gamma_{Mc} = 2,16$ | Coefficient de sécurité partiel | CEB [3.2.3.1] |

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 502,83$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

| | | |
|----------------------------|--|-----------------|
| $V_{Rk,c,y} = 3418,9$ [kN] | Résistance caractéristique du boulon d'ancrage | CEB [9.3.4.(a)] |
| $\psi_{A,V,y} = 0,23$ | Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage | CEB [9.3.4] |
| $\psi_{h,V,y} = 1,36$ | Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation | CEB [9.3.4.(c)] |
| $\psi_{s,V,y} = 0,87$ | Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement | CEB [9.3.4.(d)] |
| $\psi_{ec,V,y} = 1,00$ | Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage | CEB [9.3.4.(e)] |
| $\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$ | Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant | CEB [9.3.4.(f)] |
| $\psi_{ucr,V,y} = 1,00$ | Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation | CEB [9.3.4.(g)] |
| $\gamma_{Mc} = 2,16$ | Coefficient de sécurité partiel | CEB [3.2.3.1] |

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,y} = 421,46$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

| | | |
|----------------------------|--|-----------------|
| $V_{Rk,c,z} = 2675,1$ [kN] | Résistance caractéristique du boulon d'ancrage | CEB [9.3.4.(a)] |
| $\psi_{A,V,z} = 0,37$ | Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage | CEB [9.3.4] |
| $\psi_{h,V,z} = 1,29$ | Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation | CEB [9.3.4.(c)] |
| $\psi_{s,V,z} = 0,94$ | Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement | CEB [9.3.4.(d)] |
| $\psi_{ec,V,z} = 1,00$ | Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage | CEB [9.3.4.(e)] |
| $\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$ | Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant | CEB [9.3.4.(f)] |
| $\psi_{ucr,V,z} = 1,00$ | Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation | CEB [9.3.4.(g)] |
| $\gamma_{Mc} = 2,16$ | Coefficient de sécurité partiel | CEB [3.2.3.1] |

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,z} = 548,60$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

| | | |
|--------------------------|--|-------------|
| $C_{f,d} = 0,30$ | Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton | [6.2.2.(6)] |
| $N_{c,Ed} = 690,28$ [kN] | Effort de compression | [6.2.2.(6)] |

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$F_{f,Rd} = 207,08$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 186,67 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 102,67 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 406,81 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 322,81 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

SOUDESURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$$\sigma_{\perp} = 61,15 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 61,15 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{y||} = -1,59 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{z||} = 0,18 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,24 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,24)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y||}^2 + \tau_{z||}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,34 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,34)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z||}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,16 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$$b_{eff} = 118 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de la semelle de tronçon T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$l_{eff} = 399 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace de la semelle de tronçon en T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$$

$$k_{13,y} = 24 \text{ [mm]} \quad \text{Coef. de rigidité du béton comprimé} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$l_{eff} = 300 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 87 \text{ [mm]} \quad \text{Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff}^3 \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,y} = 3 \text{ [mm]} \quad \text{Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$L_b = 184 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$$k_{16,y} = 1 \text{ [mm]} \quad \text{Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$\lambda_{0,y} = 0,25 \quad \text{Elancement du poteau} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,ini,y} = 351388,30 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [\text{Tableau 6.12}]$$

$$S_{j,rig,y} = 709843,05 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y} \quad \text{SEMI-RIGIDE} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 \cdot E)$$

$$k_{13,z} = 24 \text{ [mm]} \quad \text{Coef. de rigidité du béton comprimé} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$l_{eff} = 390 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 87 \text{ [mm]} \quad \text{Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff}^3 \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,z} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$L_b = 184 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

| | | |
|----------------------------------|-------------|--|
| $k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$ | | |
| $k_{16,z} = 1$ | [mm] | Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11] |
| $\lambda_{0,z} = 0,58$ | | Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)] |
| $S_{j,ini,z} = 101614,00$ | [kN*m] | Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)] |
| $S_{j,rig,z} = 134880,32$ | [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)] |

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,70

The background of the page is a detailed architectural drawing of a building's structural frame, including a gabled roof and various levels. Overlaid on this drawing is a large, semi-transparent illustration of a drafting compass and a pencil, positioned as if they are about to draw or measure. The entire scene is enclosed within a decorative black border with ornate, scroll-like corners.

Chapitre VIII : Dimensionnement des fondations

VIII.1/Introduction :

Les fondations d'une construction sont faites pour transmettre toutes les sollicitations de la superstructure au sol, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage car elle assure la stabilité générale de la structure.

Le calcul va se faire au début sur les pieds de poteaux en déterminant tous les dimensions et paramètres, ensuite l'étude de l'infrastructure qui demande la reconnaissance géologique et géotechnique du terrain, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques de sol.

VIII.2/Choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres à savoir :

- Les caractéristiques du sol.
- Stabilité totale du bâtiment.
- Type de construction.
- Solution économique et réalisable.

☞ **Nous avons opté pour :**

Des semelles isolées carrées.

VIII.2.1/Documents utilisés :

- Les documents utilisés pour le calcul et le dimensionnement de cette structure sont :
 - Calcul des ouvrages en béton armé (Règles BAEL91, C.B.A.93, R.P.A 2003)

D'après le rapport géotechnique, on a les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est estimée à **2 bars**.

| | Nsd | Msd |
|-----|---------|-------|
| ELS | 1518.67 | 32 |
| ELU | 2105.18 | 50.22 |

VIII.2.1/caractéristique des matériaux :

VIII.2.1.1/Béton :

VIII.2.1.1.1/Contrainte limite du béton :

A) L'ELU :

$$f_{bu} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{ MPA}$$

☞ **Avec :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

- $\theta = 1$ si : la durée d'exploitation est supérieure à 24h
- $\theta = 0,9$ si : la durée d'exploitation entre 1h et 24h
- $\theta = 0,85$ si : la durée d'exploitation est inférieure à 24h

B) L'ELS :

- $\sigma_b = 0,6 f_{c28} \Rightarrow \sigma_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$

VIII.2.1.2/Acier :**VIII.2.1.2.1/Contrainte limite de l'acier :****A) L'ELU :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{MPa}$$

- $\gamma_b = 1,15$ situation courante
- $\gamma_b = 1$ situation accidentelle

B) L'ELS :

- $\sigma_{st} = f_e$ si : la fissuration est peu nuisible
- $\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 500 = 333.33, \sqrt[110]{n \cdot f_{tj}} \right)$ si : la fissuration est préjudiciable
- $\sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e, \sqrt[90]{n \cdot f_{tj}} \right)$ si : la fissuration est très préjudiciable

On a : fissuration Préjudiciable **donc :**

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 500 = 333.33, 110 \times \sqrt[110]{n \cdot f_{tj}} \right) = 201.63 \text{MPa}$$

VIII.2.2/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.

VIII.2.2.1/Sollicitations maximales (selon logiciel Robot 2014) :

- $N_{sd} = 2105.18 \text{KN}$
- $\sigma_{sol} = 2 \text{bars}$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B}$$

$$\text{Carée} \Rightarrow \frac{N}{A^2} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{2105.18}{200} = 10.52 \text{ m}$$

⇒ on prends des semelles isolées carée (3m×3m)

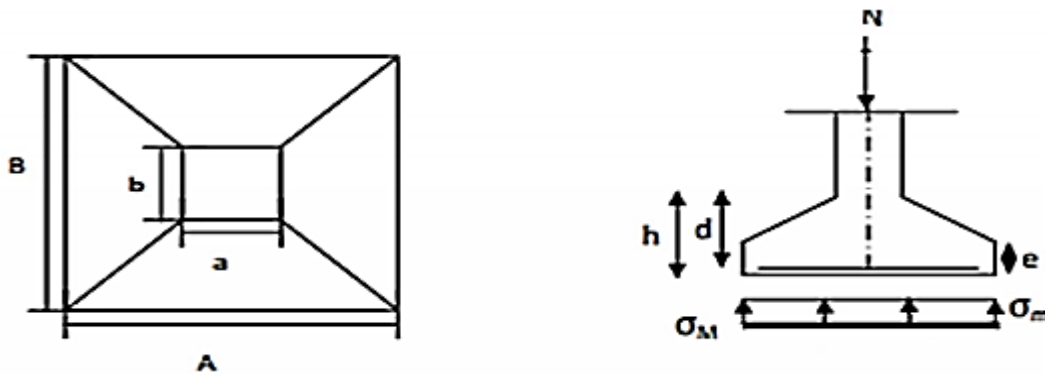


Figure VIII.1 : diagramme des contraintes agissant sur les fondations

VIII.2.2.2/Détermination de la hauteur de la semelle

Nous avons

Poteau HEA400

$a = 390 \text{ mm} = 0.39 \text{ m}$

$b = 400 \text{ mm} = 0.4 \text{ m}$

☞ Avec $h = d + 5$

$$d \geq \max \left(\frac{B-b}{4} ; \frac{A-a}{4} \right)$$

$$d = 0.775 \text{ m}$$

$$d \geq 77.5 \text{ cm}$$

$$d = 0.8 \text{ m}$$

$$\text{Donc } \Rightarrow h = 0.8 + 5 = 0.85 \text{ m}$$

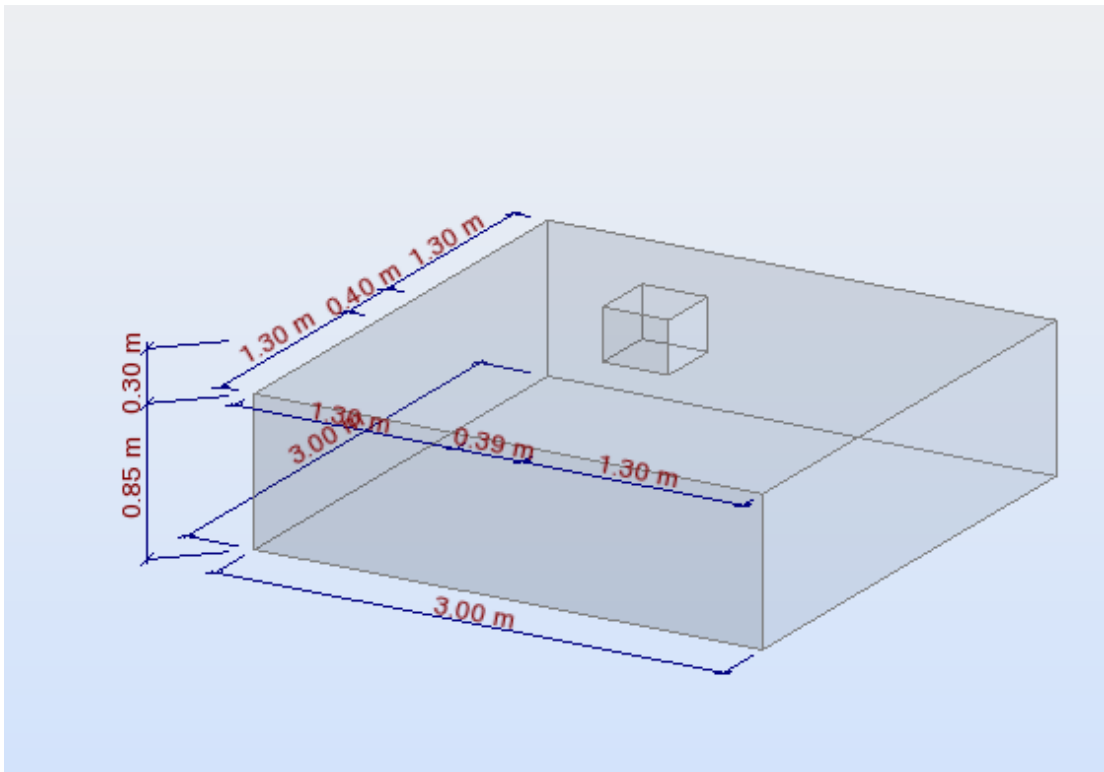


Figure VIII.2 : dimensionnement de la semelle

VIII.2.3.3/Vérification des contraintes :

La vérification de contraintes doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} < \sigma_{\text{sol}}$$

☞ Avec :

Poid propre de la semelle = $3 \times 3 \times 0,8 \times 25 = 180 \text{ KN}$

Le poids propre de l'amarce Poteau: $0,5 \times 0,7 \times 1,2 \times 25 = 10,5 \text{ KN}$

P tot = $1518,67 + 180 + 10,5 = 1709,17 \text{ KN}$

$$e = \frac{Msd}{P} = \frac{32}{1709,17} = 0,018 < \frac{32}{6} = \text{c.v}$$

$$\sigma_1 = \left(1 + 6 \frac{e_0}{B}\right) \times \frac{N}{A \times B}$$

$$\sigma_2 = \left(1 - 6 \frac{e_0}{B}\right) \times \frac{N}{A \times B}$$

$$\sigma_1 = \left(1 + 6 \frac{0,018}{3}\right) \times \frac{1709,17}{3 \times 3} = 196,74 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = (1 - 6 \frac{0.018}{3}) \times \frac{1709.17}{3 \times 3} = 183.07 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 183.07 + 196.74}{4} = 186.4875 \text{ N/m}^2$$

186.4875 N/m² < $\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ N/m}^2$ \Rightarrow condition vérifié

VIII.2.3.4/vérification de la stabilité :

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondations résistant au renversement.

Tel que :

➤ e : extrencité

➤ e = (Msd / Nsd) = (50.22 / 2105.18) = 0.023

➤ 6 e = 6 × 0.023 = 0.138

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) = \frac{2105.18}{3^2} \left(1 + \frac{0.138}{3} \right) = 244.64$$

244.64 < 1.5 × σ_{sol}

D'où 244.64 KN/m² < 300 KN/m² \Rightarrow condition vérifié

VIII.2.3.5/Calcul du ferrailage :

A) L'ELU :

$$A_u = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78$$

$$A_u = \frac{2105.18 \times (3 - 0.4) \times 10^3}{8 \times 0.6 \times 434.78 \times 10^{-2}} = 26.22 \text{ cm}^2$$

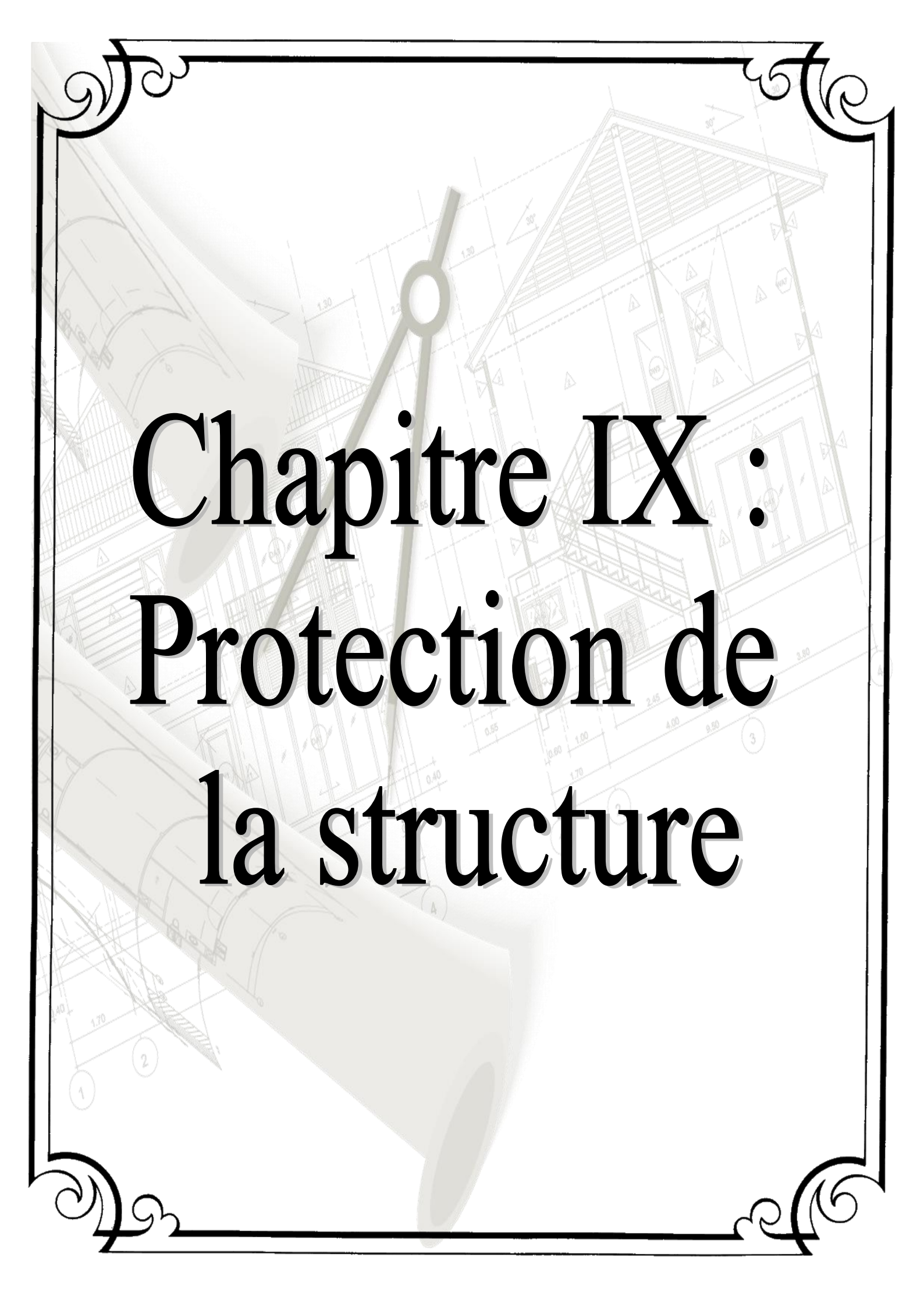
B) L'ELS :

$$A_s = \frac{1518.67 \times (3 - 0.4) \times 10^{-3}}{8 \times 0.6 \times 201.63 \times 10^{-2}} = 42.49 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{avec } \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, \frac{2}{3} \times 500 = 333.33, 110 \times \sqrt{n \cdot f_{tj}} \right)$$

Nous allons opter pour un ferrailage de 14HA16 (28.15 cm²) \Rightarrow Armature longitudinale

$$A_r = \frac{28.15}{4} = 7.0375 \Rightarrow \text{armature de répartition}$$

The background features a detailed architectural drawing of a building's structural frame, including a gabled roof and various levels. A large, semi-transparent compass and pencil are overlaid on the drawing, with the compass positioned vertically and the pencil angled across it. The entire scene is framed by a decorative black border with ornate scrollwork in the corners.

Chapitre IX : Protection de la structure

Chapitre : Protection

Introduction :

Comme tous les matériaux de construction, l'acier tend à se dégrader superficiellement lorsqu'il est soumis à des milieux corrosifs, atmosphères humides, eaux, sols.

C'est pour cette raison qu'il est nécessaire de le protéger dans la plupart des cas, ou bien de lui assurer une autoprotection (aciers inoxydables, aciers à résistance améliorée à la corrosion).

L'acier entre dans les constructions métalliques sous des formes différentes qui ne seront pas protégées de la même façon (profilés laminés à chaud pour les ossatures, tôles formées à froid pour les éléments plans : façades, couvertures, planchers, équipements). De plus, tous ces produits ne seront pas soumis aux mêmes conditions d'agressivité. Enfin, les taux de corrosion ne sont pas identiques dans toutes les atmosphères et, de ce fait, les moyens de protection varieront

IX.1/ La corrosion :

Le phénomène de corrosion se produit lorsqu'un métal est soumis à un milieu agressif, la plupart du temps il s'agit de la combinaison de l'humidité et de l'oxygène, le matériau s'altère, quitte son état métallique pour se transformer en sels (oxydes, sulfures, carbonates), il existe plusieurs méthodes de protection selon le milieu et la durée de protection envisagée

IX.2/Les revêtements:

La mise en peinture est une technique classique pour isoler l'acier de l'effet oxydant de l'air. On applique alors un primaire inhibiteur de corrosion sur l'acier non traité, puis une couche intermédiaire avant de mettre la finition. Une autre possibilité existe avec la phosphatation (appelée passivation ou parkerisation, selon la procédure et les produits employés). On applique alors sur l'acier dégraissé une solution aqueuse de phosphates acides de métaux lourds avant de peindre. Dans les deux cas, toute blessure profonde du revêtement représente une voie d'accès pour la corrosion.

IX.3/Comment protéger les structures métalliques contre le feu :

L'acier est un matériau incombustible qui perd une partie de sa résistance mécanique quand sa température augmente au-delà de 550° C sa protection passe par des produits rapportés tels que des plaques, des enduits ou des peintures, mais également par des solutions mixtes acier béton

Les différents traitements de protection :

Les plaques :

Elles isolent thermiquement la structure contre les effets du feu elles permettent à celle-ci de supporter ses charges tout au long de la durée requise (de trente minutes à quatre heures) deux types de produits se partagent le marché : ceux de faible densité

minérale (<180kg/m³) et ceux de forte densité minérale à base de matériaux comme le plâtre, la vermiculite ou le silicate de calcium.

Ces produits sont simples à poser. Ils se fixent à l'aide des agrafes de clous, de vis ou de colles spéciales. L'épaisseur dépend de la résistance au feu exigée.

Les produits projetés :

Ce type de protection est utilisé sur des éléments de structure non apparents (plafonds suspendus ou poutres en treillis, par exemple) ces produits réalisés à base de plâtre, de vermiculite ou de mélange, sont fibreux ou pâteux. Ils s'appliquent par projection ou manuellement.

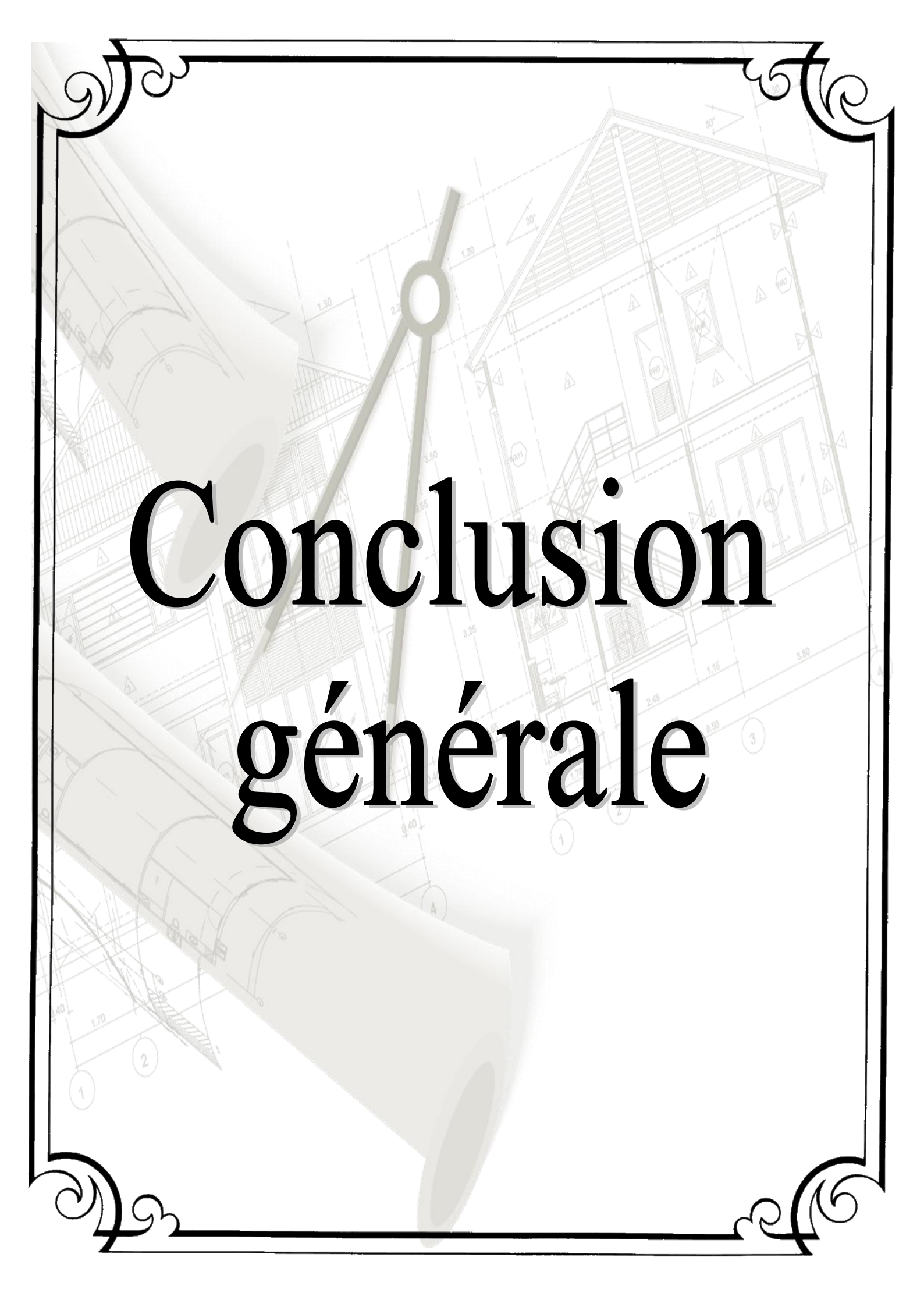
Ce système est peu onéreux et la mise en œuvre rapide. Il se prête à la protection de détails constructifs complexes. Toutefois, l'épaisseur est difficile à contrôler. De plus, le flochage fibreux n'est pas propre, et il nécessite l'utilisation d'équipement de protection sanitaire

Les peintures intumescentes :

Elles sont utilisées pour les structures apparentes l'application est simple. Elle combine, sur les formules complexes, anticorrosion et protection incendie. Certains fabricants proposent un produit allant jusqu'à deux heures de résistance. La plupart des peintures disponibles ne peuvent pas être appliquées à l'extérieur ou en milieu humide. Une préparation du fond est nécessaire. Il faut parfois ajouter une couche de finition spéciale.

Installation de détection incendie :

Une installation de détection incendie a pour objectif de déceler et signaler, le plus tôt possible, d'une manière fiable, la naissance d'un incendie, afin de réduire le délai de mise en œuvre de mesures adéquates de lutte contre l'incendie

The background features a detailed architectural drawing of a building's structural frame, including a gabled roof and various levels. A large, semi-transparent compass is positioned in the center, and a pencil is shown in the lower-left corner, pointing towards the center. The entire scene is framed by a decorative black border with ornate scrollwork in the corners.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Le présent projet s'est effectué à base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagers et l'adaptation des solutions économiques.

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en charpente métallique ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Grâce à ce projet de fin d'étude, nous avons appris à utiliser le logiciel de calcul Robot et l'AutoCAD pour les dessins, ainsi que l'application des règlements telle que le CCM97 et RPA99 (version 2003).

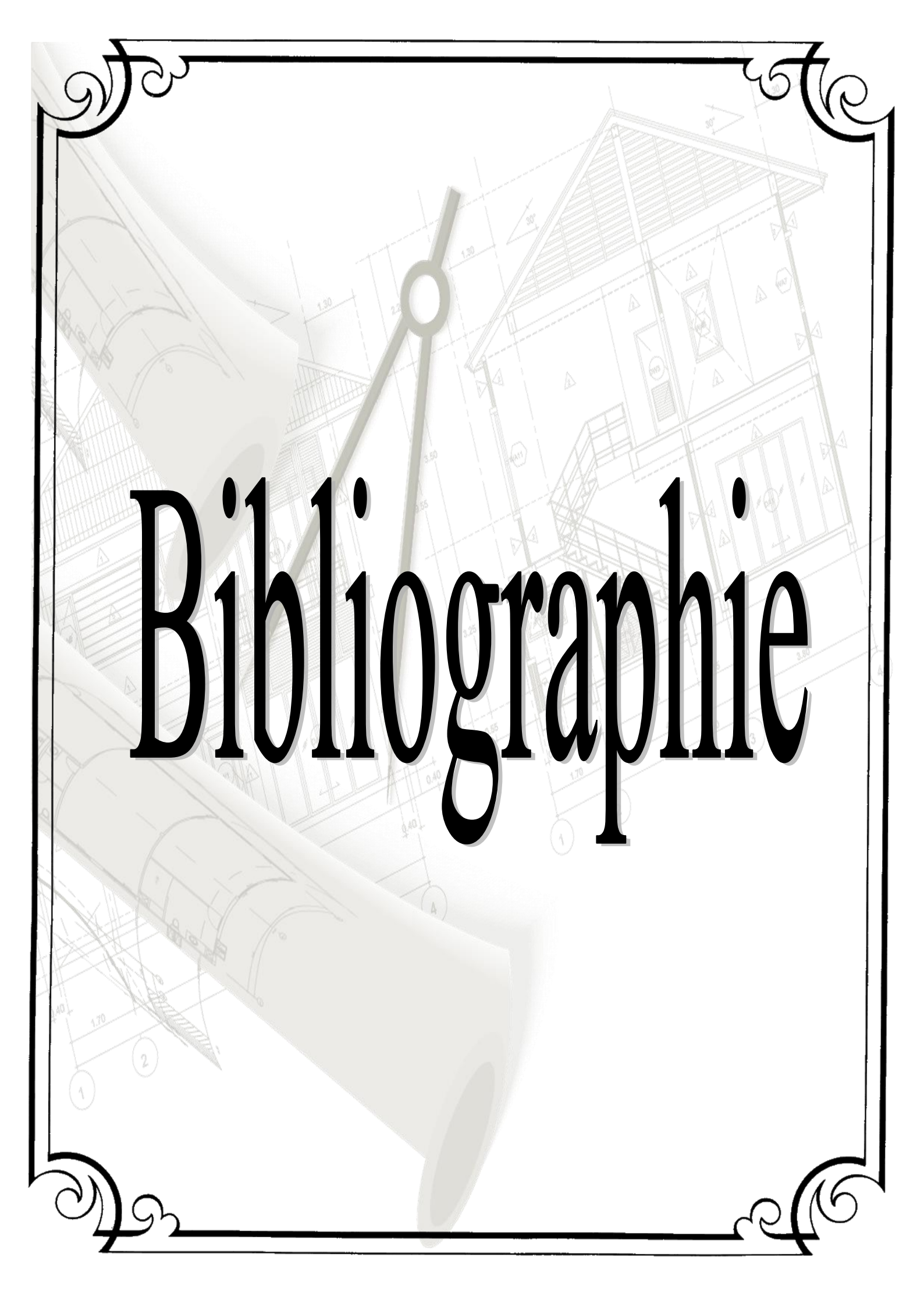
Après avoir étudié ce projet, on a constaté non seulement à savoir :
Enrichir nos connaissances dans le domaine de la charpente métalliques.

Comprendre que notre action doit s'orienter principalement vers les tâches qui nous permettront de retirer le maximum de bénéfice technique et humain de cette expérience professionnelle.

Nous avons aussi pris conscience que l'élaboration d'un projet ne se base pas que sur des calculs théorique mais sur la concordance avec le côté pratique et la nécessité d'une expérience acquise du terrain.

La réalisation d'une construction métallique exige la participation de plusieurs intervenants dans différents niveaux.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.

The background features a detailed architectural drawing of a building with a gabled roof, multiple windows, and a staircase. A large, light-colored compass is positioned diagonally across the center. In the lower-left corner, a rolled-up blueprint is visible, showing various technical drawings and dimensions. The entire scene is framed by a decorative black border with ornate scrollwork in the corners.

Bibliographie

Bibliographie :

Document technique :

- ✓ **Règlement neige et vent version 2013.**
- ✓ **Eurocode3, les normes Européennes de conception, de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.**
- ✓ **Calcul des constructions mixtes acier-béton d'après l'Eurocode 04.**
- ✓ **Document technique réglementaire DTR B. C. 2.2.**
- ✓ **B.A.E.L91, modifié 99.**
- ✓ **Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003**

The background features a detailed architectural drawing of a building with a gabled roof, multiple windows, and a balcony. A large, light-colored compass is positioned vertically in the center, and a rolled-up blueprint is visible on the left side. The entire scene is framed by a decorative black border with ornate scrollwork in the corners.

Annexe

Annexe :

| Catégorie 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 tout obstacle. | 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 de 20 fois leur hauteur. | 0.190 | 0.05 | 2 | 0.52 |
| III Zones à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus de 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes). | 0.215 | 0.3 | 5 | 0.61 |
| IV Zones urbaines 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 |

| Cross section | | Limits | Buckling about axis | Buckling curve | |
|---------------------------|--|---|--------------------------------|----------------------------------|---------------------|
| | | | | S 235 S 275 S 355 S 420 | S 460 |
| Rolled sections | | $h/b > 1,2$ | $t_f \leq 40 \text{ mm}$ | y-y z-z | a a ₀ |
| | | | $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ | y-y z-z | b c |
| | | $h/b \leq 1,2$ | $t_f \leq 100 \text{ mm}$ | y-y z-z | b c |
| | | | $t_f > 100 \text{ mm}$ | y-y z-z | d d |
| Welded I-sections | | $t_f \leq 40 \text{ mm}$ | y-y z-z | b c | |
| | | $t_f > 40 \text{ mm}$ | y-y z-z | c d | |
| Hollow sections | | hot finished | any | a | |
| | | cold formed | any | c | |
| Welded box sections | | generally (except as below) | any | b | |
| | | thick welds: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$ | any | c | |
| U-, T- and solid sections | | | any | c | |
| L-sections | | | any | b | |

EURONORM 24 -62 DIN 1026

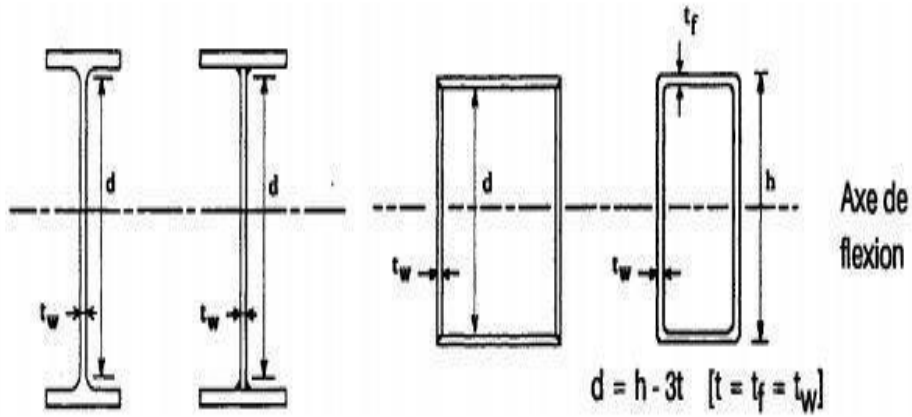
| IPN | Poids (Kg/m) | Dimensions (mm) | | | | V (m ² /m) | F (cm ²) | Ix-x (cm ⁴) | Wx-x (cm ³) | ix-x (cm) | Iy-y (cm ⁴) | Wy-y (cm ³) | iy-y (cm) |
|------------|-----------------|-----------------|-----|------|------|--------------------------|----------------------|----------------------------|----------------------------|--------------|----------------------------|----------------------------|--------------|
| | | h | b | a | e | | | | | | | | |
| 80 | 6,1 | 80 | 42 | 3,9 | 5,9 | 0,304 | 7,6 | 77,8 | 19,5 | 3,20 | 6,29 | 3,00 | 0,91 |
| 100 | 8,50 | 100 | 50 | 4,5 | 6,8 | 0,370 | 10,6 | 171,0 | 34,2 | 4,01 | 12,20 | 4,88 | 1,07 |
| 120 | 11,40 | 120 | 58 | 5,1 | 7,7 | 0,439 | 14,2 | 328,0 | 54,7 | 4,81 | 21,50 | 7,41 | 1,23 |
| 140 | 14,60 | 140 | 66 | 5,7 | 8,6 | 0,502 | 18,2 | 573,0 | 81,9 | 5,61 | 35,20 | 10,7 | 1,40 |
| 160 | 18,30 | 160 | 74 | 6,3 | 9,5 | 0,575 | 22,8 | 935,0 | 117,0 | 6,40 | 54,70 | 14,8 | 1,55 |
| 180 | 22,40 | 180 | 82 | 6,9 | 10,4 | 0,640 | 27,9 | 1450,0 | 161,0 | 7,20 | 81,30 | 19,8 | 1,71 |
| 200 | 26,70 | 200 | 90 | 7,5 | 11,3 | 0,709 | 33,4 | 2140,0 | 214,0 | 8,00 | 117,00 | 26,0 | 1,87 |
| 220 | 31,70 | 220 | 98 | 8,1 | 12,2 | 0,775 | 39,5 | 3060,0 | 278,0 | 8,80 | 162,00 | 33,1 | 2,02 |
| 240 | 36,90 | 240 | 106 | 8,7 | 13,1 | 0,844 | 46,1 | 4250,0 | 354,0 | 9,59 | 221,00 | 41,7 | 2,20 |
| 260 | 42,70 | 260 | 113 | 9,4 | 14,1 | 0,906 | 53,3 | 5740,0 | 442,0 | 10,40 | 288,00 | 51,0 | 2,32 |
| 280 | 48,90 | 280 | 119 | 10,1 | 15,2 | 0,966 | 61,0 | 7590,0 | 542,0 | 11,10 | 364,00 | 61,2 | 2,45 |
| 300 | 55,30 | 300 | 125 | 10,8 | 16,2 | 1,030 | 69,0 | 9800,0 | 653,0 | 11,90 | 451,00 | 72,2 | 2,56 |
| 320 | 62,60 | 320 | 131 | 11,5 | 17,3 | 1,090 | 77,7 | 12510,0 | 782,0 | 12,70 | 555,00 | 84,7 | 2,67 |
| 340 | 69,30 | 340 | 137 | 12,2 | 18,3 | 1,150 | 86,7 | 15700,0 | 923,0 | 13,50 | 674,00 | 98,4 | 2,80 |
| 360 | 77,60 | 360 | 143 | 13,0 | 19,5 | 1,210 | 97,0 | 19610,0 | 1090,0 | 14,20 | 818,00 | 114,0 | 2,90 |
| 380 | 85,60 | 380 | 149 | 13,7 | 20,5 | 1,270 | 107,0 | 24010,0 | 1260,0 | 15,00 | 975,00 | 131,0 | 3,02 |
| 400 | 94,20 | 400 | 155 | 14,4 | 21,6 | 1,330 | 118,0 | 29210,0 | 1460,0 | 15,70 | 1160,00 | 149,0 | 3,13 |
| 450 | 116,20 | 450 | 170 | 16,2 | 24,3 | 1,480 | 147,0 | 45850,0 | 2040,0 | 17,70 | 1730,00 | 203,0 | 3,43 |
| 500 | 142,40 | 500 | 185 | 18,0 | 27,0 | 1,630 | 179,0 | 68740,0 | 2750,0 | 19,60 | 2480,00 | 268,0 | 3,72 |
| 550 | 168,70 | 550 | 200 | 19,0 | 30,0 | 1,800 | 212,0 | 99180,0 | 3610,0 | 21,60 | 3490,00 | 349,0 | 4,02 |

| Profils | Dimensions | | | | | | Masse par mètre P kg/m | Aire de la section A cm ² | Surface de peinture | |
|-----------|------------|---------|----------------------|----------------------|---------|----------------|--|--|------------------------|-------------------|
| | h | b | a | e | r | h ₁ | | | m ² /m | m ² /t |
| | h mm | b mm | t _w mm | t _f mm | r mm | d mm | | | | |
| IPE A 80 | 78,0 | 46 | 3,3 | 4,2 | 5 | 59,6 | 5,0 | 6,4 | 0,325 | 64,90 |
| IPE 80 | 80,0 | 46 | 3,8 | 5,2 | 5 | 59,6 | 6,0 | 7,6 | 0,328 | 54,64 |
| IPE A 100 | 98,0 | 55 | 3,6 | 4,7 | 7 | 74,6 | 6,9 | 8,8 | 0,397 | 57,57 |
| IPE 100 | 100,0 | 55 | 4,1 | 5,7 | 7 | 74,6 | 8,1 | 10,3 | 0,400 | 49,33 |
| IPE A 120 | 117,6 | 64 | 3,8 | 5,1 | 7 | 93,4 | 8,7 | 11,0 | 0,472 | 54,47 |
| IPE 120 | 120,0 | 64 | 4,4 | 6,3 | 7 | 93,4 | 10,4 | 13,2 | 0,475 | 45,82 |
| IPE A 140 | 137,4 | 73 | 3,8 | 5,6 | 7 | 112,2 | 10,5 | 13,4 | 0,547 | 52,05 |
| IPE 140 | 140,0 | 73 | 4,7 | 6,9 | 7 | 112,2 | 12,9 | 16,4 | 0,551 | 42,70 |
| IPE A 160 | 157,0 | 82 | 4,0 | 5,9 | 9 | 127,2 | 12,7 | 16,2 | 0,619 | 48,70 |
| IPE 160 | 160,0 | 82 | 5,0 | 7,4 | 9 | 127,2 | 15,8 | 20,1 | 0,623 | 39,47 |
| IPE A 180 | 177,0 | 91 | 4,3 | 6,5 | 9 | 146,0 | 15,4 | 19,6 | 0,694 | 45,15 |
| IPE 180 | 180,0 | 91 | 5,3 | 8,0 | 9 | 146,0 | 18,8 | 23,9 | 0,698 | 37,13 |
| IPE O 180 | 182,0 | 92 | 6,0 | 9,0 | 9 | 146,0 | 21,3 | 27,1 | 0,705 | 33,12 |
| IPE A 200 | 197,0 | 100 | 4,5 | 7,0 | 12 | 159,0 | 18,4 | 23,5 | 0,764 | 41,49 |
| IPE 200 | 200,0 | 100 | 5,6 | 8,5 | 12 | 159,0 | 22,4 | 28,5 | 0,768 | 34,36 |
| IPE O 200 | 202,0 | 102 | 6,2 | 9,5 | 12 | 159,0 | 25,1 | 32,0 | 0,779 | 31,05 |
| IPE A 220 | 217,0 | 110 | 5,0 | 7,7 | 12 | 177,6 | 22,2 | 28,3 | 0,843 | 38,02 |
| IPE 220 | 220,0 | 110 | 5,9 | 9,2 | 12 | 177,6 | 26,2 | 33,4 | 0,848 | 32,36 |
| IPE O 220 | 222,0 | 112 | 6,6 | 10,2 | 12 | 177,6 | 29,4 | 37,4 | 0,858 | 29,24 |
| IPE A 240 | 237,0 | 120 | 5,2 | 8,3 | 15 | 190,4 | 26,2 | 33,3 | 0,918 | 35,10 |
| IPE 240 | 240,0 | 120 | 6,2 | 9,8 | 15 | 190,4 | 30,7 | 39,1 | 0,922 | 30,02 |
| IPE O 240 | 242,0 | 122 | 7,0 | 10,8 | 15 | 190,4 | 34,3 | 43,7 | 0,932 | 27,17 |
| IPE A 270 | 267,0 | 135 | 5,5 | 8,7 | 15 | 219,6 | 30,7 | 39,1 | 1,037 | 33,75 |
| IPE 270 | 270,0 | 135 | 6,6 | 10,2 | 15 | 219,6 | 36,1 | 45,9 | 1,041 | 28,86 |
| IPE O 270 | 274,0 | 136 | 7,5 | 12,2 | 15 | 219,6 | 42,3 | 53,8 | 1,051 | 24,88 |

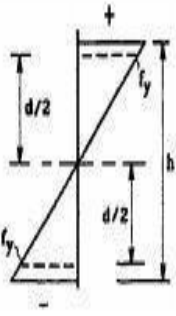

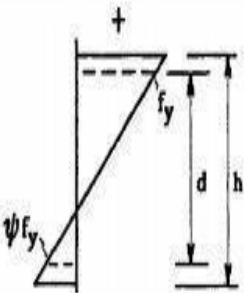
Tableau 5.3.1
(Feuille 1)

Rapports largeur maximaux pour parois comprimées

(a) Ames : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)



| Classe | Ame fléchée | Ame comprimée | Ame en flexion composée |
|--|--------------------------|--------------------------|---|
| Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive) | | | |
| 1 | $d/t_w \leq 72 \epsilon$ | $d/t_w \leq 33 \epsilon$ | <p>Quand $\alpha > 0,5$:</p> $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ <p>Quand $\alpha < 0,5$:</p> $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$ |

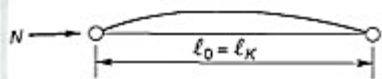

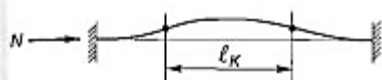
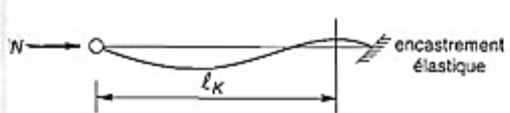


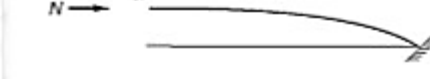
| | | | | | |
|--|---|---|---|------|--|
| 2 | $d/t_w \leq 83 \epsilon$ | $d/t_w \leq 38 \epsilon$ | Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$ | | |
| Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive) |  |  |  | | |
| 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 $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$ | | |
| $\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$ | f_y (N/mm ²) | 235 | 275 | 355 | |
| | ϵ | 1 | 0,92 | 0,81 | |

| 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 |

| Pente α | Zones pour vents de direction $\theta = 0^\circ$ | | | | | | Zones pour vents de direction $\theta = 180^\circ$ | | | | | |
|-------------------|--|------------|-------------|------------|-------------|------------|--|------------|-------------|------------|-------------|------------|
| | F | | G | | H | | F | | G | | H | |
| | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ |
| 5° | - 1,7 | - 2,5 | - 1,2 | - 2,0 | - 0,6 | - 1,2 | - 2,3 | - 2,5 | - 1,3 | - 2,0 | - 0,8 | - 1,2 |
| 15° | - 0,9 | - 2,0 | - 0,8 | - 1,5 | - 0,3 | | - 2,5 | - 2,8 | - 1,3 | - 2,0 | - 0,9 | - 1,2 |
| | + 0,2 | | + 0,2 | | + 0,2 | | | | | | | |
| 30° | - 0,5 | - 1,5 | - 0,5 | - 1,5 | - 0,2 | | - 1,1 | - 2,3 | - 0,8 | - 1,5 | - 0,8 | |
| | + 0,7 | | + 0,7 | | + 0,7 | | | | | | | |
| 45° | + 0,7 | | + 0,7 | | + 0,6 | | - 0,6 | - 1,3 | - 0,5 | | - 0,7 | |
| 60° | + 0,7 | | + 0,7 | | + 0,7 | | - 0,5 | - 1,0 | - 0,5 | | - 0,5 | |
| 75° | + 0,8 | | + 0,8 | | + 0,8 | | - 0,5 | - 1,0 | - 0,5 | | - 0,5 | |

| Pente α | Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$ | | | | | | | |
|-------------------|--|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
| | F | | G | | H | | I | |
| | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ |
| 5° | -1,6 | -2,2 | -1,8 | -2,0 | -0,6 | -1,2 | -0,5 | |
| 15° | -1,3 | -2,0 | -1,9 | -2,5 | -0,8 | -1,2 | -0,7 | -1,2 |
| 30° | -1,2 | -2,0 | -1,5 | -2,0 | -1,0 | -1,3 | -0,8 | -1,2 |
| 45° | -1,2 | -2,0 | -1,4 | -2,0 | -1,0 | -1,3 | -0,9 | -1,2 |
| 60° | -1,2 | -2,0 | -1,2 | -2,0 | -1,0 | -1,3 | -0,7 | -1,2 |
| 75° | -1,2 | -2,0 | -1,2 | -2,0 | -1,0 | -1,3 | -0,5 | |

| 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 |

| Conditions d'appuis | m | ℓ_K |
|---|-------------------|----------------|
| <ul style="list-style-type: none"> Sans déplacements des extrémités  | 1 | ℓ_0 |
|  | 2 | $0,7 \ell_0$ |
|  | 4 | $0,5 \ell_0$ |
|  | $1 < m < 2$ | $> 0,7 \ell_0$ |
| <ul style="list-style-type: none"> Avec liberté de déplacements aux extrémités  | $\frac{1}{4}$ | $2 \ell_0$ |
|  | 1 | ℓ_0 |
|  | $m < \frac{1}{4}$ | $> 2 \ell_0$ |

| EURONORM 53 -62 | | DIN 1025 | | | | | | | | | | | | |
|------------------|--------------|-----------------|-----|------|------|----|-----------------------|----------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------|
| HEA | Poids (Kg/m) | Dimensions (mm) | | | | | V (m ² /m) | F (cm ²) | I _{x-x} (cm ⁴) | W _{x-x} (cm ³) | i _{x-x} (cm) | I _{y-y} (cm ⁴) | W _{y-y} (cm ³) | i _{y-y} (cm) |
| | | h | b | a | e | r | | | | | | | | |
| 100 ^a | 17,1 | 96 | 100 | 5,0 | 8,0 | 12 | 0,561 | 21,2 | 349 | 73 | 4,06 | 134 | 27 | 2,51 |
| 120 ^a | 20,3 | 114 | 120 | 5,0 | 8,0 | 12 | 0,677 | 25,3 | 606 | 106 | 4,89 | 231 | 38 | 3,02 |
| 140 ^a | 25,2 | 133 | 140 | 5,5 | 8,5 | 12 | 0,794 | 31,4 | 1033 | 155 | 5,73 | 389 | 56 | 3,52 |
| 160 ^a | 31,0 | 152 | 160 | 6,0 | 9,0 | 15 | 0,906 | 38,8 | 1673 | 220 | 6,57 | 616 | 77 | 3,98 |
| 180 ^a | 36,2 | 171 | 180 | 6,0 | 9,5 | 15 | 1,020 | 45,3 | 2510 | 294 | 7,45 | 925 | 103 | 4,52 |
| 200 ^a | 43,2 | 190 | 200 | 6,5 | 10,0 | 18 | 1,140 | 53,8 | 3692 | 389 | 8,28 | 1336 | 134 | 4,98 |
| 220 | 51,5 | 210 | 220 | 7,0 | 11,0 | 18 | 1,260 | 64,3 | 5410 | 515 | 9,17 | 1955 | 178 | 5,51 |
| 240 | 61,5 | 230 | 240 | 7,5 | 12,0 | 21 | 1,370 | 76,8 | 7763 | 675 | 10,10 | 2769 | 231 | 6,00 |
| 260 | 69,5 | 250 | 260 | 7,5 | 12,5 | 24 | 1,480 | 86,8 | 10455 | 836 | 11,00 | 3668 | 282 | 6,50 |
| 280 | 77,9 | 270 | 280 | 8,0 | 13,0 | 24 | 1,600 | 97,3 | 13673 | 1010 | 11,90 | 4763 | 340 | 7,00 |
| 300 | 90,0 | 290 | 300 | 8,5 | 14,0 | 27 | 1,720 | 113,0 | 18263 | 1260 | 12,70 | 6310 | 421 | 7,49 |
| 320 | 99,5 | 310 | 300 | 9,0 | 15,5 | 27 | 1,760 | 124,0 | 22929 | 1480 | 13,60 | 6985 | 466 | 7,49 |
| 340 | 107,1 | 330 | 300 | 9,5 | 16,5 | 27 | 1,790 | 133,0 | 27693 | 1680 | 14,40 | 7436 | 496 | 7,46 |
| 360 | 114,2 | 350 | 300 | 10,0 | 17,5 | 27 | 1,830 | 143,0 | 33090 | 1890 | 15,20 | 7887 | 526 | 7,43 |
| 400 | 127,4 | 390 | 300 | 11,0 | 19,0 | 27 | 1,910 | 159,0 | 45069 | 2310 | 16,80 | 8564 | 571 | 7,34 |
| 450 | 142,7 | 440 | 300 | 11,5 | 21,0 | 27 | 2,010 | 178,0 | 63722 | 2900 | 18,90 | 9465 | 631 | 7,29 |
| 500 | 158,0 | 490 | 300 | 12,0 | 23,0 | 27 | 2,110 | 198,0 | 86975 | 3550 | 21,00 | 10367 | 691 | 7,24 |
| 550 | 169,2 | 540 | 300 | 12,5 | 24,0 | 27 | 2,210 | 212,0 | 111932 | 4150 | 23,00 | 10819 | 721 | 7,15 |
| 600 | 181,4 | 590 | 300 | 13,0 | 25,0 | 27 | 2,310 | 226,0 | 141208 | 4790 | 25,00 | 11271 | 751 | 7,05 |
| 650 | 193,7 | 640 | 300 | 13,5 | 26,0 | 27 | 2,410 | 242,0 | 175178 | 5470 | 26,90 | 11724 | 782 | 6,97 |
| 700 | 207,9 | 690 | 300 | 14,5 | 27,0 | 27 | 2,500 | 260,0 | 215301 | 6240 | 28,80 | 12179 | 812 | 6,84 |
| 800 | 228,3 | 790 | 300 | 15,0 | 28,0 | 30 | 2,700 | 286,0 | 303442 | 7680 | 32,60 | 12639 | 843 | 6,65 |
| 900 | 256,9 | 890 | 300 | 16,0 | 30,0 | 30 | 2,900 | 321,0 | 422075 | 9480 | 36,30 | 13547 | 903 | 6,50 |
| 1000 | 277,2 | 990 | 300 | 16,5 | 31,0 | 30 | 3,100 | 347,0 | 553846 | 11190 | 40,00 | 14004 | 934 | 6,35 |

| Site | $C_t(z)$ |
|--|----------|
| site plat ($\Phi < 0,05$, voir § 4.3.4) | 1 |
| site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir | 1 |
| site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir | 1,3 |
| site aux alentours des plateaux | 1,15 |
| site aux alentours des collines | 1,15 |
| site montagneux | 1,5 |

Plan:

