

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté des Sciences Et technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Construction métallique et mixte

ETUDE D'UN BATIMENT EN R+6 EN CHARPENTE

METALLIQUE A USAGE D'HABITATION

Soutenu par

Mlle. SIFAR Ferial

Encadré par :

M. BAAZOUZI Professeur USDB Blida Promoteur

K. RAHMANI Professeur USDB Blida Co-promoteur

Blida, septembre 2020



Dédicace

Je tiens à dédier cet humble travail à :

Mes très chers parents qui veillent sans cesse sur moi avec leurs prières et leurs recommandations. Que dieu les protèges.

Mes chers frères et sœurs.

Mes amis en particulier : Chahinnez, Kenza, Meriem, Selma, Mourad, Lemouchi Rafik et Celia.

Toute ma famille.

Toute la promotion 2020.

Mes collègues et mes meilleurs amis.

Et à tous ceux qui sont proches de mon cœur.

SIFAR FERIEL

Remerciements

Tout d'abord et avant tout, je remercie dieu le tout puissant de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail. Je remercie également ma famille pour leurs sacrifices et efforts consenties pour mettre à mon disposition tous les moyens nécessaires pour réaliser ce travail dans les meilleures conditions.

Qu'il me soit permis de remercier mon promoteur et Co-promoteur **Mr K. Rahmani et Dr. BAAZOUZI Messaoud** ainsi que l'ingénieur **Goudjil Brahimpour** pour tous les conseils éclairés et son aide précieuse qu'il m'a prodigué durant cette étude.

Je voudrais exprimer mes remerciements à **Mr. Menadi**, pour les orientations et les conseils qu'il m'a donnés pendant sa cour.

Je remercie aussi les enseignants du département de Génie Civil, et particulièrement **Mme Cherfa et Mr Taleb Rafik** pour leurs aides et leurs soutiens. Aussi je remercie **les membres du jury** pour avoir pris la peine d'examiner et de juger mon travail réalisé dans le cadre du projet de fin d'étude.

Enfin, mes plus sincères remerciements sont dédiés à tous mes proches et amis(es) qui de loin ou de près m'ont soutenus et encouragés.

Merci à tous et a toutes.

ملخص

يهدف هذا العمل إلى دراسة مبنى ذو طابع سكني يتألف من طابق ارضي+6 طوابق، هذا المشروع يقع في بوفاريك بولاية البليدة والتي تعد منطقة ذات نشاط زلزالي عالي (منطقة 3) حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.

هيكل المبنى صمم باستعمال إطارات معدنية على شكل V وX. دراسة وتحليل المشروع تمت باستعمال برنامج (ROBOT).

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناء صمم طبقا لمعايير البناء المعمول بها في الجزائر

(RPA 99 Version 2003, CCM97, EC3 et BAEL 91).

الكلمات الدالة

دراسة مبنى, معايير البناء, هيكل, إطارات معدنية على شكل V وX.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation qui se compose d'un RDC+6etages, ce projet se situe à Boufarik, wilaya de Blida qui fait partie d'une zone de forte sismicité (Zone III)selon le règlement parasismique Algérien.

La conception structurelle de ce bâtiment est en charpente métallique, contreventé par des palées triangulées en V et en X. L'étude et l'analyse sismique de ce projet ont été établies par le logiciel (ROBOT).

Le dimensionnement des éléments résistants a été effectué conformément aux règlements en vigueur appliqués en Algérie (RPA 99 Version 2003, CCM97, EC3 et BAEL 91).

Mots clés

Etude d'un bâtiment, règlements, structure, charpente métallique, palées triangulées.

abstract

Steel is a material which offers the advantage of being light favoring a proven speed in assembly and offers the advantage of crossing long spans and by its nature, easily modifiable and recyclable, in return, it has certain drawbacks such as its cost, corrosion and low fire resistance and maintenance periods. To overcome this, this implies providing adequate protection such as anti-rust paints to combat corrosion as well as intumescent paints for protection against fire. The cost, meanwhile, is mitigated by the speed of execution and assembly (realization off site in production workshops according to the designed form).

Among the various construction methods, metal construction, which has undergone significant development over all in the industrial and public domain; this returns to the conditions of comfort and safety which offers us more this mode of construction.

Such a construction is maintained by a metal framework, resulting from the assembly of different components, this assembly must be designed globally so as to ensure that the structure produced meets the intended use for the work, that is to say subsequently and throughout the study process, respect the stability of the structure with respect to all actions applied to it; ensure the consistency of the relative deformations of structural systems.

The overall design, prior to any calculation, therefore consists in establishing a general organization of the elements so that all the structural functions are fulfilled, under conditions compatible with the operation of the building, which is the goal of our

modest work. which consists in making a study and a design of a building for residential use.

The objective of this project is "the study of a metal frame building for residential use (R.D.C + 6 floors)".

This work was organized in the following way which after the introduction we have:

In the first chapter a presentation of the project is given, the second chapter which is devoted to the Climatic study, climatic according to the regulation "RNV99 Version 2013", the third chapter, the pre-dimensioning of the elements of the secondary and load-bearing structure according to the regulation "CCM97" was carried out. The fourth chapter presents the study of the mixed slab and the fifth chapter, the behavior of the structure with respect to the earthquake was analyzed by the spectral modal method, according to the "RPA99 version 2003" regulation", Thanks to the "robot" software. The bracing system of the structure has been added in order to ensure stability, the sixth chapter deals with the sizing of the supporting and secondary elements of the structure, according to the regulation "CCM97" and also "EC3", Subsequently, the sizing assemblies of the different elements of the structure is given in the seventh chapter and finally the study of the infrastructure was carried out in the eighth chapter.

The work was completed with a general conclusion.

TABLE DE MATIERES

Dédicaces.

Remerciements.

Résumé en Arabe.

Résumé en Français.

Résumé en Anglais.

Table des matières.

Liste des Figures.

Liste des Tableaux.

Liste des Symboles.

I. CHAPITRE I : GENETALITES..... 1

I.1. INTRODUCTION : 1

I.2. PRESENTATION DU PROJET : 1

I.3. LOCALISATION ET DONNEES DU SITE : 1

I.4. DONNEES GEOMETRIQUE DU BATIMENT : 2

I.5. REGLEMENTS UTILISES : 2

I.6. LES PLANCHERS : 2

I.7. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX : 7

I.7.1. BETON : 8

I.7.2. ACIER : 10

I.8. CONCEPTION DE L'OUVRAGE : 11

I.8.1. INTRODUCTION : 11

I.8.2. CONCEPTION ARCHITECTURALE : 11

II. CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE 13

II.1. ACTION DE LA NEIGE : ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

II.2.1. INTRODUCTION: 14

II.2.2. NATURE DE LA STRUCTURE: 14

II.2.3. DONNEES RELATIVES AU SITE : 14

TABLE DE MATIERES

II.2.4. LE COEFFICIENT D'EXPOSITION AU VENT (C_E) :	15
II.2.5. COEFFICIENT TOPOGRAPHIQUE $C_T(z)$:	15
II.2.6. COEFFICIENT DE RUGOSITE $C_R(z)$:	16
II.2.7. INTENSITE DE TURBULENCE :	16
II.2.8. LA PRESSION DYNAMIQUE DE POINTE (Q_p) :	16
II.2.9. COEFFICIENT DYNAMIQUE C_d :	17
II.2.10. CALCUL DE LA PRESSION DUE AU VENT :	20
III. CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....	30
III.1. INTRODUCTION :	31
III.2. LES PLANCHERS :	31
III.2.1. ESTIMATION DES CHARGES DES PLANCHERS :	31
III.2.1.1. PLANCHER TERRASSE :	31
III.2.2. COMBINAISON DES CHARGES :	32
III.3. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :	32
III.3.1. LES SOLIVES :	33
III.3.2. LES POUTRES PRINCIPALES DE L'ETAGE TERRASSENT :	35
III.3.3. DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE SECONDAIRE DU PLANCHER TERRASSE LA PLUS SOLLICITE :	38
III.4. LES POTEAUX :	40
IV. CHAPITRE IV : ETUDE DE LA DALLE MIXTE	45
IV.1. INTRODUCTION :	46
IV.2. CALCUL DU PLANCHER MIXTE :	46
IV.2.1. HYPOTHESES DE CALCUL :	46
IV.2.2. VERIFICATION DES SOLIVES :	47
IV.2.3. DIMENSIONNEMENT DE LA CONNEXION :	53
IV.2.4. FERRAILLAGE DE LA DALLE DU PLANCHER :	55
V. CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE	58
V.1. INTRODUCTION:	59
V.2. OBJECIF D'ETUDE DYNAMIQUE:	59
V.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :	59

TABLE DE MATIERES

V.4. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :	59
V.4.1. PRINCIPE :	59
V.4.2. DETERMINATION DES PARAMETRES :	59
V.5. VERIFICATIONS(RPA99v2003):	62
V.5.1. CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE :	62
V.5.3. LA PERIODE :	63
V.5.4. VERIFICATION DE PARTICIPATION MASSIQUE :(ARTICLE 4.3.4):	63
V.5.5. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS LATERAUX INTERS ETAGE : (ARTICLE 5.10)	65
V.5.6. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P-Δ :	67
VI. CHAPITRES VI : VERIFICATION DES ELEMENTS	68
VI.1. INTRODUCTION :	69
VI.2. VERIFICATION DE LA POUTRE PRINCIPAL IPE400 :	69
VI.2.2. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :	70
VI.2.3. VERIFICATION DU DEVERSEMENT:	70
VI.3. VERIFICATION DE LA POUTRE SECONDAIRE IPE220:	71
VI.3.1. VERIFICATION AU MOMENT RESISTANT :	71
VI.3.2. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :	72
VI.3.3. VERIFICATION DU DEVERSEMENT:	72
VI.4. VERIFICATION DU SOLIVE IPE160 :	73
VI.5. VERIFICATION DES POTEAUX :	73
VI.5.1. POTEAU CENTRAL HEA400 :	73
VI.5.2. VERIFICATION DE LA RESISTANCE A LA FLEXION COMPOSEE :	74
VI.6. VERIFICATION DES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT UPN : ..	76
VI.6.1. PALEES TRIANGULEES EN CROIX DE SAINT-ANDRE :	76
VI.6.1.1. VERIFICATION SOUS L'EFFORT DE TRACTION :	77
VI.6.2. PALEES TRIANGULEES EN V INVERSE:	78
VI.7. CALCUL D'ACROTERE:	80
VI.7.1. DEFINITION :	80
VI.7.2. EVALUATION DES CHARGES :	81
VI.7.3. CALCUL DES EFFORTS :	82
VI.7.4. FERRAILLAGE DE L'ACROTERE :	82

TABLE DE MATIERES

VI.7.5. VERIFICATION DE LA SECTION D'ACIER SELON BAEL 91 MODIFIE 99 :	83
VI.7.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES :	85
VI.7.7. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :	85
VI.8. ETUDE DES ESCALIERS :	86
VI.8.1. INTRODUCTION :	86
VI.8.2. PREDIMENSIONNEMENT DE L'ESCALIER :	87
VI.8.3. CALCUL DES ELEMENTS DE L'ESCALIER :	88
VII. CHAPITRES VII : ASSEMBLAGES	95
VII.1 INTRODUCTION :	95
VII.1.1. ROLE DE L'ASSEMBLAGE :	95
VII.1.2. FONCTIONNEMENT DES ASSEMBLAGES :	95
VII.2 CALCUL DES ASSEMBLAGES :	97
VII.2.1. ASSEMBLAGE POTEAU – POUTRE PRINCIPALE :	97
VII.2.2. ASSEMBLAGE SOLIVE – POUTRE PRINCIPALE :	101
VII.2.3. ASSEMBLAGE CONSOLE POTEAU :	103
VII.3 ASSEMBLAGES DES CONTREVENTEMENTS :	106
VII.3.1. ASSEMBLAGE EN X AVEC POTEAU :	107
VII.3.2. ASSEMBLAGE EN X AU MILIEU:	108
VII.3.3. ASSEMBLAGE EN V AVEC POUTRE :	109
VII.4 CALCUL DES PIEDS DE POTEAU :	111
VII.4.1. INTRODUCTION :	111
VII.4.2. DIMENSIONNEMENT DE LA PLATINE : LA PLATINE SERA DIMENSIONNEE AVEC L'EFFORT DE COMPRESSION MAXIMAL	111
VII.4.3. RESISTANCE DES TIGES D'ANCRAGE :	115
VIII. CHAPITRES VIII : ÉTUDE DES FONDATIONS	118
VIII.1. INTRODUCTION :	118
VIII.2. CHOIX DU TYPES DE FONDATION :	118
VIII.2.1. COMBINAISONS DES CHARGES :	118
VIII.3. SEMELLES ISOLEES :	119
VIII.4. SEMELLES FILANTES :	120
VIII.4.1. DIMENSIONS ET FERRAILLAGE DE LA SEMELLE FILANTE :	121

TABLE DE MATIERES

REGLEMENTS ET REFERENCES	128
MEMOIRES.....	129
ANNEXE A.....	130

CHAPITRE I : GENETALITES

FIGURE.I.1. :coupeduplanchercollaborant.

FIGURE.I.2. bacs d'acier.

FIGURE.I.3. Conception de plancher collaborant.

FIGURE.I.4. Bac d'acier type TN40.

FIGURE.I.5. Goujon soudée.

FIGURE.I.6. Gard- corp métallique .

FIGURE.I.7. escalier en charpente métallique.

FIGURE.I.8. Vue générale du proj.

CHAPITRE II : ETUDE CLIMAT ET ETUDE

FIGURE.II.1. Vue En élévation.

FIGURE.II.2. Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

FIGURE.II.3. Vue En élévation.

FIGURE.II.4. Vue En plan.

FIGURE.II.5. Valeur des coefficients de C_{pe} sens V1.

FIGURE.II.6. Répartition de C_{pe} pour la paroi verticale V1.

FIGURE.II.7. vue en plan de toiture.

FIGURE.II.8. Coefficient de pression C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité.

FIGURE.II.9. Vue En Plan *et en plan*.

FIGURE.II.10. Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

- FIGURE.III.1.** Plancher terrasse.
- FIGURE.III.2.** Plancher courant.
- FIGURE.III.3.** Disposition des solives.
- FIGURE.III.4.** Disposition de poutre principale.
- FIGURE.III.5.** Schéma statique de poteaux.

CHAPITRE IV : ETUD DE LA DALLE MIXTE

- FIGURE.IV.1.** Plancher mixte.
- FIGURE.IV.2.** Coupe d'un plancher mixte.
- FIGURE.IV.3.** Le dimensionnement des solives sur ROBOT.
- FIGURE.IV.4.** Position de l'axe neutre de la phase initiale.
- FIGURE.IV.5.** Position de l'axe neutre de la phase final.
- FIGURE.IV.6.** vue de la connexion du plancher mixte.
- FIGURE.IV.7.** Dimension du goujon connecteur.
- FIGURE.IV.8.** Schémas de ferrailage de la dalle

LISTES DES FIGURES ET TABLEAUX

LISTES DES FIGURES ET TABLEAUX

CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE

FIGURE.V.1. Spectre de réponse d'accélération.

FIGURE.V.2. : Les trois formes de vibration l'ord du séisme.

FIGURE.V.3. Les différents vus de la structure.

FIGURE.V.4. Vue en 3D.

CHAPITRES VI : VERIFICATION DES ELEMENTS

FIGURE.VI.1. la poutre principale la plussollicité.

FIGURE.VI.2. Vérification de poutre principale par logiciel ROBOT.

FIGURE.VI.3. La poutre secondaire la plus sollicitée.

FIGURE.VI.4. Vérification de poutre principale par logiciel ROBOT.

FIGURE.VI.5. Vérification de solive par logiciel ROBOT.

FIGURE.VI.6. Le poteau le plus sollicité.

FIGURE.VI.7. Vérification de Poteau sur le ROBOT.

FIGURE.VI.8. Propriétés de la section 2UPN240.

FIGURE.VI.9. Vérification de contreventement en X sur le ROBOT.

FIGURE.VI.10. Propriétés de la section 2UPN280.

FIGURE.VI.11. Vérification de contreventement en V sur le ROBOT.

FIGURE.VI.12. Acrotère.

FIGURE.VI.13. Diagramme des efforts acrotère à l'ELU.

FIGURE.VI.14. Coupe transversale sur l'acrotère.

FIGURE.VI.15. Ferrailage acrotère.

FIGURE.VI.16. Constituant d'un escalier.

FIGURE.VI.17. Vue en plan de l'escalier

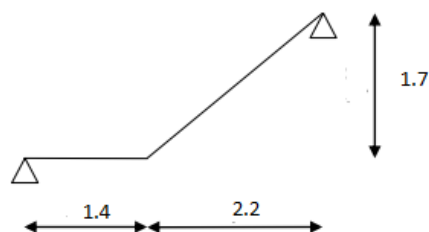


FIGURE.VI.18. Schéma statique.

FIGURE.VI.19. Constituant de la cornière de support.

FIGURE.VI.20. Charge revenant au limon.

FIGURE.VI.21. Diagrammes des moments fléchissant et effort tranchants.

FIGURE.VI.22. Schéma statique de la poutre palière.

CHAPITRES VII : LES ASSEMBLAGES

LISTES DES FIGURES ET TABLEAUX

- FIGURE.VII.1.** Présentation d'un boulon.
- FIGURE.VII.2.** Schéma d'assemblages poteau-poutre 3D.
- FIGURE.VII.3.** Detaille d'Assemblage poteau poutre principale par platine.
- FIGURE.VII.4.** Assemblage platine poutre.
- FIGURE.VII.5.** Schéma de la soudure poutre platine.
- FIGURE.VII.6.** Schéma d'assemblages solive-poutre principale 3D.
- FIGURE.VII.7.** Assemblages solive-poutre principale.
- FIGURE.VII.8.** Detaille d'Assemblage solive- poutre principale.
- FIGURE.VII.9.** Schéma d'assemblages poteau –consol 3D.
- FIGURE.VII.10.** Assemblage platine poutre.
- FIGURE.VII.11.** Schéma d'assemblages CV en X.
- FIGURE.VII.12.** Assemblage détailler contreventement en x
- FIGURE.VII.13.** Schéma d'assemblages CV en V.
- FIGURE.VII.14.** Assemblage détailler contreventement en v
- FIGURE.VII.15.** Dimensionnement de la platine.
- FIGURE.VII.16.** disposition constructive de Pied de poteau.
- FIGURE.VII.17.** disposition constructive.
- FIGURE.VII.18.** Tige d'ancrage.

CHAPITRES VIII : Étude des fondations

- FIGURE.VIII.1.** Schéma des Semelles isolées sous poteau.
- FIGURE.VIII.2.** Semelle Filante.
- FIGURE.VIII.3.** **Erreur ! Source du renvoi introuvable..**
- FIGURE.VIII.4.** Ferrailage de semelles filantes

LISTES DES FIGURES ET TABLEAUX

III.2	C	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
	l								
	a								
	s								
	s								

- Tableau.II.1.** Valeur de pression dynamique de référence.
- Tableau.II.2.** Définition des catégories de terrain.
- Tableau.II.3.** Coefficient de rugosité.
- Tableau.II.1.** la pression dynamique de pointe.
- Tableau.II.2.** Valeurdes coefficients de Cpe toiture sens V1.
- Tableau.II.3.** Valeurs des pressions dues au vent (V1).
- Tableau.II.4.** Valeurs des pressions dues au vent toiture (V1).
- Tableau.II.5.** Valeurdes coefficients de Cpe V2.
- Tableau.II.6.** Valeurdes coefficients de Cpe toiture sens V2.
- Tableau.II.7.** Valeurs des pressions dues au vent (V2).
- Tableau.II.8.** Valeurs des pressions dues au vent toiture (V2).
- Tableau.II.9.** La pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.
- Tableau.II.10.** Force résultante dans chaque niveau.
- Tableau.II.11.** La pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.
- Tableau.II.12.** Force résultante dans chaque niveau.
- Tableau.III.1.** La descente des charges et choix de profilé.
- Tableau.V.1.** Facteur de qualité.
- Tableau.V.2.** Résultante des forces sismique à la base.
- Tableau.V.3.** Période et facteurs de participation massique.
- Tableau.V.4.** Les déplacements résultants de la charges EX.
- Tableau.V.5.** Les déplacements résultants de la charges EY.
- Tableau.V.6.**
- Tableau.V.7.** Justification vis-à-vis de l'effet P-.
- Tableau.VI.1.** Sollicitation sur le poteaux HEA400.
- Tableau.VI.2.** Le choix final des profilés.
- Tableau.VII.1.**

LISTES DES FIGURES ET TABLEAUX

e								
Fy (N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
Fu (N/mm ²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau.VII.2. Caractéristiques des boulons.

Tableau.VIII.1. Réaction à la base de la structure.

Tableau.VIII.2. Sections des Semelles Filantes.

Tableau.VIII.3. Vérification des contraintes.

NOTATIONS

Notations générales

Sollicitation /Contrainte /Déformation

E: Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000$ MPa).

F_p: Effort de précontrainte dans les boulons.

M :Moment sollicitant, en générale.

M_{cr}: Moment critique élastique de déversement.

M_{el}:Moment élastique.

M_{pl}: Moment plastique.

M_R: Moment résistant.

M_U: Moment ultime.

N : Effort normal, en générale .

N_K: Effort critique d'Euler.

N_p:Effort normal de plastification.

N_u:Effort normal ultime .

V : Effort tranchant sollicitant .

V_p:Effort tranchant de plastification.

V_U: Effort tranchant ultime .

f_u: Contrainte de rupture d'une pièce .

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

f_y: Limite d'élasticité d'une pièce.

ε :Déformation linéaire unitaire .

ε_y Déformation correspondante à la limite d'élasticité .

σ : Contrainte normale .

Coefficients et grandeurs sans dimensions

K:Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre .

k_s:Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.

k_y et **k_z**: Coefficient de flambement –flexion.

m: Nombre de plans de cisaillement ou de frottement .

n:Nombre de boulons .

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).

β_w : Facteur de corrélation (soudure) .

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

η : Facteur de distribution de rigidité (flambement).

NOTATIONS

λ : Elancement .

λ_k : Elancement eulérien.

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit .

$\bar{\lambda}_{LT}$: Elancement de déversement .

μ : Coefficient de frottement .

χ : Coefficient de réduction de flambement .

χ_{LT} : Coefficient de réduction de déversement .

Caractéristiques géométriques

A : Section brute d'une pièce.

A_{eff} : Section efficace d'une pièce (classe 4).

A_{net} : Section nette d'une pièce .

A_s : Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet .

I_t : Moment d'inertie de torsion.

I_w : Facteur de gauchissement d'une section.

I_y : Moment d'inertie de flexion maximale .

I_z : Moment d'inertie de flexion minimale.

W_{eff} : Module de résistance efficace.

W_{el} : Module de résistance élastique.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

b : Largeur d'une semelle de poutre .

d : Diamètre nominale des tiges des boulons ou hauteur de la partie droite d'une âme de poutre.

d₀ : Diamètre de perçage des trous de boulonnage.

i : Rayon de giration d'une section.

l : Largeur d'une poutre.

l_D : Largeur de déversement d'une poutre.

l_k : Longueur de flambement .

r : Rigidité d'une barre $\left[r = \frac{I}{l} \right]$

t : Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.

t_f : Epaisseur d'une semelle de poutre.

t_w : Epaisseur d'une âme de poutre.

v_s : Distance de la fibre extrême supérieure à l'axe neutre d'une section.

v_i : Distance de la fibre extrême inférieure à l'axe neutre d'une section.

NOTATIONS

α : Angle en générale.

$\gamma_{Mb} = 1.25$: Résistance des boulons au cisaillement.

$\gamma_{Mb} = 1.50$: Résistance des boulons au à la traction.

F_v : Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement .

F_B : Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées .

F_T : Résistance des boulons en traction.

α : Facteur d'imperfection (flambement).

β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

INTRODUCTION

INTRODUCTION GENERALE

Peu importe le projet de construction, il existe de divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités que ça soit une construction en béton armé, en précontrainte, en charpente en bois ou métallique.

L'acier est l'un des principaux matériaux de construction au monde, il est employé dans pratiquement toutes les sections : de BTP, d'automobile, d'ingénierie, de mécanique ainsi que la construction navale. Tout projet sera impensable sans l'utilisation d'acier. En d'autres termes, l'acier est la base-même du niveau de vie élevé dont bénéficie le monde aujourd'hui.

Dans le cadre de notre formation de master en génie civil, nous sommes amenés à l'issue de notre cursus à réaliser un projet de fin d'études. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation provisionnelle d'ordre scientifique et technique.

L'objet de ce mémoire est l'étude d'un bâtiment en R+6 à usage d'habitation en charpente métallique, cette étude a pour objet le dimensionnement et la vérification de résistance de la structure vis-à-vis différents chargements et cela conformément aux normes exigées dans l'Algérie.

Ce travail contient plusieurs chapitres après cette introduction dont :

- Le premier chapitre entame une description du projet ou l'ouvrage est présenté par ses caractéristiques géométriques et sa conception architecturale ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés dans le projet.
- Le deuxième chapitre présente l'étude climatique avec le calcul des différentes actions de la neige et du vent exercées sur le bâtiment.
- Le prédimensionnement des éléments principaux est l'objet du troisième chapitre, nous citons (les planchers, solives, poteaux et poutres porteuses et non porteuses).
- Le quatrième chapitre présente l'étude de la dalle mixte.
- Le cinquième chapitre est consacré à l'étude sismique selon les règles parasismiques algériennes, en utilisant le logiciel **ROBOT**.
- Le sixième chapitre portera sur la vérification des différents éléments ainsi que le calcul de l'acrotère et l'étude des escaliers.
- Le septième chapitre traite l'étude des différents assemblages.
- Le dernier chapitre comporte l'étude des fondations.

Comme tout travail de mémoire s'achève par une conclusion générale qui synthétise tout ce qui a été fait. Enfin une série d'annexes vient d'apporter plus de détails et d'explications aux chapitres.

CHAPITRE I : GENERALITES

CHAPITRE I : GENERALITES

I. CHAPITRE I : GENETALITES

I.1. Introduction :

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir, faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation d'ingénieur, l'ouvrage en question est un bâtiment en (R+6) dont la conception s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

Donc, il est nécessaire de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites et leurs coûts.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul (**ROBOT**) pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour dimensionner les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par **CCM 97**.

I.2. Présentation du projet :

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en **R + 6** en charpente métallique et à usage d'habitation. Ce bâtiment sera implanté à **BLIDA** qui est considérée comme une zone de forte sismicité selon le Règlement Parasismique Algérien.

L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux. Poutres) et de planchés mixtes collaborant (béton – acier). La stabilité du bloc est assurée par des portiques auto-stables dans un sens et par des paliers de stabilité verticaux en V et en X dans les deux sens.

I.3. Localisation et données concernant le site :

Le projet est un bâtiment implanté à Boufarik wilaya de Blida dont :

- ✓ Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de sismicité élevée (zone III).
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 : c'est un bâtiment à usage d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m.

CHAPITRE I : GENERALITES

✓ Le site est considéré comme meuble (S3) et la contrainte admissible du sol est de $\approx 2,2$ bars (rapport du sol du laboratoire LHCO)

✓ Altitude =63 m

I.4. Données géométriques de bâtiment :

Notre bâtiment est de la forme rectangulaire en vue plan dans les dimensions suivant :

- Longueur du bâtiment : 23.4 m.
- Largeur du bâtiment : 11.7 m.
- Hauteur du R.D.C :3.4 m.
- Hauteur d'étage :3.4 m.
- Hauteur totale :23.8 m.
- Hauteur d'acrotère.....0.6 m
- Surface totale :273,78 m

I.5. Règlements utilisés :

CCM 97 : règles de calcul des constructions en acier.

DTR C 2-2 : document technique réglementaire (charges permanentes et d'exploitations).

RPA99 v2003 : règles parasismiques algériennes version 2003.

RNV2013 : règles définissant les efforts de la neige et du vent.

I.6. Les planchers :

Selon l'**EUROCODE4** l'épaisseur de toute dalle mixte, **ht** doit être d'au moins **80mm**, et

l'épaisseur de béton **hcau-**

dessus de la surface plane principale du sommet des nervures de la tôle ne doit pas être inférieure à **40mm**. Si la dalle

est une action mixte avec la poutre ou si elle est utilisée comme diaphragme, **ht** doit être d'au moins **90mm** et **hcau**

ne doit pas être inférieure à **50mm**.

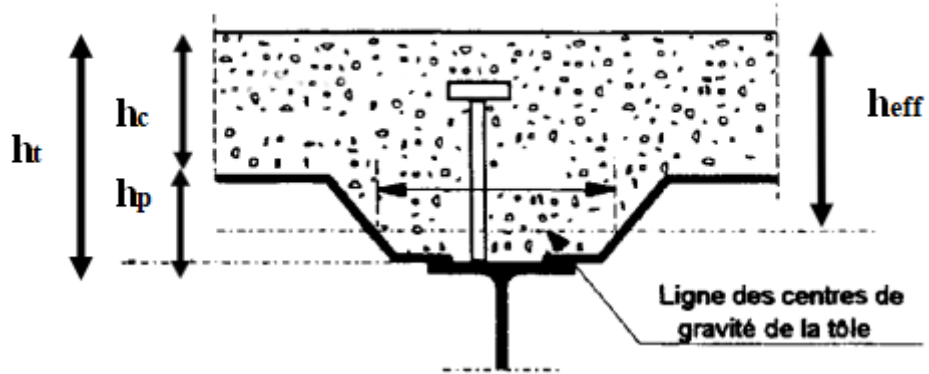


FIGURE.I.1. :coupeduplancher collaborant

o Résistance au feu

La résistance au feu selon le critère d'isolation

thermique dépend de l'épaisseur de la dalle. L'épaisseur efficace h_{eff} est donnée par la formule suivante:

$$h_{eff} = h_c + 0.5 \times h_p \times \left(\frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_3} \right) \quad \text{pour } \frac{h_p}{h_c} \leq 1.5 \quad \text{et } h_c > 40 \text{ mm}$$

$$h_{eff} = h_c \left[1 + 0.75 \times \left(\frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_3} \right) \right] \quad \text{pour } \frac{h_p}{h_c} \geq 1.5 \quad \text{et } h_c > 40 \text{ mm}$$

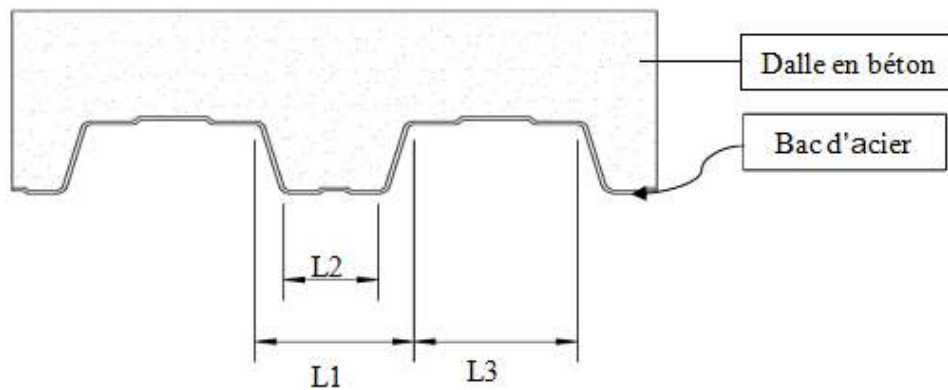


FIGURE.I.2. bacs d'acier.

Pour une classe de résistance au feu normalisée (R60), $h_{eff} \geq 80 \text{ mm}$

On choisit $h_t = 120 \text{ mm}$; avec $h_c = 80 \text{ mm}$ et $h_{eff} = 88,8 \text{ mm}$

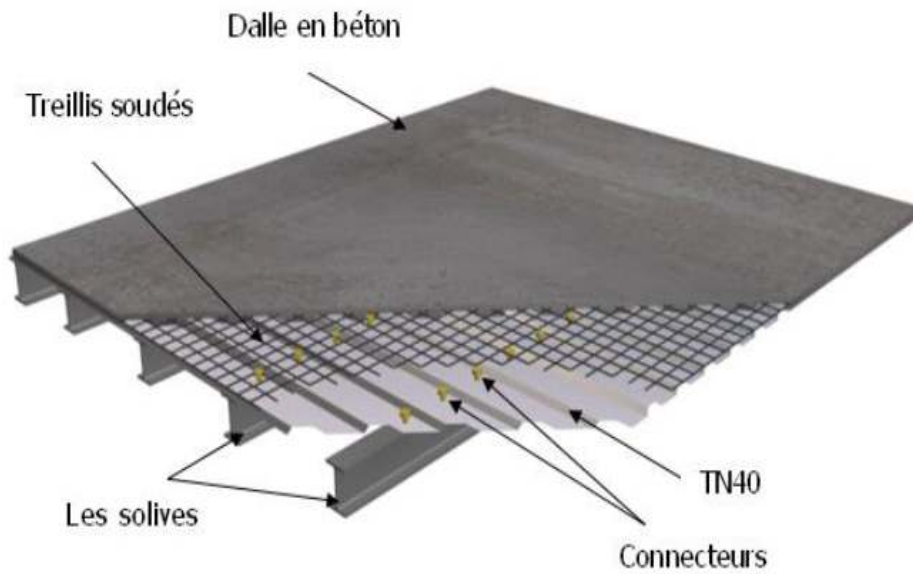


FIGURE.I.3. Conception de plancher collaborant

o **Bac d'acier**

Les bacs aciers sont de type **TN40**

Cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet:

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

Le TOLE utilisé dans notre calcul a les caractéristiques géométriques montrées dans la figure ci-dessous:

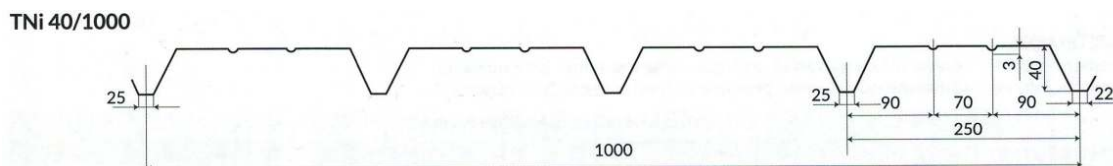


FIGURE.I.4. Bac d'acier type TN40

CHAPITRE I : GENERALITES

Les planchers reposent sur un ensemble des poutres et solives métalliques.

- La liaison entre la dalle, le bca en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs :

Ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et la dalle en béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal.

○ Les connecteurs :

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur $h=95\text{mm}$ et de diamètre $d=19\text{mm}$, qui sont assemblés par soudage (voir figure ci-dessous):

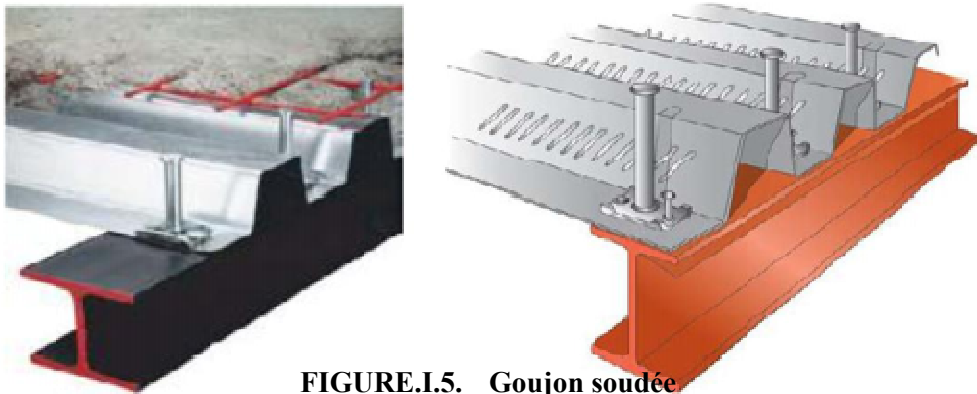


FIGURE.I.5. Goujon soudée

○ Le garde corp :

L'acier peut être utilisé dans différentes parties d'un garde-corps:

- La main courante.
- Les montants, qui peuvent être constitués:
 - D'un plat épais soudé sur platine.

CHAPITRE I : GENERALITES

- Dedeuxplatsmoisés.
- Detubesrondsoucarrés.
- L'appui précaire ou remplissage du garde-corps, qui peut être constitué d'unetôle d'acier perforée pleine ou de métal déployé.
- Les lisses intermédiaires de protection qui peuvent être constituées de carrés ou de ronds pleins, de tiges ou de câbles tendus en inox.



FIGURE.I.6. Gard- corp métallique .

○ Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

○ Mur extérieurs:

ils seront constitués d'une double cloison de 25 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur. L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

CHAPITRE I : GENERALITES

Brique creusée de 10 cm d'épaisseur pour la paroi intérieure d'un mur.

- **Murs intérieurs :**

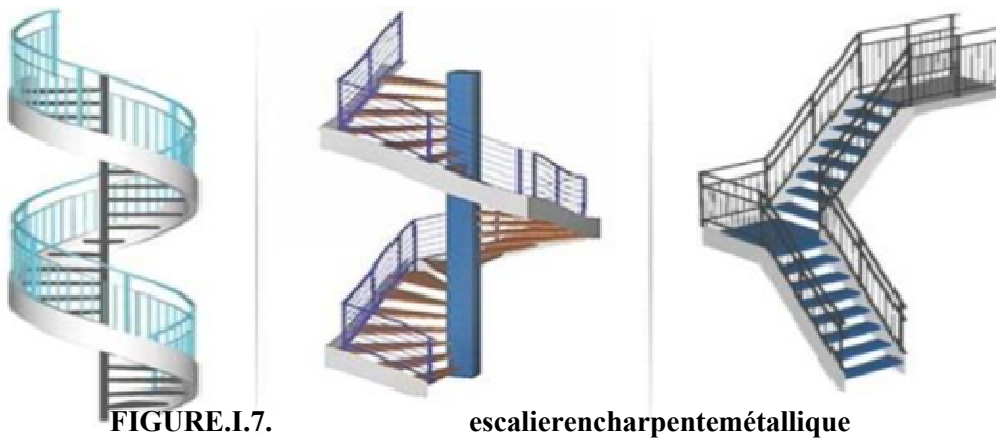
ils seront constitués par des cloisons de 15 cm d'épaisseur qui servent à séparer deux services.

- **La terrasse :**

La terrasse est inaccessible

- **Escaliers :**

Les escaliers peuvent être droits ou hélicoïdaux. Le champ de création est presque infini, à l'intérieur des règles classiques de dimensionnement des marches et du giron.



- **Infrastructure**

- **Infrastructure**

Elle sera réalisée en béton armé coulé sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les tassements différentiels.

CHAPITRE I : GENERALITES

- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.

I.7. Caractéristiques des matériaux :

I.7.1. Béton :

C'est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (gravier et sable) et d'eau.

Le dosage utilisé dans la construction et la proportion des matériaux dans 1 m³ de béton est :

- Ciment (C. P.J) dosé à 350 Kg/ m³.
- 800 litre de graviers.
- 400 litre de sable.
- 175 litre d'eau.

a) Résistances caractéristiques du béton :

➤ Résistance à la compression :

La résistance mécanique du béton est la résistance à la compression à 28 jours est notée f_{c28} est pour un chantier faisant l'objet d'un suivi et d'un contrôle régulier : $f_{c28} = 25$ MPa

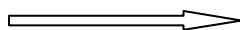
➤ Résistance à la traction :

La résistance à la traction du béton à « j » jours est prise égale à :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$



$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

➤ Contrainte limite du béton :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise, pour le béton un diagramme conventionnel appelé « parabole rectangle ».

On introduit un coefficient de sécurité γ_b qui a les valeurs suivantes :

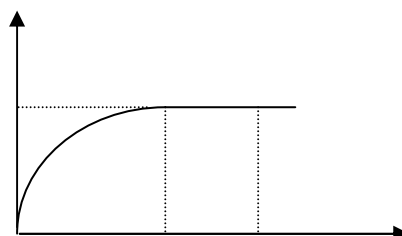
$$\gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{cas courant}$$

$$\gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{cas accidentel.}$$

○ Le diagramme des contraintes :

σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b$$



CHAPITRE I : GENERALITES

2‰ 3,5‰ ζ_{bc}

E.L.U.R :

○ **La contrainte ultime de béton en compression :**

$$\sigma_{bc} = 0.85f_{c28}/\gamma_b$$

σ_{bc} = 14,2 MPa.....cas courant.

σ_{bc} = 18,5 MPa.....cas accidentel.

○ **La contrainte ultime de cisaillement :**

Selon (B.A.E.L)

$$\tau_{adm} \geq \tau_u$$

$$\tau_u = V_u/b.h$$

Avec : V_u : Effort tranchant ultime.

B : Largeur de la section.

H : Hauteur de la section.

- Fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\tau_{adm} = \text{Min}(0.15f_{cj}/\gamma_b) ; 4 \text{ MPa}$$

- Fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_{adm} = \text{Min}(0.2f_{cj}/\gamma_b) ; 5 \text{ MPa}$$

E.L.S

○ La contrainte maximale de béton comprimé est :

$$\sigma_{bser} = 0.6f_{cj}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bser} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

b) Module de déformation longitudinale :

- Sous charge de courte durée :

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 11000 (25)^{1/3}$$

$$E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$$

- Sous charge de longue durée :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = 3700 (25)^{1/3}$$

$$E_{vj} = 10820 \text{ MPa}$$

- Coefficient d'ambiance..... $\psi = 1$.

- Coefficient de retrait..... $\xi = 0.2 \cdot 10^{-3}$.

- Contrainte du sol :..... $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

CHAPITRE I : GENERALITES

Class e	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
---------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------

- Le module d'élasticité instantané..... $E_b = 1,4.10^5 \text{ daN/cm}^2$.

I.7.2. Acier :

Toutes les composantes de la structure métallique sont des produits sidérurgiques laminés à chaud. Le choix de ce type de produits répond aux exigences fixées par : « **RPA 2003** ».

La nuance d'acier utilisée est le **E24** qui a comme caractéristiques :

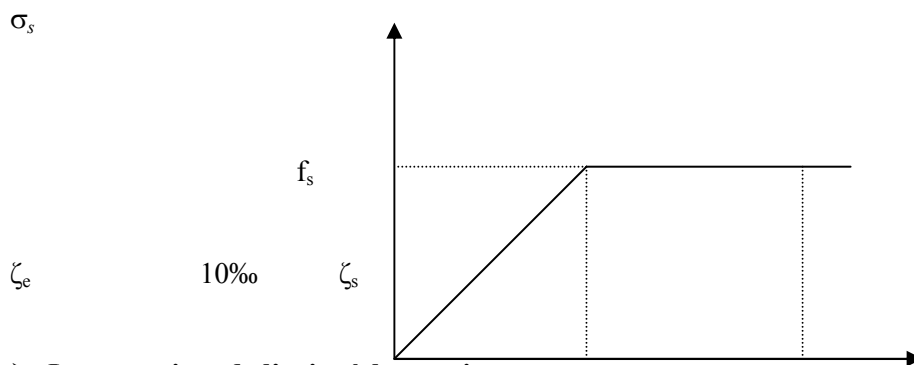
- Résistance limite d'élasticité :..... $\sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2$
- Module d'élasticité longitudinal :..... $E = 2,1. 10^6 \text{ daN/cm}^2$
- Poids volumique :..... $\rho = 7850 \text{ daN/m}^3$

On utilise trois nuances d'acier :

- 1- Rond lisse (R L): **FeE 235** de limite d'élasticité $F_e = 235 \text{ MPa}$.
- 2- Acier à haute adhérence (H. A) : **FeE 400** de limite d'élasticité $F_e = 400 \text{ MPa}$.
- 3- Treillis soudés (T.S) : **Ø8 (100.100) mm²**..... $F_e = 520 \text{ MP}$

➤ **Contrainte limite :**

Le diagramme contrainte déformation de l'acier est comme suit :



➤ **La contrainte de l'acier à la traction :**

$\sigma_s = f_e / \gamma_s$

$\gamma_s = 1.15$cas courant

$\gamma_s = 1$cas accidentel

→ $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, avec $f_e = 400 \text{ MPa}$

→ $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$, avec $f_e = 400 \text{ MPa}$

CHAPITRE I : GENERALITES

Fy (N/mm²)	240	320	300	400	360	480	640	900
Fu (N/mm²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Granulat :

On utilise : sable, gravier (3 / 8 ; 8 / 15).

I.8. Conception de l'ouvrage :

I.8.1. Introduction :

L'une de phase la plus déterminante dans un projet de construction est la phase de conception et de modélisation d'une structure, celle-ci doit être traitée dans les premières lignes d'étude du projet.

I.8.2. Conception architecturale :

Notre bâtiment est composé d'un RDC et 6 étages à usage de d'habitation

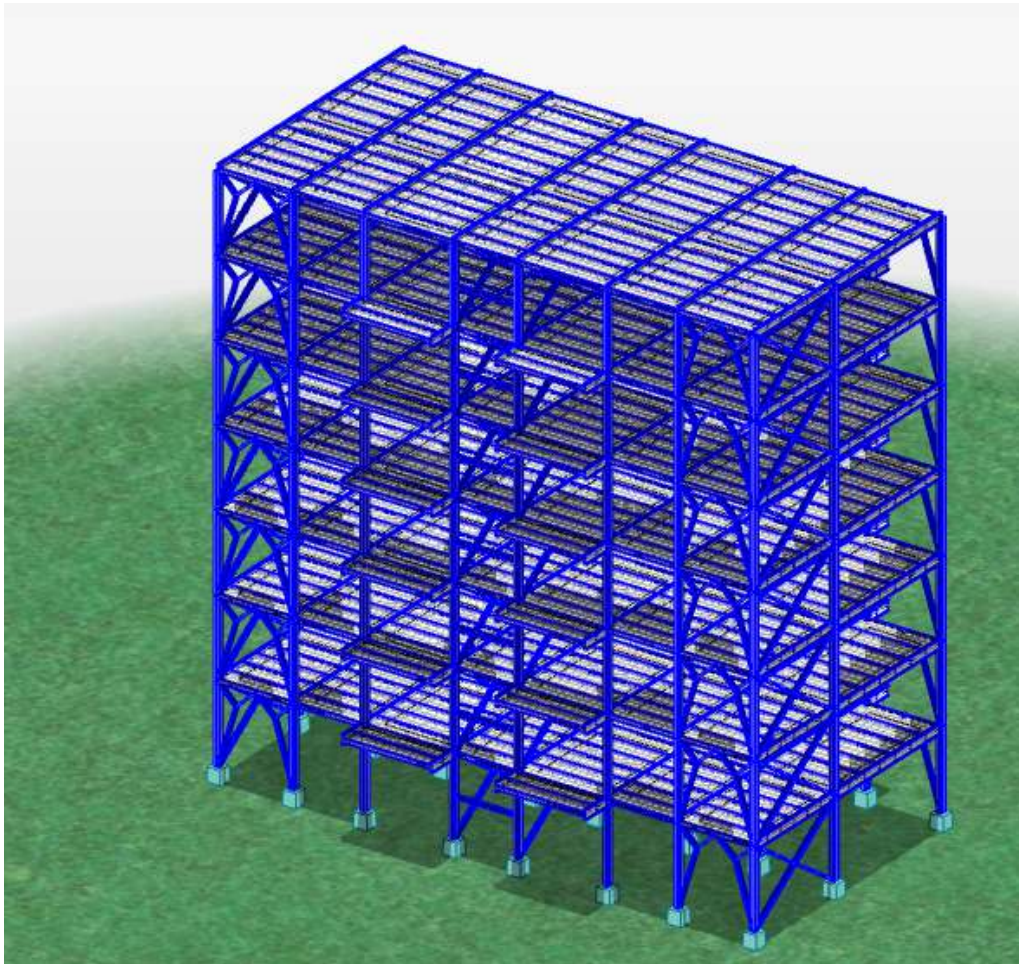


FIGURE.I.8. Vue générale du projet

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

II. CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

II.1. Action de la neige :

La charge caractéristique de neige

La charge caractéristique de neige sur une surface en projection horizontale de toitures ou de toute autres surfaces soumise à l'accumulation de neige s'obtient par la formule suivante:

$$S = \mu * sk$$

Où:

▪ Sk (en kN/m^2) est la charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone de neige.

▪

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

Le projet est implanté à **BLIDA** qui appartient à la zone B (zone de neige) à une altitude de 63 m au niveau de la mer

$$H = 63m$$

Le projet ne présente pas de discontinuités de niveau, et on a une pente de 3% comprise entre 0° et 30° donc: $\mu=0,8$; ce qui donne

$$Sk = \frac{0.04 * H + 10}{100}$$

$$Sk = \frac{0.04 * 63 + 10}{100} = 0.127 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 0.127 \times 0.8 = 0.1 \text{ kN/m}^2$$

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

II.2. Action de vent :

II.2.1. Introduction

Le vent est une action climatique due au mouvement de l'air résultant de la différence de pression entre les zones de l'atmosphère.

L'objet de cette partie de l'étude est l'évaluation des sollicitations d'ensembles engendrés par l'action du vent ainsi le calcul est conduit conformément au règlement algérien D.T.R - RNV. 2-47 2013

Dans le calcul, le bâtiment sera assimilé à une console encastrée dans le sol et sera soumis à une pression le long de sa hauteur.

Les sollicitations sont proportionnelles à la hauteur de la structure. Vu l'élancement de notre bâtiment et la nature de l'enveloppe extérieure (mur rideau), une étude au vent est nécessaire et sera donc traitée dans ce chapitre.

II.2.2. Nature de la Structure

La classification des structures selon leur nature dépend de leur sensibilité aux excitations dynamiques, on distingue :

1. Constructions peu sensibles, pour lesquelles le coefficient dynamique $C_d < 1.2$.
2. Constructions sensibles, pour lesquelles le coefficient dynamique $C_d \geq 1.2$.

Notre structure est composée d'une seule partie de dimension suivante :

- Hauteur..... $H=23.8$ m
- Longueur..... $L= 23.4$ m
- Largeur..... $l=11.7$ m

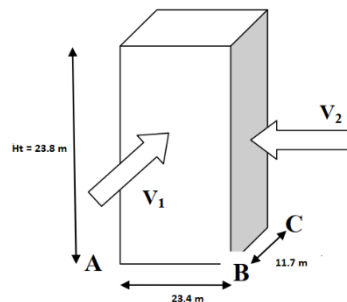


FIGURE.II.1. Vue En Elévation

II.2.3. Données relatives au site :

Remarque : $\phi = H/L_u$

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

ϕ Est la pente du versant au vent ;

H (en m) est la hauteur du versant ;

L (en m) est une longueur caractérisant le versant au vent et prenant la valeur

$$L = \max(0,5L_u; 2H)$$

On doit prendre $C_t(Z) = 1$ pour $\phi < 0,05$

zone	q _{réf} (N/m ²)
I	375

Tableau.II.1. Valeur de pression dynamique de référence

q_{réf} (N/m²) : pression dynamique de référence pour les construction permanentes

Catégorie de terrain	K _t	Z ₀ (m)	Z _{min} (m)	ε
IV	0.234	1	10	0.67

Tableau.II.2. Définition des catégories de terrain

K_t :Facteur de terrain.

Z₀(m) : facteur qui dépend de la catégorie de terrain.

Z_{min}(m) : hauteur minimale.

ε : Coefficient utilisé pour le calcul coefficient c_d

II.2.4. Le coefficient d'exposition au vent (C_e) :

Le coefficient d'exposition au vent (C_e) sera calculé à l'aide de la formule

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

Avec :

- C_t.....coefficient de topographie
- C_r.....coefficient de rugosité
- Z (m).....hauteur considérée
- I(v)..... L'intensité de la turbulence

II.2.5. Coefficient topographique C_t (z) :

Le Coefficient topographique C_t (z) est déterminé comme suite :

$$\begin{cases} C_t(z) = 1 & \text{pour } \phi < 0,05 \\ C_t(z) = 1 + s_{\max} \times \left(1 - \frac{|x|}{k_{red} \times L}\right) \times e^{-\alpha(z/L)} & \text{pour } \phi \geq 0,05 \end{cases}$$

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

Le site est considéré comme plat.

II.2.6. Coefficient de rugosité $C_r(z)$:

Le Coefficient de rugosité $C_r(z)$ est défini par la loi logarithmique népérien.

$$C_r = Kt \times \ln(Z/Z_0) \dots \dots \dots \text{Si } Z_{\min} < Z < 200\text{m}$$

$$C_r = Kt \times \ln(Z_{\min}/Z_0) \dots \dots \dots \text{Si } Z < Z_{\min}$$

Avec :

Ktfacteur de terrain

On a $b < h \leq 2b$ $h = 23.8$, $b = 23.4$ m donc $\Rightarrow Z_e = 23.8$ m ; $Z_e = 23.4$ m

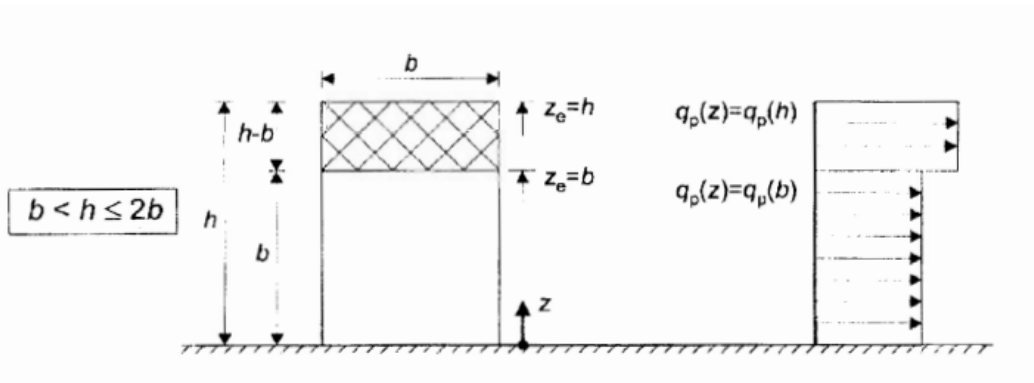


FIGURE.II.2. Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique

$Z_e(\text{m})$	$C_r(z_e)$
23,4	0,73673809
23,8	0,74170643

Tableau.II.3. Coefficient de rugosité

II.2.7. Intensité de turbulence :

Elle donnée par la formule suivante :

$$I_v(z) = \begin{cases} \frac{1}{C_t(z) \times \ln(\frac{z}{Z_0})} & \text{Pour } Z > Z_{\min} \\ \frac{1}{C_t(z) \times \ln(\frac{Z_{\min}}{Z_0})} & \text{Pour } Z \leq Z_{\min} \end{cases}$$

II.2.8. la pression dynamique de point (q_p) :

Elle donnée par la formule suivante :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z)$$

Avec :

q_{ref} en (N/m^2) pour les constructions permanent la pression dynamique de référence donné par

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

$$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$$

Ze(m)	Cr (ze)	Ct (ze)	Iv (ze)	Ce	q _p [N/m ²]
23,3	0,73673809	1	0,31761627	1,74955999	656,084998
23,8	0,74170643	1	0,31548871	1,76504355	661,89133

Tableau.II.4. la pression dynamique de pointe.

II.2.9. Coefficient dynamique Cd :

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

II.2.9.1. Sens V1 :

Il donné par la formule suivante :

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times Iv(Zeq) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7Iv(Zeq)}$$

Ou :

Zeq en (m):Hauteur "équivalente de la construction.

Iv(Zeq) : Est l'intensité de la turbulence pour $Z = Zeq$.

Q^2 : Est la partie quasi-statique.

R^2 : Est la partie résonante.

g : Est le facteur de pointe.

$$Zeq = 0.6 \times h \geq Zmin$$

$$Zeq = 0.6 \times 23.6 = 14.16 > Zmin$$

a) Partie quasi-statique :

Elle donnée par la formule suivante :

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 9 \times \left(\frac{(b+h)}{Li(Zeq)} \right)^{0.63}}$$

Avec :

bet h en (m) sont la largeur et la hauteur de la structure => $h = 23.8 \text{ m}$ et $b = 11.7 \text{ m}$

Li(z) est l'échelle de la turbulence pour $Z = Zeq$ donnée par :

$$Li = 300 \times \left(\frac{Z}{200} \right)^e \quad \text{Pour } Zmin \leq Z \leq 200m$$

$$Li = 71.66 \text{ m} \Rightarrow Q^2 = 0.14$$

b) Partie résonante :

Elle donnée par la formule suivante :

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$$

δ : Décrément logarithmique d'amortissement structural $\Rightarrow \delta = \delta_s + \delta_a$

δ_s : Décrément logarithmique d'amortissement structural $\Rightarrow \delta_s = 0.05$

δ_a : Décrément logarithmique d'amortissement aérodynamique pris égal à 0 $\Rightarrow \delta_a = 0$

Alors : $\delta = 0.05$

R_N : Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance

$$N_x = \frac{n_{l,x} \times l_i(Zeq)}{V_m(Zeq)}$$

$$n_{l,x} = \frac{0.5}{\sqrt{f}}$$

Avec : $f = \frac{h}{100} = \frac{23.8}{100} = 0.238 \Rightarrow n_{l,x} = 1.02$

$V_m(Zeq) = C_r \times C_t \times V_{réf}$ Avec $V_{réf} = 25 \text{ m/s}$

$$C_r = Kt \times \text{Ln}(Z/Z_0)$$

$$C_r = Kt \times \text{Ln}\left(\frac{Zeq}{Z_0}\right) = 0.234 \times \text{Ln}\left(\frac{23.6}{1}\right) = 0.73$$

$$V_m(Zeq) = 18.25 \text{ m/s}$$

$$N_x = 4$$

$$R_N = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_x)^{5/3}} = 0.05$$

R_h et R_b sont des fonctions d'admittance aérodynamique donnée par :

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta h}\right) - \left(\frac{1}{2\eta h^2}\right) \times (1 - e^{-2\eta h}) \quad \text{Pour } \eta h > 0$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta b}\right) - \left(\frac{1}{2\eta b^2}\right) \times (1 - e^{-2\eta b}) \quad \text{Pour } \eta b > 0$$

Avec :

$$\eta h = 6.1$$

$$\eta b = 3$$

$$R_h = 0.15$$

$$R_b = 0.27$$

$$R^2 = 0.2$$

c) Facteur de point g :

Elle donnée par la formule suivante :

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2} \times \text{Ln}(600 \times v)} \geq 3$$

La fréquence moyenne v :

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

$$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 \times R^2}} \geq 0.08 \text{ [HZ]} \Rightarrow v = 2.7$$

$$g = 3.9 > 3$$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 3.9 \times 0.31 \times \sqrt{0.14 + 0.2}}{1 + 7 \times 0.31}$$

$$C_d = 0.76$$

II.2.9.2. Sens V2 :

a) Partie quasi-statique :

Elle donnée par la formule suivante :

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 9 \times \left(\frac{(b+h)}{Li(Zeq)}\right)^{0.63}}$$

Avec :

bet h en (m) sont la largeur et la hauteur de la structure $\Rightarrow h = 23.8 \text{ m}$ et $b = 23.4 \text{ m}$

Li(z) est l'échelle de la turbulence pour $Z = Zeq$ donnée par :

$$Li = 300 \times \left(\frac{Z}{200}\right)^6 \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m$$

$$Li = 71.66 \text{ m} \Rightarrow Q^2 = 0.12$$

b) Partie résonnante :

$$n_{l,x} = \frac{0.5}{\sqrt{f}}$$

$$\text{Avec : } f = \frac{h}{100} = \frac{23.8}{100} = 0.238 \Rightarrow n_{l,x} = 1.02$$

$$V_{réf} = 25 \text{ m/s}$$

$$Cr = 0.73$$

$$V_m(Zeq) = 18.25 \text{ m/s}$$

$$N_x = 4$$

$$R_N = 0.05$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta b}\right) - \left(\frac{1}{2\eta b^2}\right) \times (1 - e^{-2\eta b}) \quad \text{Pour } \eta b > 0$$

Avec :

$$\eta h = 6.1$$

$$\eta b = 6$$

$$R_h = 0.15$$

$$R_b = 0.15$$

$$R^2 = 0.11$$

c) Facteur de point g :

Elle donnée par la formule suivante :

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2} \times \ln(600 \times v)} \geq 3$$

La fréquence moyenne v :

$$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 \times R^2}} \geq 0.08 \text{ [HZ]} \Rightarrow v = 2.9$$

$$g = 3.867 > 3$$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 3.867 \times 0.31 \times \sqrt{0.12 + 0.11}}{1 + 7 \times 0.31}$$

$$C_d = 0.67$$

II.2.10. Calcul de la pression due au vent :

II.2.10.1. Détermination de la pression dynamique :

La pression dynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi, on est dans le cas où l'un des faces est intérieur et l'autre est extérieur :

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad [N/m^2]$$

- ✓ q_p est la pression dynamique
- ✓ C_{pe} est le coefficient de pression extérieur
- ✓ C_{pi} est le coefficient de pression intérieur

Détermination des coefficients de pression extérieure (C_{pe}) :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \text{ Pour } S \leq 1m^2$$

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

$$C_{pe} = C_{pe.10} \text{ Pour } S \geq 10m^2$$

S en m^2 désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas $S \geq 10m^2$

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

➤ La direction du vent V1 :

Cas de vent perpendiculaire à la longueur du bâtiment

• Paroi verticale $C_{pe.10}$:

$$e = \text{Min}(b, 2h)$$

$$e = \min(11.7 \text{ m}, 47.6 \text{ m}) ; e = 11.7 \text{ m} ; d = 23.4 \text{ cas ou } e < d$$

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

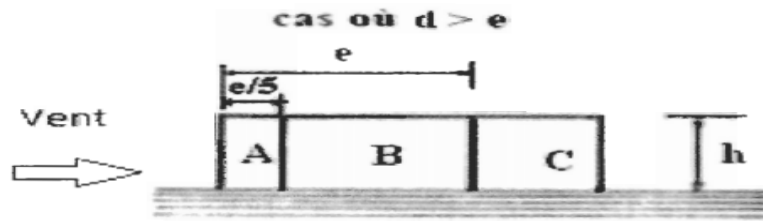
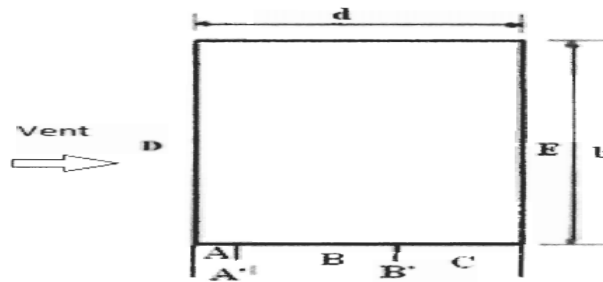


FIGURE.II.3. Vue En élévation



VUE EN PLAN

FIGURE.II.4. VueEn plan

Aire de la zone : $A = 2.34 * 23.8 = 55.692 \text{ m}^2$

Aire de la zone : $B = 9.36 * 23.8 = 222.768 \text{ m}^2$

Aire de la zone : $C = 11.7 * 23.8 = 278.46 \text{ m}^2$

Aire de la zone : $D = 11.7 * 23.8 = 278.46 \text{ m}^2$

Aire de la zone : $E = 11.7 * 23.8 = 278.46 \text{ m}^2$

Zone	Aire [m ²]	Cpe.10
A	55.692	-1.0
B	222.768	-0.8
C	278.46	-0.5
D	278.46	0.8
E	278.46	-0.3

FIGURE.II.5. Valeurdes coefficients de Cpe sens V₁

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

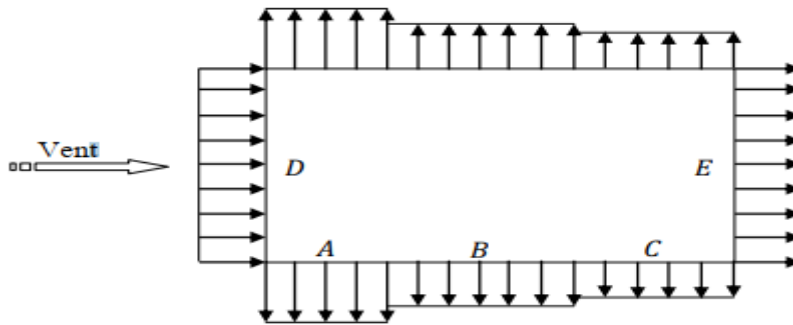


FIGURE.II.6. Répartition de Cpe pour la paroi verticale V1

- **Toiture Cpe,10 :**

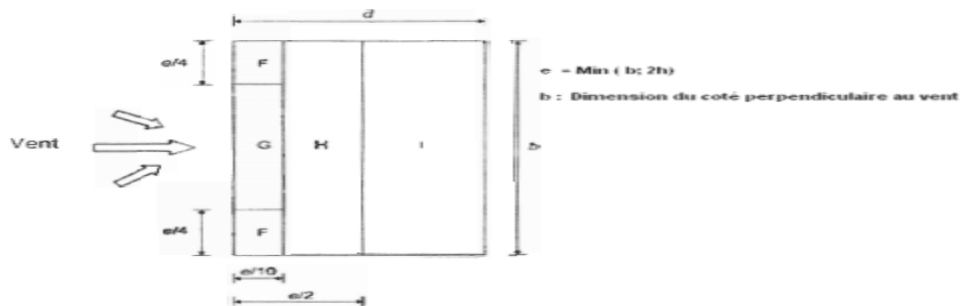


FIGURE.II.7. vue en plan de toiture

Aire de la zone : $F = 2 * 2.925 * 1.17 = 6.84445 \text{ m}^2$

Aire de la zone : $G = 5.85 * 1.17 = 6.84445 \text{ m}^2$

Aire de la zone : $H = 4.68 * 11.7 = 53.82 \text{ m}^2$

Aire de la zone : $I = 11.7 * 17.55 = 205.335 \text{ m}^2$

Zone	Aire [m ²]	Cpe,10
F	6.84445	-1.699
G	6.84445	-1.215
H	53.82	-0.7
I	205.335	0.2

Tableau.II.6. Valeur des coefficients de Cpe toiture sens V₁

a) **Détermination des coefficients de pressions intérieure (Cpi) V1:**

$$\mu = \frac{\Sigma \text{ des surface des ouvertures ou } Cpe \leq 0}{\Sigma \text{ des surfaces totale ouvertures}}$$

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

$$\mu = \frac{124.32 * 2}{248.64} = 1$$

Donc $\mu = 1 \Rightarrow$ d'après le coefficient C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité μ_p et par interpolation.

Pour $\mu = 1$ et $h/d = 1.01$ $C_{pi} = -0.5$

(h) c'est la hauteur du bâtiment ;

(d) est sa profondeur ;

Dans la toiture, Pour le cas des bâtiments avec cloisons intérieures $C_{pi} = 0.8$

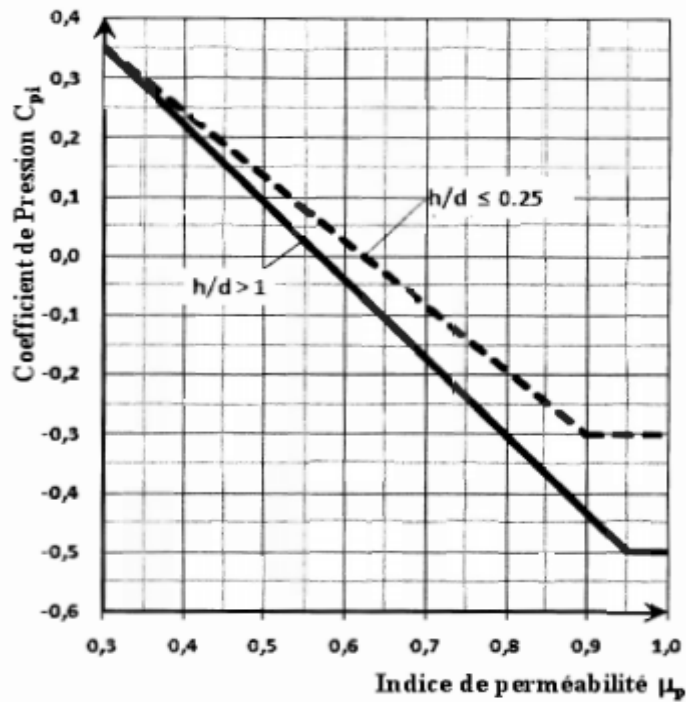


FIGURE.II.8. Coefficient de pression C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité

Les résultats de $W(z_j)$ dans ma direction V1 sont données par les tableaux suivants :

Paroi vertical V1				
Z(m)	q (ze)(N/m ²)	Cpe	Cpi	W(ze)(N/m ²)
	pression sur les parois au vent (Zone D)			
23,3	656,084998	0,8	-0,5	852,910497
23,8	661,89133	0,8	-0,5	860,45873
	pression sur les parois au vent (Zone E)			
23,3	656,084998	-0,3	-0,5	131,217
23,8	661,89133	-0,3	-0,5	132,378266
	pression sur les parois au vent (Zone			

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

	A)			
23,8	661,89133	-1	-0,5	-330,945665
	pression sur les parois au vent (Zone B)			
23,8	661,89133	-0,8	-0,5	-198,567399
	pression sur les parois au vent (Zone C)			
23,8	661,89133	-0,5	-0,5	0

Tableau.II.6. Valeurs des pressions dues au vent (V_1)

Z(m)	q(ze)(N/m ²)	Cpe	Cpi	W(ze)(N/m ²)
	pression sur les parois au vent (Zone F)			
23,8	661,89133	-1,699	0,8	-1654,066
	pression sur les parois au vent (Zone G)			
23,8	661,89133	-1,215	0,8	-1333,711
	pression sur les parois au vent (Zone H)			
23,8	661,89133	-0,7	0,8	-992,837
	pression sur les parois au vent (Zone I)			
23,8	661,89133	0,2	0,8	-397,1348

Tableau.II.6. Valeurs des pressions dues au vent toiture (V_1)

➤ **La direction du vent V2 :**

Cas de vent parallèles à la longueur du bâtiment

- **Paroi verticale Cpe,10 :**

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

$$e = \min (23.4, 47.6) ; e = 23.4 \text{ m} ; d = 11.7 \text{ m} \text{ cas ou } d < e$$

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

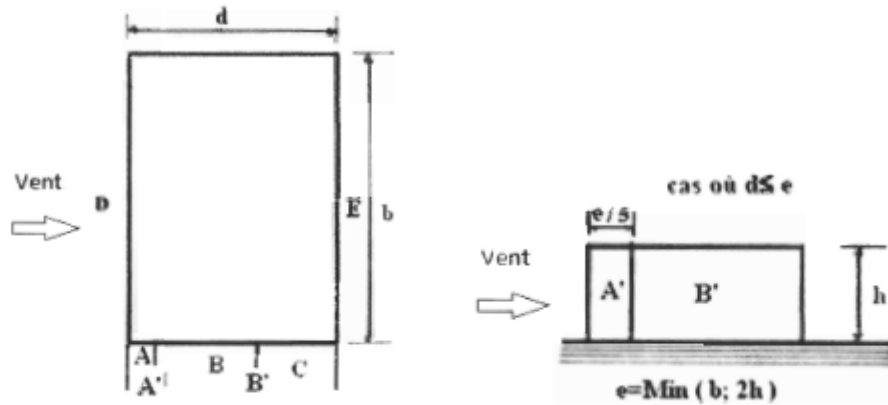


FIGURE.II.9. *Vue En Plan et en plan*

Aire de la zone : $A' = 4.68 * 23.8 = 111.384 \text{ m}^2$

Aire de la zone : $B' = 11.7 * 23.8 = 278.46 \text{ m}^2$

Aire de la zone : $D = 23.4 * 23.8 = 556.92 \text{ m}^2$

Aire de la zone : $E = 23.4 * 23.8 = 556.92 \text{ m}^2$

Zone	Aire [m ²]	Cpe _{.10}
A'	111.384	-1.0
B'	278.46	-0.8
D	556.92	+0.8
E	556.92	-0.3

Tableau.II.7. *Valeurs des coefficients de Cpe V2*

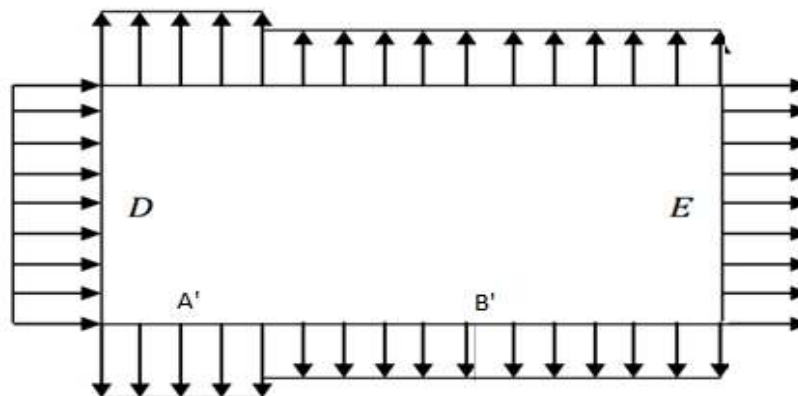


FIGURE.II.10. *Valeurs de Cp pour les parois verticales*

- Toiture :

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

$$H_p/h = 0.025$$

Zone	Aire [m ²]	Cpe.10
F	27.378	-1.6
G	27.378	-1.1
H	219.02482	-0.7
I	0	0

Tableau.II.8. Valeur des coefficients de Cpe toiture sens V₂

b) Détermination des coefficients de pressions intérieure (Cpi) V2 :

$$\mu = \frac{124.32}{248.64} = 0.5$$

Donc $\mu = 0.5 \Rightarrow$ d'après le coefficient C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité μ et par interpolation.

Pour $\mu = 0.5$ et $h/d = 2.03$ **Cpi = 0.1**

(h) c'est la hauteur du bâtiment ; (d) est sa profondeur

Dans la toiture, Pour le cas des bâtiments avec cloisons intérieures C_{pi} = 0.8

Les résultats de W(z_j) dans ma direction V2 sont données par les tableaux suivants :

Paroi vertical V2				
Z(m)	q (ze)(N/m ²)	Cpe	Cpi	W(ze)(N/m ²)
Pression sur les parois au vent (Zone A')				
23,3	656,085	-1	0,1	-721,6935
23,8	661,89133	-1	0,1	-728,0805
Pression sur les parois au vent (Zone B')				
23,3	656,085	-0,8	0,1	-590,4765
23,8	661,89133	-0,8	0,1	-595,7022
Pression sur les parois au vent (Zone E)				
23,8	661,89133	-0,3	0,1	-264,7565
Pression sur les parois au vent (Zone D)				
23,8	661,89133	-0,8	0,1	-595,7022

Tableau.II.9. Valeurs des pressions dues au vent (V₂)

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

Z(m)	q(ze)(N/m ²)	Cpe	Cpi	W(ze)(N/m ²)
Pression sur les parois au vent (Zone F)				
23,8	661,89133	-1,6	0,8	-1588,539
Pression sur les parois au vent (Zone G)				
23,8	661,89133	-1,1	0,8	-1257,594
Pression sur les parois au vent (Zone H)				
23,8	661,89133	-0,7	0,8	-992,837

Tableau.II.10. Valeurs des pressions dues au vent toiture (V₂)

• **Calcul des forces de frottement :**

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent.

$$2d \leq 4.2b$$

➤ **Direction V1 :**

$$2 \times 23.4 \times 23.8 = 1113.84 = 4 \times 11.7 \times 23.8 = 1113.84$$

.....Condition vérifier

➤ **Direction V2 :**

$$2 \times 11.7 \times 23.8 = 556.92 = 4 \times 23.4 \times 23.8 = 2227.68$$

.....Condition vérifier

II.2.10.2. Calcul des forces à l'aide des coefficients de forces :

$$F_w = q_j \times A_{ref}$$

➤ **Direction V1 :**

Z(m)	q _j	A _{réf}	F _w
Zone D			
RDC	653,948634	39,78	26014,0767
1ER	653,948634	39,78	26014,0767
2EM	653,948634	39,78	26014,0767
3EM	653,948634	39,78	26014,0767
4EM	653,948634	39,78	26014,0767
5EM	653,948634	39,78	26014,0767
6EM	653,948634	39,78	26014,0767
Zone E			

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

RDC	100,607482	39,78	4002,16564
1ER	100,607482	39,78	4002,16564
2EM	100,607482	39,78	4002,16564
3EM	100,607482	39,78	4002,16564
4EM	100,607482	39,78	4002,16564
5EM	100,607482	39,78	4002,16564
Zone F			

	RDC	1ER	2EM	3EM	4EM	5EM	TOITURE
	30016,242	30016,242	30016,242	30016,242	30016,242	30016,243	24848,17709
NIVEAU	0	0	0	0	0	0	0
Σq_j * Aref	30016,242	30016,242	30016,242	30016,242	30016,242	30016,24	24848,17709

TOITURE	-1257,09049	6,84445	-8604,09301
Zone G			
TOITURE	-955,771081	6,84445	-6541,72737
Zone H			
TOITURE	-754,556116	53,82	-40610,2102
Zone I			
TOITURE	-301,822447	53,82	-16244,0841

Tableau.II.11. La pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j

Tableau.II.12. Force résultante dans chaque niveau

➤ **Direction V2 :**

Z(m)	qj	Aréf
Zone D		
RDC	310,427034	79,56
1ER	310,427034	79,56
2EM	310,427034	79,56
3EM	310,427034	79,56
4EM	310,427034	79,56
5EM	310,427034	79,56
6EM	310,427034	79,56

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

Zone E		
RDC	-177,386877	79,56
1ER	-177,386877	79,56
2EM	-177,386877	79,56
3EM	-177,386877	79,56
4EM	-177,386877	79,56
5EM	-177,386877	79,56
Zone F		
TOITURE	-1064,32126	79,56
Zone G		
TOITURE	-842,587663	79,56
Zone H		
TOITURE	-665,200787	79,56
Zone I		

NIVEAU	RDC	1ER	2EM	3EM	4EM	5EM	TOITURE
$\sum q_j$	133,040157	133,040157	133,040157	133,040157	133,040157	133,040157	2926,88346
* A_{ref}							
F_{fr}	0	0	0	0	0	0	0
FW	133,040157	133,040157	133,040157	133,040157	133,040157	133,040157	2926,88346

TOITURE	-354,773753	79,56
---------	-------------	-------

Tableau.II.13. La pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j

Tableau.II.14. Force résultante dans chaque niveau

Conclusion :

- Ces résultats vont être comparés avec la résultante des forces sismiques, pour prendre le cas le plus défavorable en vue de l'étude sismique.
- .
- On tient à signaler qu'on a rencontré beaucoup de problèmes lors de cette étude, car les méthodes du règlement RNV 2013 ne sont pas claires et pas bien détaillés, surtout pour les structures qui ont une forme particulière.

CHAPITRE III :
PREDIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS

III. CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.1. 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 les vents par exemple, et à assurer la stabilité basée sur la RDM et les règles CM97.

III.2. Les planchers :

Sous charges horizontales, le rôle essentiel du plancher, supposé infiniment rigide dans le plan horizontal, est de transmettre les efforts aux éléments porteurs des poutres et poteaux.

III.2.1. Estimation des charges des planchers :

III.2.1.1. Plancher terrasse :

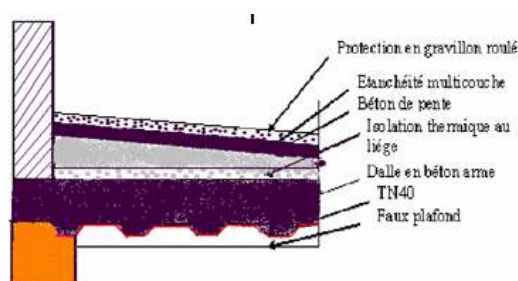


FIGURE.III.1. Plancher terrasse

a) Actions permanentes :

Protection en gravillon	0,85 KN/m ²
Etanchéité multicouches	0,12 KN/m ²
Forme de pente (e=10cm).....	2, 20 KN/m ²
Isolation thermique	0,16 KN/m ²
Dalle en béton armé	2,97 KN/m ²
Faux plafond	0,20KN/m ²
Bacd'acier (TN40)	0,10 KN/m ²

Total:G =6, 60 KN/m².

b) Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible **Q = 1 KN/m²**

III.2.1.2. Plancher courant :

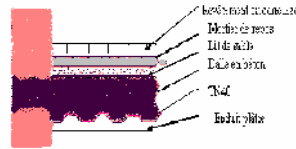


FIGURE.III.2. Plancher courant

a) Actions permanentes :

Carrelage	0,44 KN/m ²
Mortier de pose	0,40 KN/m ²
Lit de sable	0,54 KN/m ²
Dalle en béton armé	2,97 KN/m ² ;
Cloisonnement	1,00 KN/m ²
Faux plafond	0,2 KN/m ²
Bac d'acier (TN40)	0,10 KN/m ²
Total: G = 5,65 KN/m².	

b) Charges d'exploitation :

Tour à usage d'habitation **Q = 1,5 KN/m²**

III.2.2. Combinaison des charges :

a) ELU : $qu = 1.35G + 1.5Q$

Plancher terrasse :

$qu = 1.35 * 6.6 + 1.5 * 1 \Rightarrow qu = 10.08 \text{ kn/m}^2$

Plancher courant :

$qu = 1.35 * 5.65 + 1.5 * 1.5 \Rightarrow qu = 9.878 \text{ kn/m}^2$

b) ELS : $qs = G + Q$

Plancher terrasse : $qs = 7.6 \text{ kn/m}^2$

Plancher courant : $qs = 7.15 \text{ kn/m}^2$

III.3. Prédimensionnements des éléments :

III.3.1. Les solives :

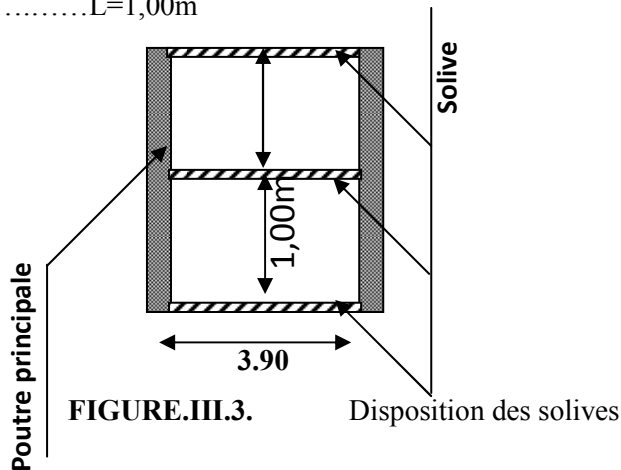
Les solives Sont des poutrelles en IPE qui travaillent a flexion simple leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par la règle empirique de prédimensionnement. $0.7 \leq L \leq 1.50$

On opte pour une distance de $L=1,00$ m

III.3.1.1. Pré dimensionnement des solives du plancher terrasse :

Longueur des solives..... $L=3,90$ m

L'entraxe des solives..... $L=1,00$ m



a) Charge linéique sur la solive :

Espacement = 1 m

$$qu = 10.08 \text{ kn/m}$$

$$qs = 7.15 \text{ kn/m}$$

b) Condition de flèche :

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

$$f = \frac{5 \cdot Q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad ; \quad \bar{f} \leq \frac{L}{250} f = \frac{5 \cdot 7.15 \cdot 3900^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot I}$$

Donc

$$I \geq \frac{5 \cdot 7.15 \cdot 3900^3 \cdot 250}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^5}$$

$$I \geq 657.4448 \text{ mm}^4$$

c) Condition de résistance :

La solive est sollicitée à la flexion simple

$$Msd = \frac{ql^2}{8} < Mplrd = \frac{Wpl \cdot Fy}{\gamma_{m0}} \quad \Rightarrow Wpl \geq QL^2 \cdot \frac{\gamma_{m0}}{8fy}$$

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$W_{pl} \geq 10.08 * 3900^2 * \frac{1.1}{8 * 235}$$

Avec

(Q a ELU)

$$W_{ply} \geq 89.7 * 10^3$$

Pour choisir le profilé il faut que les deux conditions soient satisfaites :

⇒ IPE 160

$$I_y \geq 657.4448 \text{ mm}^4$$

$$W_{ply} \geq 89.7 * 10^3$$

○ **Vérification du profilé :**

$$Q_{ELU} = 1008 + 1.35 * 15.8$$

$$Q_{ELU} = 10.29 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{ELS} = 760 + 15.8$$

$$Q_{ELS} = 7.758 \text{ KN/ml}$$

1. Critère de résistance :

a) La classe du profilé :

○ Classe de l'âme flèche :

$$d/tw \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \varepsilon = 1$$

$$\frac{127.2}{5} = 25.44 \leq 72 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

○ Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{29.5}{7.4} = 3.98 \quad \text{La semelle est de classe 1}$$

b) Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{QL}{2} = \frac{10.29 * 3.9}{2} = 20.0655 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} * f_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}}$$

$$V_{plrd} = \frac{20.1 * 10^2 * 235}{1.1 * \sqrt{3}}$$

$$V_{plrd} = 247.919 \text{ KN}$$

$$0.5V_{plrd} = 123.95 \geq V_{sd} = 20.0655 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

c) Vérification au moment fléchissant :

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

On doit vérifier que : $Msd \leq Mplrd$

$$Msd = \frac{QL^2}{8} = \frac{10.29 * 3.9^2}{8} = 19.563 \text{ kn.ml}$$

$$Mplrd = w_{ply} * \frac{fy}{\gamma m_0}$$

$$Mplrd = 124 * 10^3 * \frac{235}{1.1} = 26.49 \text{ Kn.ml}$$

$$Msd = 19.563 \leq Mplrd = 26.49 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

d) Vérification de la flèche :

On doit vérifier que :

$$\bar{f}_{adm} \geq f_{max}$$

Avec $\bar{f}_{adm} = \frac{L}{250} \bar{f}_{adm} = \frac{3900}{250} = 15.6 \text{ mm}$

$$f_{max} = \frac{5 * Q * L^4}{384 * E * I}$$

$$f_{max} = \frac{5 * 7.758 * 3900^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 869 * 10^4}$$

$$f = 12.8 \text{ mm} \leq \bar{f}_{adm} = 15.6 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

- Finalement le choix de profiler IPE **160** convient plancher courant et terrasse.

III.3.2. Les poutres principales de l'étage terrasse :

Les poutres sont des éléments qui travaillent essentiellement à la flexion

a) Charges linéaires sur la poutre :

Longueur des poutres..... $L'=6.7 \text{ m}$

L'entraxe des poutres..... $L=3.5 \text{ m}$

$$q(\text{solive}) = \frac{pp}{\text{entraxsolive}} * ns = \frac{15.8}{1} * 6 = 94.8 \text{ Kg/m}^2$$

Poids propre du plancher :

$$G = 565 \text{ kg/m}^2$$

$$G_{tot} = (565 + 94.8) * 3.5$$

$$G_{tot} = 23.093 \text{ kn/ml}$$

Charge d'exploitation :

$$Q = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 150 * 3.5$$

$$Q = 5.25 \text{ kn/ml}$$

Finalement :

$$qu = 39.05 \text{ kn/m}$$

$$qs = 28.343 \text{ kn/m}$$

b) Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante

Pour une poutre bi articulée

$$\bar{f} \geq f_{max} f = \frac{5 * Q * L^4}{384 * E * I}$$

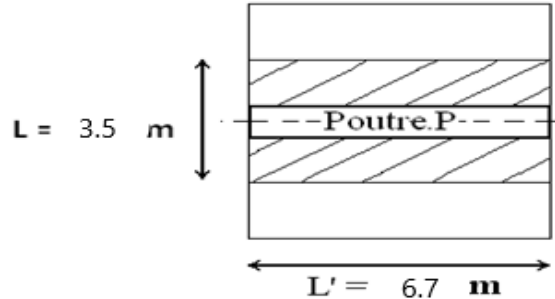


FIGURE.III.4. Disposition de poutre principale

$$\bar{f} \leq \frac{L}{250} \quad (q^n \text{ Charge a ELS}) \quad f = \frac{5 * 28.343 * 6700^4}{384 * 2.1 * 10^5 * I}$$

Donc

$$I \geq \frac{5 * 28.343 * 6700^3 * 250}{384 * 2.1 * 10^5}$$

$$I \geq 13213.86 * 10^4 mm^4$$

c) **Condition de résistance**

La poutre est sollicitée à la flexion simple

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} < M_{plrd} = \frac{W_{pl} * F_y}{\gamma_{m0}} \quad \Rightarrow W_{pl} \geq QL^2 * \frac{\gamma_{m0}}{8f_y}$$

$$W_{pl} \geq 39.05 * 6700^2 * \frac{1.1}{8 * 235}$$

Avec

$$(Q \text{ à ELU}) \quad W_{pl} \geq 1025.66 * 10^3$$

Pour choisir le profilé il faut que les deux conditions soient satisfaites :

⇒ IPE450

$$I \geq 13213.86 * 10^4 mm^4$$

$$W_{pl} \geq 1025.66 * 10^3$$

On va prendre pour les poutres principales des profilés IPE450 pour toute la structure, et on fera les vérifications nécessaires.

○ **Vérification du profilé :**

$$Q_{ELU} = Q_u + 1.35 (G_p)$$

$$Q_{ELU} = 39.05 + 1.35 * (0.776)$$

$$Q_{ELU} = 40.09 \text{ KN/ml.}$$

$$QELS = Q_s + (G_p)$$

$$QELS = 2834.3 + 66.3$$

$$QELS = 29.11 \text{ KN/ml}$$

1. Critère de résistance :

a) La classe du profilé :

o Classe de l'âme flèche :

$$d/tw \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \varepsilon = 1$$

$$\frac{378.8}{9.4} = 40.29 \leq 72 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

o Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{74}{14.6} = 4.79 \quad \text{La semelle est de classe 1}$$

b) Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{QL}{2} = \frac{40.09 * 6.7}{2} = 134.3 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} * f_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}}$$

$$V_{plrd} = \frac{50.85 * 10^2 * 235}{1.1 * \sqrt{3}}$$

$$V_{plrd} = 627.199 \text{ Kn}$$

$$0.5V_{plrd} = 313.59 \text{ KN} \geq V_{sd} = 134.3 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

c) Vérification au moment fléchissant :

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

$$M_{sd} = \frac{QL^2}{8} = \frac{40.09 * 6.7^2}{8} = 224.95 \text{ kn.ml}$$

$$M_{plrd} = w_{ply} * \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{plrd} = 1702 * 10^3 * \frac{235}{1.1} = 363.6 \text{ Kn.ml}$$

$$M_{sd} = 224.95 \text{ KN} \leq M_{plrd} = 363.6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

d) Vérification de la flèche :

On doit vérifier que :

$$\bar{f}_{adm} \geq f_{max}$$

$$\text{Avec } \bar{f}_{adm} = \frac{L}{250} \bar{f}_{adm} = \frac{6700}{250} = 26.8$$

$$f_{max} = \frac{5 * Q * L^4}{384 * E * I}$$

$$f_{max} = \frac{5 * 29.11 * 6700^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 33740 * 10^4}$$

$$f = 10.77 \text{ mm} \leq \bar{f}_{adm} = 15.6 \dots\dots\dots \text{ C. V}$$

- Finalement le choix de profiler IPE450 convient pour les poutres principale courants et terrasses.

III.3.3. Dimensionnement de la poutre secondaire du plancher terrasse la plus sollicité :

o **Combinaison des charges :**

Poids propre du plancher :

$$G = 565 \text{ kg/m}^2; \quad G_{murs} = 130 \text{ kg/m}^2$$

$$G_{tot} = 565 * 1 + G \text{ (murs)}$$

$$G_{tot} = 10.72 \text{ kn/ml}$$

Charge d'exploitation :

$$Q = 1500 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 1500 * 1$$

$$Q = 1.5 \text{ kn/ml}$$

Finalement :

$$q_u = 16.722 \text{ kn/m}$$

$$q_s = 12.22 \text{ kn/m}$$

a) Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante

Pour une poutre bi articulée

$$\bar{f} \geq f_{max} \quad f = \frac{5 * Q * L^4}{384 * E * I}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} > f = \frac{5 * 12.22 * 3900^4}{384 * 2.1 * 10^5 * I}$$

Donc

$$I \geq \frac{5 * 12.22 * 3900^3 * 250}{384 * 2.1 * 10^5}$$

$$I \geq 1123.6 * 10^4 \text{ mm}^4$$

b) Condition de résistance

La poutre est sollicitée à la flexion simple

$$M_{sd} = \frac{q l^2}{8} < M_{plrd} = \frac{W_{pl} * F_y}{\gamma_{m0}} \quad \Rightarrow W_{pl} \geq Q L^2 * \frac{\gamma_{m0}}{8 f_y}$$

$$W_{pl} \geq 16.722 * 3900^2 * \frac{1.1}{8 * 235}$$

Avec

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

(Q à ELU) $W_{pl} \geq 148.816 * 10^3$

On va prendre pour les poutres principales des profilés **IPE220** pour toute la structure, et on fera les vérifications nécessaires.

Pour choisir le profilé il faut que les deux conditions soient satisfaites :

⇒ **IPE220**

$$I \geq 1123.6 * 10^4 \text{ mm}^4$$

$$W_{pl} \geq 148.816 * 10^3$$

○ **Vérification du profilé :**

$$Q_{ELU} = 16.722 + 1.35 * 0.262$$

$$Q_{ELU} = 17.07 \text{ kn/ml}$$

$$Q_{ELS} = 12.22 + 0.262$$

$$Q_{ELS} = 12.48 \text{ kn/ml}$$

1. Critère de résistance :

a) La classe du profilé :

○ Classe de l'âme flèche :

$$d/tw \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \varepsilon = 1$$

$$\frac{177.6}{5.9} = 30.1 \leq 72 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

○ Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{43}{9.2} = 4.67 \quad \text{La semelle est de classe 1}$$

b) Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{QL}{2} = \frac{17.07 * 3.9}{2} = 33.28 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} * f_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}}$$

$$V_{plrd} = \frac{15.9 * 10^2 * 235}{1.1 * \sqrt{3}}$$

$$V_{plrd} = 196.11 \text{ Kn}$$

$$0.5V_{plrd} = 98.05 \geq V_{sd} = 33.28 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

c) Vérification au moment fléchissant :

On doit vérifier que : $Msd \leq Mplrd$

$$Msd = \frac{QL^2}{8} = \frac{17.07 * 3.9^2}{8} = 32.45 \text{ kn.ml}$$

$$Mplrd = w_{ply} * \frac{fy}{\gamma_{m0}}$$

$$Mplrd = 285 * 10^3 * \frac{235}{1.1} = 60.88 \text{ Kn.ml}$$

$Msd = 32.45 \text{ kn.ml} \leq Mplrd = 60.88 \text{ Kn.ml}$ CV

d) Vérification de la flèche :

On doit vérifier que :

$$\bar{f}_{adm} \geq f_{max}$$

$$\text{Avec } \bar{f}_{adm} = \frac{L}{250} \bar{f}_{adm} = \frac{3900}{250} = 15.6$$

$$f_{max} = \frac{5 * Q * L^4}{384 * E * I}$$

$$f_{max} = \frac{5 * 12.48 * 3900^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 2772 * 10^4}$$

$f = 6.45 \text{ mm} < \bar{f}_{adm} = 15.6$ Condition vérifiée

- Finalement le choix de profiler IPE220 convient.

Le résumée :

Les solives \longrightarrow **IPE160**

Les poutres principales \longrightarrow **IPE450**

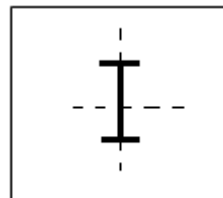
Les poutres secondaires \longrightarrow **IPE220**

III.4. Les poteaux :

Prenant le cas le plus défavorable (poteau central)

a) Les charges cas statiques :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_Y = 5.85 \text{ m} \\ L_X = 3.5 \text{ m} \\ S_1 = L_x \times L_y = 20.475 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$



kg/ ml

- Poids de poutre principales : PP= 66,3
- Poids de solive : P solives = 15.8 kg/ ml.
- Poids de poutre secondaire : PS= 18.8 kg/ ml.
- Charge permanente (courant) : G = 565kg/ m²
- Charge d'exploitation (courant) : q = 150 kg / m².
- Charge permanente (terrasse) :G =660kg / m²
- Charge d'exploitation (terrasse) : q = 100 kg / m².

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

- Charge de la neige : $S = 0.1 \text{ KN/m}^2$
 - Poids propre du plancher terrasse... $G = 6.6 * 20.475 = 135.135 \text{ KN}$
 - Poids propre du plancher courant... $G = 5.65 * 20.475 = 115.68375 \text{ KN}$
 - Poids propre de la poutre porteuse... $G = 0.66 * 5.85 = 3.861 \text{ KN}$
 - Poids propre de la poutre non porteuse... $G = 0.188 * 3.5 = 0.658 \text{ KN}$
 - Poids propre des solives... $G = 0.158 * 3.5 * 5 = 2.765 \text{ KN}$
- $G_{courant} = 142.419 \text{ KN}$, $Q_{t courant} = 30.7125 \text{ KN}$
 $G_{terrasse} = 122.96775 \text{ KN}$, $Q_{t terrasse} = 20.475 \text{ KN}$,

○ **Combinaison des charges :**

$$N_{sd}(terrasse) = 1.35G + 1.5(Q + S)$$

$$N_{sd}(courant) = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_{sd}(terrasse) = 199.79 \text{ KN}$$

$$N_{sd}(courant) = 238.3344$$

b) Pré dimensionnement du Poteau :

Les poteaux sont des éléments sollicités en compression axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition

Suivante : $N_{sd} \leq N_{crd} = A_{nec} * \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$

Section de classe 1 : $N_{sd} = N_{crd}$

$$A_{nec} \geq N_{sd} * \frac{\gamma_{m0}}{f_y} = 199790 * \frac{1.1}{235} = 935.187 \text{ mm}^2$$

Profilé choisit : $HEA 100 \Rightarrow A_{choisit} = 2120 \text{ mm}^2$

Pour la réalisation il faut que la largeur de poteau égal à la largeur de poutre donc

Profilé adopté $HEA 240 \Rightarrow A = 76.8 * 10^2 \text{ mm}^2$

$$b_{poutre} = 190 \text{ mm} \leq h_{poteaux} = 230 \text{ mm}$$

c) La descente des charges et choix de profilé :

Remarque: La loi de dégression des charges exploitation selon le **DTRB.C2.2**

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

commesuit:

TERASSE	Q_0
5 ^{ème}	Q_0+Q_1
4 ^{ème}	$Q_0+0.9(Q_1+Q_2)$
3 ^{ème}	$Q_0+0.8(Q_1+Q_2+Q_3)$
2 ^{ème}	$Q_0+0.7(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
1 ^{er}	$Q_0+0.6(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

étage	G (dan)	Q (dan)	Nsd (Kn)	Nsd (Kn)cumule	A (mm ²)	profilé
terrasse	122,96775	22,5225	199,790213	199,790213	935,188229	HEA240
6 ^{ème}	142,419	30,7125	238,3344	438,124613	2050,79606	HEA240
5 ^{ème}	142,419	30,7125	238,3344	676,459013	3166,40389	HEA240
4 ^{ème}	142,419	30,7125	238,3344	914,793413	4282,01172	HEA240
3 ^{ème}	142,419	30,7125	238,3344	1153,12781	5397,61955	HEA240
2 ^{ème}	142,419	30,7125	238,3344	1391,46221	6513,22738	HEA240
1 ^{er}	142,419	30,7125	238,3344	1629,79661	7628,83521	HEA240

Tableau.III.1. La descente des charges et choix de profilé

d) Vérification au flambement de poteau de RDC le plus sollicité :

Pour profiler HEA 240 :

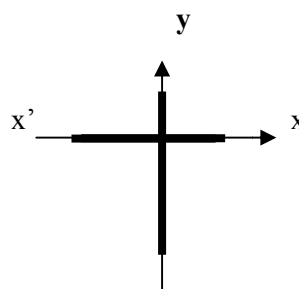
$$L_f = 0.7 \times 3.4 = 2,75 \text{ m}$$

$$\lambda_x = L_f / i_x = 27.36$$

$$\lambda_y = L_f / i_y = 45.833$$

$$\lambda_1 = 93.91$$

y'



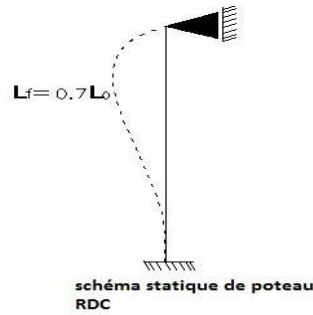


FIGURE.III.5. Schéma statique de poteaux

⇒ Donc le flambement sera dans le sens (yy') à la compression simple sous l'effort « N »

$$N_{crd} = \frac{\chi_{lt} \cdot \beta \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} ,$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + \sqrt{\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2}}$$

$$\varphi_{lt} = 0.5(1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2)$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 45.833 \quad ; \quad \bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \bar{\lambda}_{lt} = \frac{45.833}{93.91} = 0.488$$

$$\frac{h}{b} = 0.95 t_f = 12 < 100 \text{ mm}$$

$$b \Rightarrow \alpha = 0.34 \quad , \quad \varphi_{lt} = 0.668 \quad ; \quad \chi_{lt} = 0.889 \quad , \quad \beta = 1$$

$$N_{crd} = \frac{0.889 \cdot 1 \cdot 7680 \cdot 235}{1.1} \quad , \quad N_{crd} = 1459.45 \text{ kn}$$

$$N_{sd} = 1629,79661 \text{ kn} > N_{crd} = 1459.45 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

⇒ Donc le profile HEA 240 pas vérifier alors on change le profile

Pour profiler HEA 400 :

$$L_f = 0.7 \times 3.4 = 2,75 \text{ m}$$

$$\lambda_z = L_f / i_z = 37.46$$

$$\lambda_y = L_f / i_y = 16.33$$

$$\lambda_1 = 93.91$$

⇒ Donc le flambement sera dans le sens (z-z') à la compression simple sous l'effort « N »

$$N_{crd} = \frac{\chi_{lt} \cdot \beta \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} ,$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + \sqrt{\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2}}$$

$$\varphi_{lt} = 0.5(1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2)$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 37.46 \quad ; \quad \bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \bar{\lambda}_{lt} = \frac{37.46}{93.91} = 0.39$$

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$\frac{h}{b} = 0.95tf = 12 < 100mm$$

$$b \Rightarrow \alpha = 0.34 \quad , \quad \varphi_{lt} = 0.6 \quad ; \quad \chi_{lt} = 0.93 \quad , \quad \beta = 1$$

$$N_{crd} = \frac{0.93 \cdot 1 \cdot 15900 \cdot 235}{1.1} \quad , \quad N_{crd} = 3159.04 \text{ kn}$$

$$N_{sd} = 1629,79661 \text{ kn} < N_{crd} = 3159.04 \text{ kn} \dots\dots\dots CV$$

⇒ Donc on prend **HEA400** pour tous les étages

CHAPITRE IV : ETUDE DE LA DALLE MIXTE

IV. CHAPITRE IV : ETUD DE LA DALLE MIXTE

IV.1. Introduction :

Les structures de planchers sont constituées d'ossatures plus lourdes, recevant des platelages de forte inertie, nécessaires pour reprendre des fortes charges (surcharges d'exploitations, debureaux,...) pouvant atteindre plusieurs tonnes au m².

Les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées, les solives (support de platelage) portant sur des poutres maîtresses, qui repose portées sur des poteaux.

Bien entendu qu'il y a divers types de planchers, parmi eux on se base sur un plancher dit mixte(acier/béton), et le plus répandu dans les constructions métalliques.

IV.2. Calcul de plancher mixte :

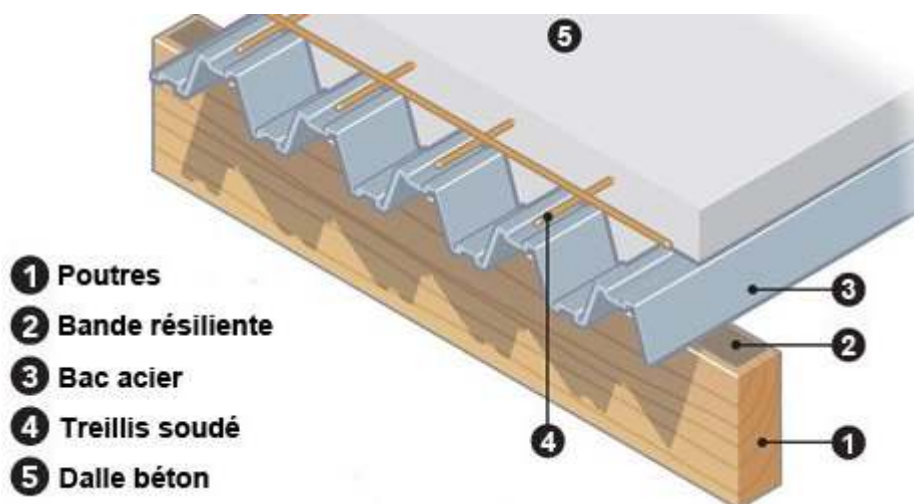


FIGURE.IV.1. Plancher mixte

Le calcul est fait selon la méthode prescrite dans le document CCM97

IV.2.1. Hypothèses de calcul :

Le calcul se plancher collaborant se fait en deux phases :

a) Phase de construction :

Le profilé d'acier travail seul Les charges de la phase de construction :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- Surcharge de construction+ (ouvrier)

b) Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

Les charges de la phase finale :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton (sec)
- Surcharge d'exploitation
- Finition

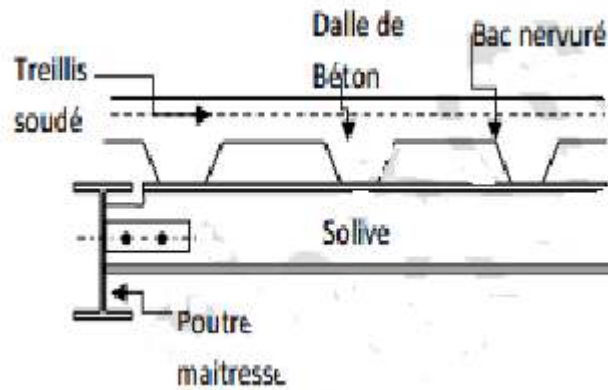


FIGURE.IV.2. Coupe d'un plancher mixte

IV.2.2. Vérification des solives :

IV.2.2.1. Phase de construction :

$$l_{solive} = 3.9 \text{ m}$$

L'entre axe des solives est : $e_{solive} = 1 \text{ m}$

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 3.15 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0 \text{ KN/m}^2 \\ Gp = 0.158 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

ELU :

$$Qu = 1.35G + 1.5Q$$

$$Qu = 1.35(3.15 * 1 + 0.158) + 1.5 * 1 * 1$$

$$Qu = 5.97 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$Qs = G + Q$$

$$Qs = 3.15 * 1 + 1 * 1 + 0.158$$

$$Qs = 4.308 \text{ KN/ml}$$

a) **Vérification de la résistance :**

CHAPITRE IV : ETUDE DE LA DALLE MIXTES

Le moment fléchissant **M_{sd}** dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.97 * 3.9^2}{8} = 11.35 \text{ KN.ml}$$

$$M_{rd} = \frac{123.9 * 10^3 * 235}{1.1} = 26.47 \text{ KN.ml}$$

$$M_{sd} < M_{rd} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \gamma_{m0}}$$

$$V_{sd}^{max} = \frac{qu * l}{2} = \frac{5.97 * 3.9}{2} = 11.64 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{235 * 2009}{\sqrt{3} * 1.1} = 247.79 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 11.64 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 247.79 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$V_{sd} \leq 0.5V_{plrd} = 123.89 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant, donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion

c) Vérification de la flèche :

Il faut vérifier que :

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

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

Avec :

La valeur de la flèche admissible est égale à :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{3900}{200} = 19.5 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche maximale est égale à :

$$f_{max} = \frac{5 * 4.308 * 3900^4}{384.2.1 * 10^5 \cdot 869.3 * 10^4} = 7.1 \text{ mm}$$

$$f_{max} < f_{adm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$r = \frac{7.1}{19.5} = 0.36$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la section n'a pas besoins d'un étayement en Phase construction.

d) Vérification au déversement :

CHAPITRE IV : ETUDE DE LA DALLE MIXTES

Les règlements EC4 préconisent la vérification du déversement lors de la phase de construction est cela d'après l'article 6.4.3.c

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \chi_{LT} \frac{W_{pls} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \cdot \beta_w$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

Avec : M_{sd} est le moment appliqué $\Rightarrow M_{max} = 11.35 \text{ KN.ml}$

$M_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$\beta_w = 1 \Rightarrow$ Classe 1

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_{zz}}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_{zz}}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25}} \dots \text{Avec : } C_1 = 1,132.$$

Application numérique :

$$\lambda_{LT} = \frac{3900/18.4}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{3900/18.4}{160/7.4}\right)^2\right]^{0.25}} = 128.34$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9\varepsilon} \quad \text{Avec : } \varepsilon = 1 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \frac{128.34}{93.9} = 1.36 > 0.4 \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement}$$

$$\alpha_{LT} = 0.21$$


$$\varphi_{LT} = 0.5 \times \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right] = 1.54$$

$$\chi_{LT} = 0.43$$

$$M_{brd} = 0.43 * \frac{123.9 * 10^3 * 235}{1.1} * 1 = 11.38 \text{ KN.ml}$$

$$M_{sd} = 11.35 \text{ KN.ml} < M_{brd} = 11.38 \text{ KN.ml} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$r = \frac{11.35}{11.38} = 0.99$$

 NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014 - Dimensionnement des familles (ELU) 4




Résultats		Messages					
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Familie : 4 SOLIVE							
1222 Poutre_1222	 IPE 140	ACIER	67.95	235.87	1.30	8 ELU	
	 IPE 160		59.29	211.50	0.89		
	 IPE 180		52.59	190.06	0.64		

FIGURE.IV.3. Le dimensionnement des solives sur ROBOT

IV.2.2.2. Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profile et la dalle) travaillant ensemble.

Donc les charges de la phase finale sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6.65 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0.1 \text{ KN/m}^2 \\ Gp = 0.158 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

ELU :

$$Qu = 1.35G + 1.5\max(Q; S) \quad ; \quad Qu = 1.35G + 1.35(Q + S)$$

$$Qu = 1.35(6.65 * 1 + 0.158) + 1.5 * 1 * 1 \quad ; \quad Qu = 10.69 \text{ KN/ml}$$

$$Qu = 1.35(6.65 * 1 + 0.158) + 1.35(1 + 0.1) * 1 \quad ; \quad Qu = 10.67 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{Qu = 10.69 \text{ KN/ml}}$$

ELS :

$$Qs = G + \max(Q; S) \quad ; \quad Qs = G + 0.9(Q + S)$$

$$Qs = 6.65 * 1 + 1 * 1 + 0.158 \quad ; \quad Qs = 7.808 \text{ KN/ml}$$

$$Qs = 6.65 + 0.9(1 + 0.1) + 0.158 \quad ; \quad Qs = 7.8 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{Qs = 7.808 \text{ KN/ml}}$$

Nous constatons que le plancher terrasse est le plus sollicitant, donc la vérification est faite pour ce dernier.

a) Vérification de la résistance :

$$Qu = 10.69 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl;rd}^+$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{10.69 * 3.9^2}{8}$$

$$\mathbf{M_{sd} = 20.32 \text{ KN.ml}}$$

○ **Largeur de la dalle (largeur effective) :**

La section est sous moment positif (en travée)

La largeur participante de la dalle est donnée par la relation suivante :

$$b_{eff}^+ = 2. \min \left[\frac{l_0}{8}; \frac{b}{2} \right] \rightarrow \text{EC4 art 4.2.2.1}$$

CHAPITRE IV : ETUDE DE LA DALLE MIXTES

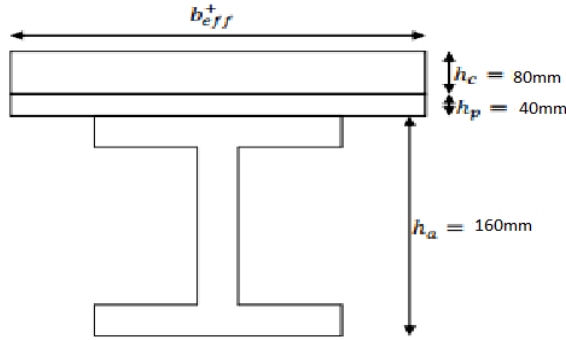


FIGURE.IV.4. Position de l'axe neutre de la phase initiale

Avec :

l_0 : Longueur de la solive.

b : Entre axe des solives

$$b_{eff}^+ = 2. \min \left[\frac{3.9}{8}; \frac{1}{2} \right] = 0.975 \text{ m}$$

o **Position de l'axe neutre plastique :**

$$Ra = \frac{Aa * fy}{1.1} = \frac{20.09 * 10^2 * 235}{1.1} = 429.19 \text{ KN}$$

$$Rc = h_c * b_{eff}^+ * \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma b} = 80 * 975 * 0.85 * \frac{25}{1.5} = 1105 \text{ KN}$$

$F_c > F_a \rightarrow$ L'axe neutre plastique est dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$Z = \frac{Ra}{b_{eff}^+ * \left(\frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma b} \right)} = \frac{429.19}{0.975 * \left(\frac{0.85 * 25}{1.5} \right)} * 10^{-1} = 3.11 \text{ cm}$$

$$M_{pl,rd}^+ = Ra * \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 429.19 * \left(\frac{16}{2} + 4 + 8 - \frac{3.11}{2} \right) * 10^{-2}$$

$$M_{pl,rd}^+ = 79.16 \text{ KN.ml}$$

$$M_{sd} = 20.32 \text{ KN.ml} < M_{pl,rd}^+ = 79.16 \text{ KN.ml} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{10.69 * 3.9}{2} = 20.8455 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{Avz * fy}{\sqrt{3} * \gamma m_0} = \frac{9.66 * 10^2 * 235}{\sqrt{3} * 1.1} = 119.149 \text{ KN}$$

$0.5V_{plrd} = 59.5745 > V_{sd} = 20.8455 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant, donc in n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion

c) **Vérification de la flèche :**

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

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{3900}{200} = 19.5 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I_m}$$

o **Calcul de I_m :**

v_i : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre (Δ)

v_s : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre (Δ)

d : distance entre le centre de gravité de la solive et l'axe neutre.

S : section mixte.

I_m : moment d'inertie mixte de la section par rapport à l'axe neutre.

n = coefficient d'équivalence acier/béton

$$\eta = E_a/E_c'$$

$E_c' = \frac{E_{cm}}{2}$: Pour les bâtiments à usage d'habitation

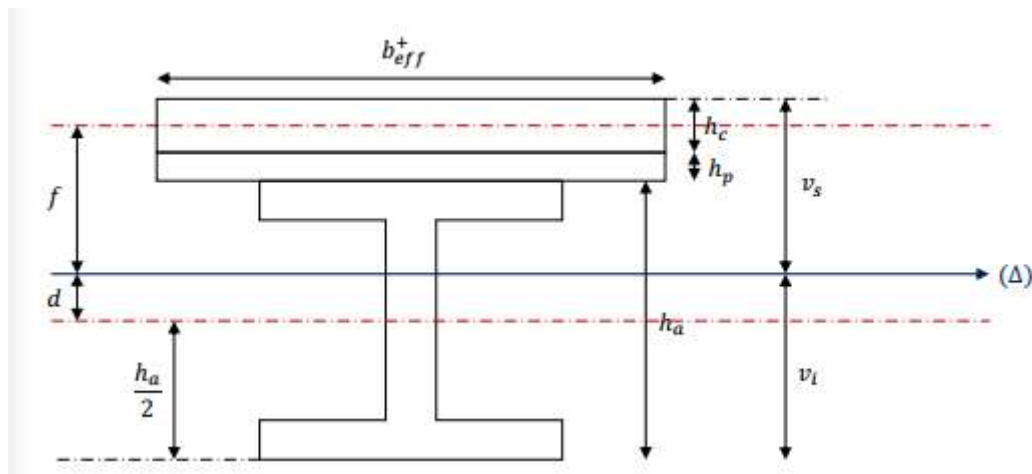


FIGURE.IV.5. Position de l'axe neutre de la phase final

$$v = \frac{Aa}{Ab} = 0.0268$$

$$\eta = 15$$

$$I_m = Aa \frac{(hc + 2hp + ha)^2}{4 * (1 + \eta v)} + \frac{b_{eff} * hc^3}{12\eta} + Ia$$

$$I_m = Aa \frac{(80 + 2 * 40 + 160)^2}{4 * (1 + 15 * 0.0268)} + \frac{975 * 80^3}{12 * 15} + 646 * 10^4$$

$$I_m = 4591.6 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5 * 7.808 * 3900^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 4591.6 * 10^4} = 2.44 \text{ mm}$$

$$f_{max}(i) + f_{max}(f) = 2.44 + 7.1 < f_{adm} \dots\dots\dots CV$$

d) Vérification du déversement :

Dans cette phase in n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la semelle supérieure est maintenue par dalle de béton

IV.2.3. Dimensionnement de la connexion :

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle du béton et la solive. Ils doivent être capable de présenter une résistance vis-à-vis du soulèvement de la dalle, et peut être utiles également d'empêcher le glissement entre les deux éléments à assemblée.

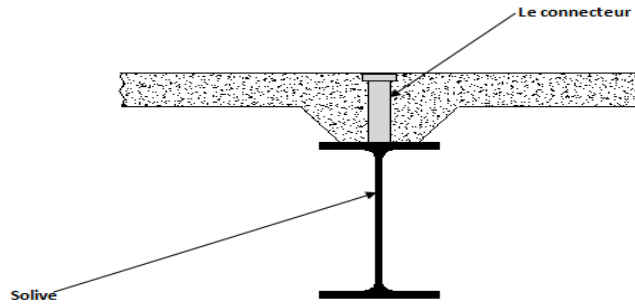


FIGURE.IV.6. vue de la connexion du plancher mixte

IV.2.3.1. Calcul des goujons connecteurs :

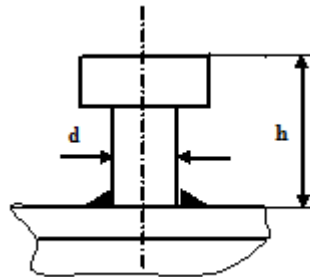


FIGURE.IV.7. Dimension du goujon connecteur

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow h > 4d$$

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

$$\text{On prend } h = 65 \text{ mm}$$

$$\text{Béton de classe C20/25} \Rightarrow f_{ck} = 20 \text{ Mpa} ; E_{cm} = 30500 \text{ Mpa}$$

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{rd} = Kt * \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 * \alpha * d^2 * \frac{\sqrt{f_{ck} * E_c}}{\gamma_v} \\ 0.8 * f_u * \frac{\pi d^2}{4 * \gamma_v} \end{array} \right\}$$

$$\alpha = 0.2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \quad \text{pour } 3 < \frac{h}{d} < 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{pour } \frac{h}{d} > 4$$

a) Influence de la forme de bac d'acier :

Bac d'acier parallèle à la poutre d'acier

$$Kt = \frac{0.7b_0(hc-hp)}{\sqrt{Nr}hp^2} \begin{cases} \leq 1.0 \text{ for } Nr = 1 \\ \leq 0.8 \text{ for } Nr = 2 \end{cases}$$

$$Kt = \frac{0.7 \cdot 88.5(95-40)}{\sqrt{1} \cdot 40^2} = 2.12 > 1 \text{ Donc } \Rightarrow Kt = 1$$

$$P_{rd} = 1 * \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 * 1 * 16^2 * \frac{\sqrt{20 * 30.5 * 10^3}}{1.25} = 46.38 \text{ KN} \\ 0.8 * 400 * \frac{\pi * 16^2}{4 * 1.25} = 51.47 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$P_{rd} = 46.38 \text{ KN}$$

b) Détermination de Fct :

$$Fct = \inf(Fa; Fc) = 448.5 \text{ KN}$$

c) Nombre de connecteurs :

$$Nct = \frac{Fct}{Prd} = \frac{448.5}{46,38} = 9.67$$

On choisit $Nct = 10$

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

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre :

$$e_{min} \geq 5. d = 95 \text{ mm}$$

L'espacement est donner par :

$$Esp = \frac{L}{Nbre - 1} = \frac{3900}{20 - 1} = 205 \text{ mm}$$

Opt pour un $Esp = 200 \text{ mm}$

d) Vérification de la soudure :

a : La gorge

$$a < \min(d; tf) = \min(16; 7.4) = 7.4 \text{ mm}$$

On prend $a=7 \text{ mm}$

l : Longueur du cordon de soudure circulaire

$$l = \pi. d = \pi * 16 = 50.265 \text{ mm}$$

$$\text{acier S235} \Rightarrow \begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \\ f_u = 360 \text{ Mpa} \end{cases}$$

L'effort résistant de cisaillement vaut :

CHAPITRE IV : ETUDE DE LA DALLE MIXTES

$$F_{wrd} = a.l. \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{mw} \sqrt{3}} = 7 * 50.265 * \frac{360}{0.8 * 1.25 * \sqrt{3}} = 73.132 \text{ KN}$$

L'effort sollicitant est donné par :

$$F_{sd} = \frac{Vel}{Nf} = \frac{429.409}{9} = 47.71 \text{ kn}$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant par rapport au cordon, on a :

$$F_{sd} < F_{wrd} \dots\dots\dots \text{CV}$$

e) Vérification des vibrations :

Notre plancher est à usage d'habitation, donc la condition a vérifié est :

$$f(\text{Hz}) \geq 3(\text{Hz})$$

$$f(\text{Hz}) = \frac{18}{\sqrt{f_{cal}}} = \frac{18}{\sqrt{0.24 * 10}} = 11.62 \text{ Hz} \dots\dots\dots \text{CV}$$

IV.2.4. Ferrailage de la dalle du plancher :

Dans notre cas, on a une dalle sur quatre appuis de 1.00x 3.9m :

IV.2.4.1. Plancher terrasse :

ELU :

$$Qu = 10.69 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$Qs = 7.808 \text{ KN/ml}$$

Nous constatons que le plancher terrasse est le plus sollicitant, donc on ferraille les dalles de ce dernier et on adopte le même ferrailage pour les dalles du plancher courant.

a) à ELU :

$$Qu = 10.69 \text{ KN/ml}$$

$$0.4 \leq \alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1}{3.9} = 0.25 < 0.4 \text{ la dalle travaille selon la petite port}$$

$$M_0 = qu * \frac{l_x^2}{8} = 10.69 * \frac{1}{8} = 1.33 \text{ KN.ml}$$

$$\text{Le moment en travée est : } Mt = 0.75M_0 = 0.9975 \text{ KN.ml}$$

$$\text{Le moment en appuis est : } Mt = 0.5M_0 = 0.665 \text{ KN.ml}$$

a) Calcul des armatures en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1m \\ h = 8cm \\ c = 2cm \\ Mt = 0.9975 \text{ KN.ml} \end{array} \right.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b.d.f_{ub}} = 0.03 < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0.038$$

CHAPITRE IV : ETUDE DE LA DALLE MIXTES

$$Z = d. (1 - 0.4. \alpha) = 7.1 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_t}{z. f_{st}} = \frac{0.9975}{71 * 3.473} = 0.48 \text{ cm}^2$$

○ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.608 \text{ cm}^2 > 0.48 \text{ cm}^2$$

Donc en ferraille avec A_{min}

Le ferrailage ce fera ave : 5HA8= 2.51 cm²

Les armatures de répartition sont données par :

$$A_r = \frac{2.51}{4} = 0.628 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit : 4HA8=2.01 cm²

b) Les armatures en appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1m \\ h = 8cm \\ c = 2cm \\ Mt = 0.665 \text{ KN.ml} \end{array} \right.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b. d. f_{ub}} = 0.023 < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2. \mu_{bu}}) = 0.029$$

$$Z = d. (1 - 0.4. \alpha) = 7.1 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_a}{z. f_{st}} = \frac{0.665}{71 * 3.473} = 0.26 \text{ cm}^2$$

○ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.608 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$$

Donc en ferraille avec A_{min}

Le ferrailage se fera ave : 5HA8= 2.51 cm²

c) Espacement des barres :

$$Stx = \min[(3 * hc), 33] \rightarrow Stx = 24 \text{ cm}$$

$$Sty = \min[(4 * hc), 33] \rightarrow Sty = 32 \text{ cm}$$

On a:

$$Stx = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 24 \text{ cm} \rightarrow CV$$

$$Sty = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 32 \text{ cm} \rightarrow CV$$

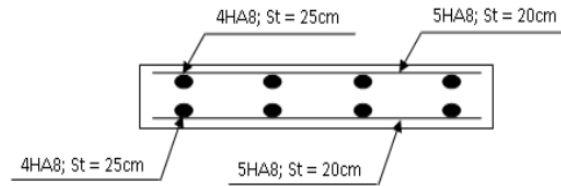
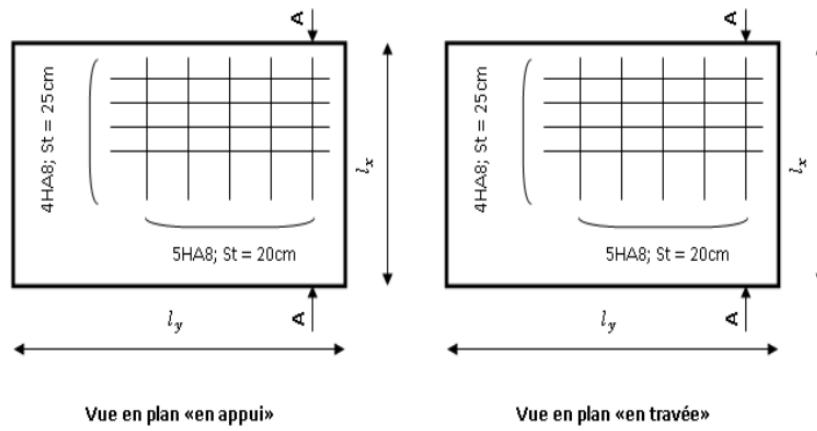
d) Vérification de l'effort tranchant :

$$Vx = \frac{ql}{2} = 10.69 * \frac{1}{2} = 5.345 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{Vx}{b*d} = \frac{5.345}{0.06} = 0.089 \text{ MPa}$$

CHAPITRE IV : ETUDE DE LA DALLE MIXTES

$$\bar{\tau} = 0.05 \cdot f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} > \tau = 0.089 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$



Coupe A-A

FIGURE.IV.8. Schémas de ferrailage de la dalle

CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE

V. CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE

V.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines.

Pour la détermination des efforts sismiques, il existe trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- La méthode modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.2. Objectif d'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

V.3. Choix de 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 dans (chapitre III, article 3.5) avec une hauteur au plus égal à 65m en zones I, II et à 30m en zone III, (article 4.1.2).

Dans notre cas, la méthode statique équivalente est applicable.

V.4. Méthode statique équivalente :

V.4.1. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

V.4.2. Détermination des paramètres :

○ **Coefficient d'accélération A :**

- Zone (III) D'après la classification sismique de wilaya de Blida (RPA 99)
- Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient $A=0.25$

CHAPITE V : ETUDE SISMIQUE

○ Coefficient de comportement global de la structure R :

- La valeur de R est donnée par le (tableau 4.3) en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans (l'article 3.4).

Dans notre structure on a un système ossature contreventés par palées triangulées en X et en V. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R=3$.

○ Facteur de qualité : Q

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_5^1 P_q$

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment et la qualité de l'exécution soient contrôlés, critère est observé.

D'autres critères sont non observés.

Donc :

Critère q	P _q	
	xx	yy
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0,00	0,00
2. Redondance en plan	0,00	0,00
3. Régularité en plan	0,00	0,00
4. Régularité en élévation	0,00	0,00
5. contrôle de la qualité des matériaux	0,00	0,00
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0,00	0,00
Q = 1		

Tableau.V.1. Facteur de qualité.

○ Poids totaux de la structure W :

Le RPA99 version 2003 préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum W^i_{étage} \quad \text{Tel que : } W^i_{étage} = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

$W^i_{étage}$: représente le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher i.

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes (plancher i).

CHAPITE V : ETUDE SISMIQUE

W_{Qi} : Charge d'exploitation (plancher i).

$W = 25006.41 \text{ KN}$ D'après logiciel ROBOT **structurale**.

$\beta = 0.2$ Pour les étages à usage habitation ou bureau (c'est le coefficient de pondération il est fonction de la nature et de la charge d'exploitation

. Nous avons un portique en acier léger et d'après (tableau 4.2) $\xi = 5.00\%$

○ La période fondamentale de la structure :

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. Nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T = C_T \times h_n^{\frac{3}{4}}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_n = 23,8 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par (tableau 4.6). $C_T = 0.050 \Rightarrow$ Cas n°4.

$$T = 0,05 * 23,8^{\frac{3}{4}} = 0,538 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule : $T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}}$

$$T_x = \frac{0,09 * 23,8}{\sqrt{23,4}} = 0,442 \text{ s}$$

$$T_y = \frac{0,09 * 23,8}{\sqrt{11,7}} = 0,626 \text{ s}$$

○ Facteur d'amplification dynamique moyenne : D

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

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par (tableau 4.7).

$T_2 = 0.50 \text{ s}$ Pour un site meuble nommé S_3 .

η : Facteur de correction d'amortissement :

Donnée par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique :

Nous avons un portique en acier léger et d'après le (tableau 4.2) $\xi = 5.00\%$

CHAPITE V : ETUDE SISMIQUE

$$\rightarrow \eta = 1$$

$$T = \min(T_{analytique} ; 1,3T_{emperique})$$

$$T = \min(1.09 ; 1,3 * 0,626)$$

$$T_2 < T = 0,81 \text{ s} < 3\text{s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.50}{0.81} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.81$$

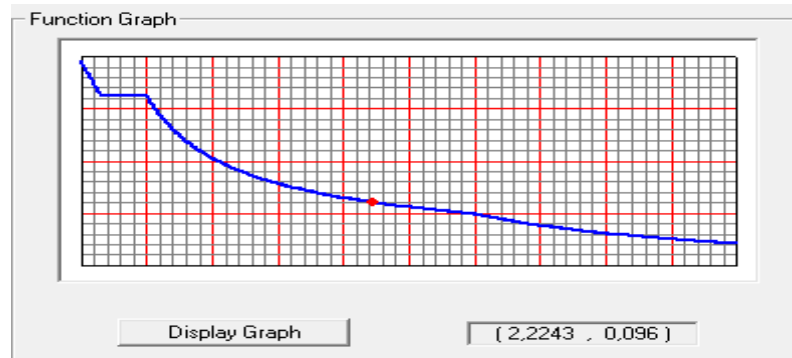


FIGURE.V.1. Spectre de réponse d'accélération.

V.5. Vérification de l'étude sismique aux conditions de l'RPA99/2003:

V.5.1. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} * W \Rightarrow V = \frac{0.25 \cdot 1.81 \cdot 1}{3} * 20990,2194 \quad ;$$

$$V = 3166.02 \text{ KN}$$

$$0.8V = 2532.81 \text{ KN}$$

D'après l'article (4.3.6), 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 déterminés par la méthode spectrale V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Soit : $V_T \geq 0.8V$

V.5.2. Effort tranchant à la base :

D'après logiciel ROBOTon a :

$$\text{Sens-X : } V_x = \sum F_x = 3026.7 \text{ KN}$$

$$\text{Sens-Y : } V_y = \sum F_y = 3954.00 \text{ KN}$$

CHAPITE V : ETUDE SISMIQUE

sens	V_T (kN)	$0.8V$ (kN)	Observation
X	3026.7	2532.81	Vérifiée
Y	3954.00	2532.81	Vérifiée

Tableau.V.2. Résultante des forces sismique à la base

V.5.3. La période :

Prenant compte (l'article 4.2.4) la valeur de T calculée à partir de la formule de Rayleigh ou les résultats obtenues par le logiciel ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques : $T = 0.81$ appropriées de plus de 30%.

On a la période fondamentale de la structure, d'après **ROBOT** est de $T = 1.09$ s

Cette période est jugée acceptable comparée à celle formulé par le RPA99/2003 qui est $T = 1,3 * 0,626 = 0,81$ s

V.5.4. Vérification de participation massique :(article 4.3.4)

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale au moins à 90% de la masse totale de la structure.

Mode	Période [sec]	UX%	UY%	SUM UX%	SUM UY%
1	1,09	71,69	0	71,69	0
2	0,7	71,69	73,28	0	73,28
3	0,57	73,27	73,28	1,58	0
4	0,35	91,74	73,28	18,47	0
5	0,19	91,74	91,51	0	18,22
6	0,19	96,45	91,51	4,71	0
7	0,17	96,64	91,51	0,19	0
8	0,13	98,5	91,51	1,86	0
9	0,13	98,5	91,52	0	0,01
10	0,13	98,53	91,52	0,03	0

Tableau.V.3. Période et facteurs de participation massique.

CHAPITE V : ETUDE SISMIQUE

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 4^{ème} mode sens X et en mode 5^{ème} sens-Y.

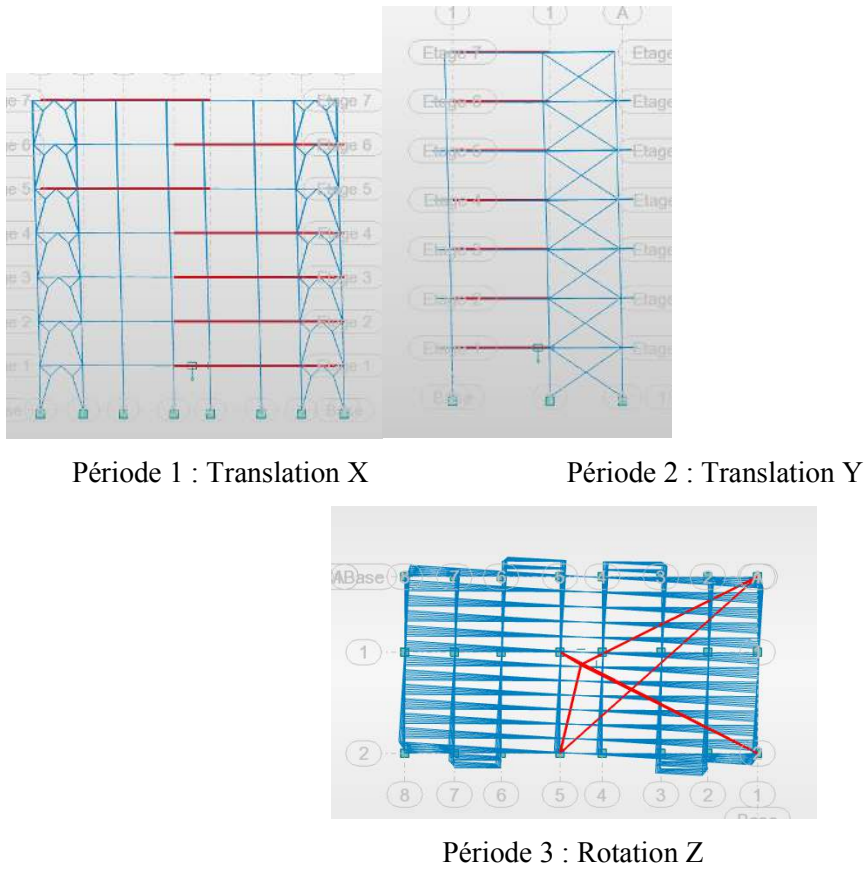


FIGURE.V.2. : Les trois formes de vibration l'ord du séisme.

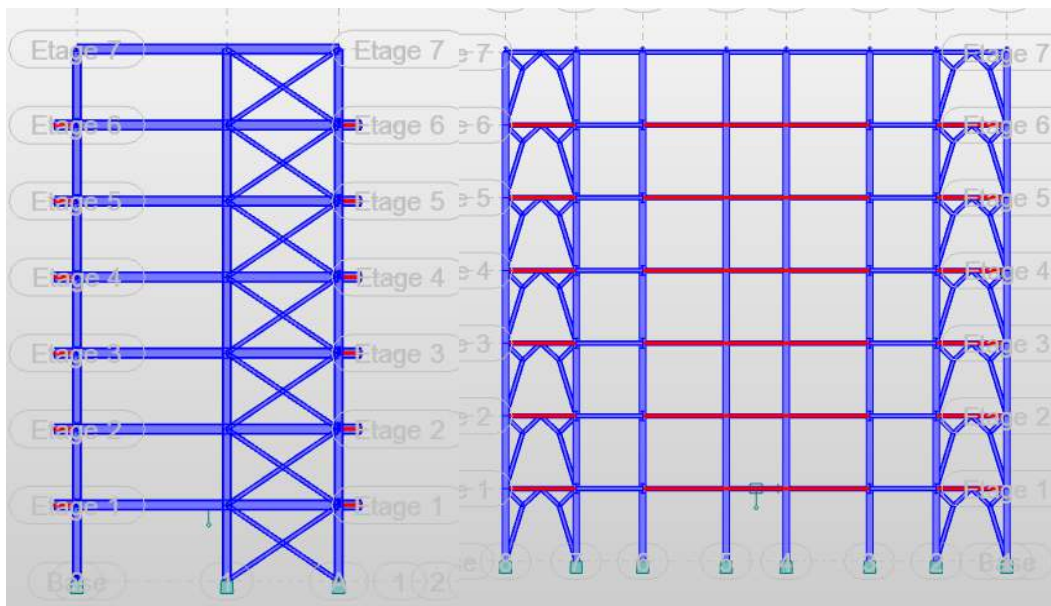


FIGURE.V.3. Les différents vus de la structure.

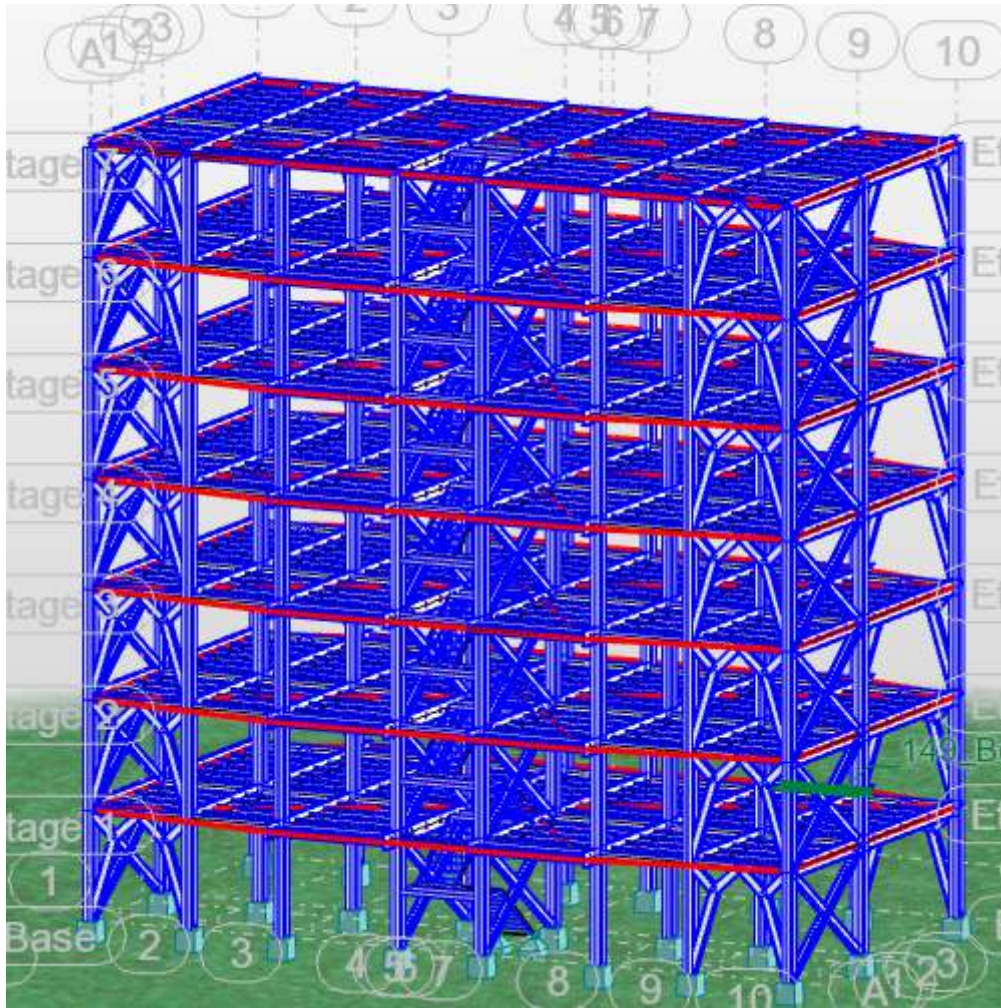


FIGURE.V.4. Vue en 3D.

V.5.5. Vérification des déplacements latéraux inters étage : (article 5.10)

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K est calculé de la manière suivante :

$\delta_k = R \times \bar{\delta}_{ek}$ Avec : R : coefficient de comportement

$\bar{\delta}_{ek}$: Déplacement dus aux forces sismiques, à partir de fichier ROBOT on aura le tableau suivant :

Nous devons vérifier :

$$\delta_k < 1\%H_{\text{étage}}$$

CHAPITE V : ETUDE SISMIQUE

étages	Output Case	DX	ΔX	1%H	condition
		cm		cm	
RDC	EX	1,4	1,4	3,4	ok
1ER	EX	2,4	2,4	3,4	ok
2EM	EX	2,6	2,9	3,4	ok
3EM	EX	2,9	3,2	3,4	ok
4EM	EX	3	3,2	3,4	ok
5EM	EX	3,2	3,0	3,4	ok
6EM	EX	3,2	2,6	3,4	ok

Tableau.V.4. Les déplacements résultants de la charges EX

étages	Output Case	DY	ΔY	1%H	condition
		cm		cm	
RDC	Ey	1,1	1,1	3,4	ok
1ER	Ey	2,9	1,8	3,4	ok
2EM	Ey	5,0	2,0	3,4	ok
3EM	Ey	7,1	2,1	3,4	ok
4EM	Ey	9,2	2,1	3,4	ok
5EM	Ey	11,0	1,9	3,4	ok
6EM	Ey	12,6	1,6	3,4	ok

Tableau.V.5. Les déplacements résultants de la charges EY

CHAPITE V : ETUDE SISMIQUE

V.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ peuvent être négligée dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times H_K} < 0.1$$

Niveau	P (kN)	delt a x	delta Y	VX	VY	h	ex	ey	verif
RDC	3578,64	1,08	1,1	3005,2	3649,04	340	0,00378259 5	0,00317288	< 0,10
1ER	3580,32	1,32	1,8	2852,87	3518,85	340	0,00487230 5	0,00538659	< 0,10
2EM	3580,32	1,47	2	2598,13	3236,61	340	0,00595797 9	0,00650702	< 0,10
3EM	3580,32	1,5	2,1	2297,24	2856,57	340	0,00687586 6	0,00774135	< 0,10
4EM	3580,32	1,44	2,1	1960,59	2397,54	340	0,00773425	0,0092235	< 0,10
5EM	3580,32	1,23	1,9	1527,29	1805,81	340	0,00848059 1	0,0110796	< 0,10
6EM	3628,52	0,81	1,6	898,64	1004,16	340	0,00961943 7	0,01700464	< 0,10

Tableau.V.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-

CHAPITRE VI: VERIFICATION DES ELEMENTS

VI. CHAPITRES VI : VERIFICATION DES ELEMENTS

VI.1. INTRODUCTION :

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles [CCM 97], et la Vérification est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique, et des charges verticales,

Ces combinaisons sont faites sur la base des règlements en vigueur.

VI.2. VERIFICATION DE LA POUTRE PRINCIPALE IPE400 :

La longueur de la poutre $L=6.7$ m

Les efforts sont tirés à partir du ROBOT sous la combinaison ACC (Q+G+EY)

$$V_{sd} = 73.41 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 260 \text{ KN.m}$$

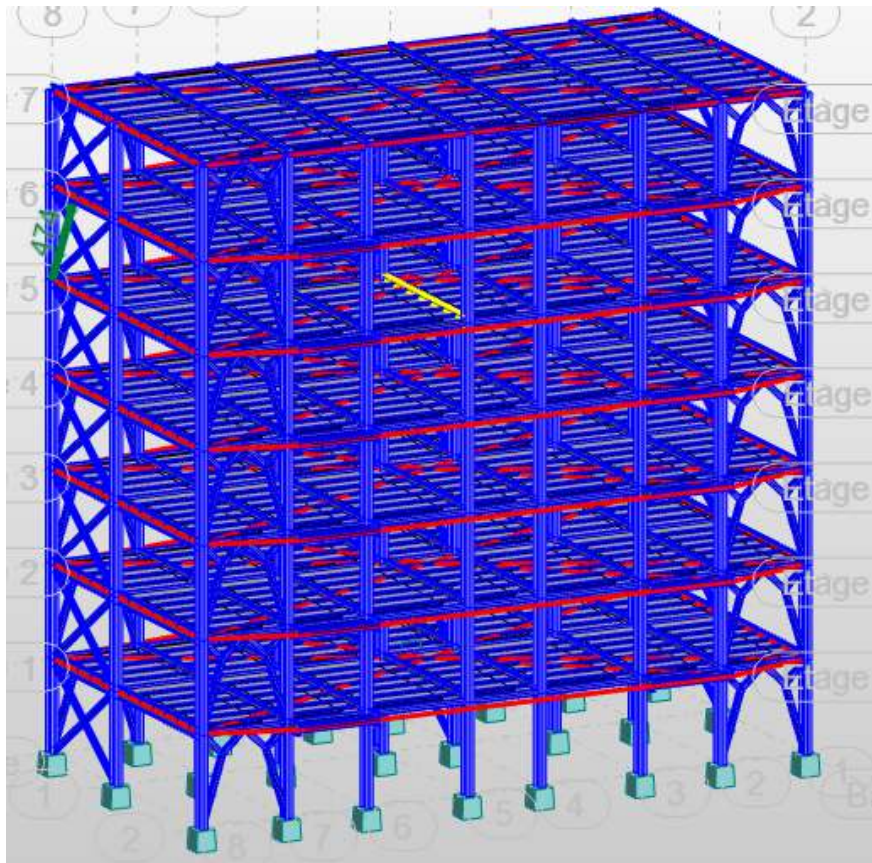


FIGURE.VI.1. la poutre principale la plussollicité.

La section IPE 450 est de classe 01 en flexion simple

VI.2.1. Vérification au moment résistant :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = w_{ply} * \frac{fy}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{brd} = w_{ply} * \frac{fy}{\gamma_{m0}} = 1702 * 10^3 * \frac{235}{1.1} = 363.6 \text{ KN.ml} > M_{sd} \dots\dots\dots CV$$

$$r = \frac{260}{363.6} = 0.71$$

VI.2.2. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = 73.41 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{fy * Av}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}}$$

$$V_{plrd} = \frac{235 * 5085}{\sqrt{3} * 1.1} = 627.19 \text{ KN} > V_{sd}$$

$$r = \frac{73.41}{627.19} = 0.11$$

$V_{sd} \leq 0.5V_{plrd} = 23\% \rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

VI.2.3. Vérification du déversement

Pour un **IPE 450** :

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \chi_{LT} \frac{W_{pls} * fy}{\gamma_{m1}} * \beta_w$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

Avec : M_{sd} est le moment appliqué $\Rightarrow M_{max} = 260 \text{ KN.ml}$

$M_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{L/izz}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/izz}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25} \sqrt{C_1}} \dots\dots \text{Avec : } C_1 = 1,132.$$

Application numérique :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{3.35/41.2}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{3.35/41.2}{450/14.6}\right)^2\right]^{0.25} \sqrt{1.132}} = 56.69$$

$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9\varepsilon}$ Avec : $\varepsilon = 1 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \frac{56.69}{93.9} = 0.63 > 0.4 \Rightarrow$ il y a un risque de déversement

$$\alpha_{LT} = 0.21$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right] = 0.74$$

$$\chi_{LT} = 0.58$$

CHAPITRES VI : VERIFICATION DES ELEMENTS

$$M_{brd} = 0.58 * \frac{1702 * 10^3 * 235}{1.1} * 1 = 210.89 \text{ KN.ml}$$

$M_{sd} = 265.7 \text{ KN.ml} > M_{brd} = 210.89 \text{ KN.ml} \dots\dots\dots \text{CNV}$

$$r = \frac{265.7}{210.89} = 1.25$$

Condition non vérifiée donc en changer le profilé **IPE450 => IPE500**




Résultats		Messages				
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 2 P.P						
1094 P.P_1094	 IPE 450	ACIER	36.26	162.70	1.31	11 GQEY
	 IPE 500		32.80	155.61	0.98	
	 IPE 550		29.98	150.40	0.75	

FIGURE.VI.2. Vérification de poutre principale par logiciel ROBOT

VI.3. Vérification de la poutre secondaire IPE220:

La longueur de la poutre L=3.1 m

Les efforts sont tirés à partir du ROBOT sous la combinaison ACC (Q+G+EX)

$$V_{sd} = 33.4 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 52.38 \text{ KN.ml}$$

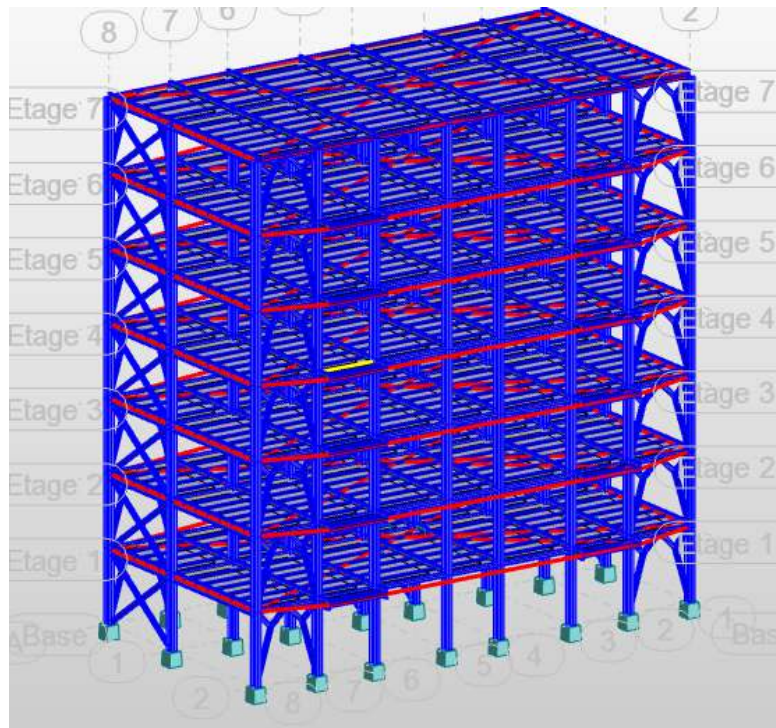


FIGURE.VI.3. La poutre secondaire la plus sollicité

La section IPE 220 est de classe 01 en flexion simple

VI.3.1. Vérification au moment résistant :

CHAPITRES VI : VERIFICATION DES ELEMENTS

$$M_{sd} \leq M_{prd} = w_{ply} * \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{prd} = w_{ply} * \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 285 * 10^3 * \frac{235}{1.1} = 60.88 \text{ KN.ml} < M_{sd} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$r = \frac{52.38}{60.88} = 0.86$$

VI.3.2. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = 33.4 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y * A_v}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}}$$

$$V_{plrd} = \frac{235 * 1590}{\sqrt{3} * 1.1} = 196.115 \text{ KN} > V_{sd}$$

$$r = \frac{33.4}{196.115} = 0.17$$

$V_{sd} \leq 0.5V_{plrd} = 34\% \rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

VI.3.3. Vérification du déversement

Pour un IPE 220 :

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \chi_{LT} \frac{W_{pls} * f_y}{\gamma_{m1}} * \beta_w$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

Avec : M_{sd} est le moment appliqué $\Rightarrow M_{max} = 70.78 \text{ KN.ml}$

$M_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{L/i_{zz}}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_{zz}}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25} \sqrt{C_1}} \dots \text{Avec : } C_1 = 1,132.$$

Application numérique :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{3100/24.8}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{3100/24.8}{220/9.2}\right)^2\right]^{0.25} \sqrt{1.132}} = 48.72$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9\epsilon} \quad \text{Avec : } \epsilon = 1 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \frac{48.72}{93.9} = 0.5 < 0.4 \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement}$$

$$\alpha_{LT} = 0.21$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right] = 0.65$$

$$\chi_{LT} = 0.67$$

CHAPITRES VI : VERIFICATION DES ELEMENTS

$$Mbrd = 0.67 * \frac{285 * 10^3 * 235}{1.1} * 1.3 = 53.03KN.ml$$

$Msd = 70.78KN.ml > Mbrd = 40.79 KN.ml \dots\dots\dots CNV$

$$r = \frac{70.78}{53.03} = 1.33$$

Condition non vérifiée, donc en va changer le profilé **IPE220 => IPE240**




Résultats		Messages				
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 3 PS						
973 Poutre.S_973	 IPE 220	ACIER	34.01	125.11	1.35	10 GQEX
	 IPE 240		31.08	115.13	0.99	
	 IPE 270		27.62	102.55	0.72	

FIGURE.VI.4. Vérification de poutre principale par logiciel ROBOT

VI.4. VERIFICATION SOLIVE IPE160 :

Les solives sont dimensionnées dans le chapitre de dalle mixte




Résultats		Messages				
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 4 SOLIVE						
1398 SOLIVE_1398	 IPE 140	ACIER	48.79	169.34	1.45	10 GQEX
	 IPE 160		42.57	151.85	0.98	
	 IPE 180		37.76	136.45	0.70	

FIGURE.VI.5. Vérification de solive par logiciel ROBOT

VI.5. Vérification des poteaux :

En général, les éléments porteurs verticaux des ossatures de bâtiment sont soumis à la compression, avec éventuellement de la flexion selon le système statique adopté. Ils sont alors appelés poteaux. Comme les moments sont faibles devant l'effort normal on possède à la vérification à la résistance au flambement

VI.5.1. Poteau central HEA400 :

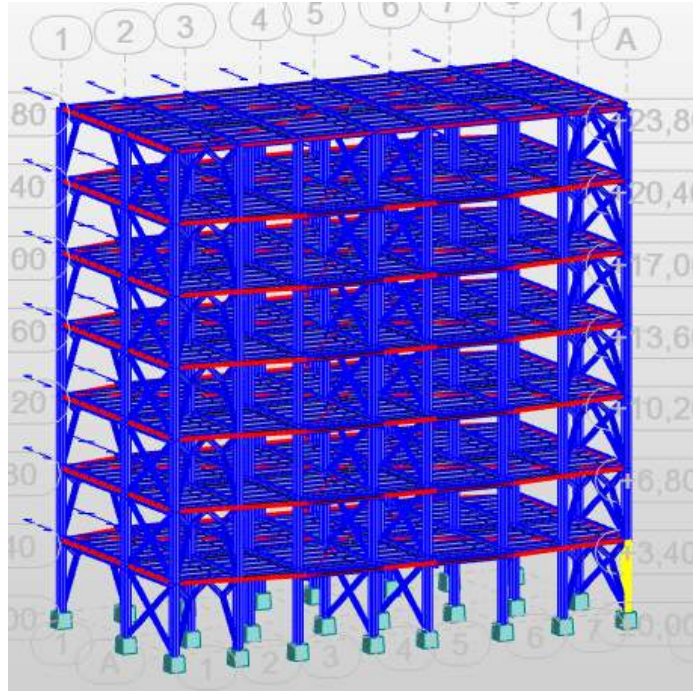


FIGURE.VI.6. Le poteau le plus sollicité

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du ROBOT sont :

Combo	H(m)	N(kn)	My(kn.m)	Mz(KN.m)	Vz(kn)
1.35G+1.5Q	3.4	2554.05	35.14	26.05	21.83

Tableau.VI.1. Sollicitation sur le poteaux HEA400

VI.5.2. Vérification de la résistance à la flexion composée :

Le profilé HEA400 est de classe 1

Comme il y a la flexion composée sur les poteaux ,il y a un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que : $\bar{\lambda}lt = \frac{\lambda lt}{\lambda 1} \sqrt{\beta w}$

Section transversale de classe 1 => $\beta w = 1$

$$\lambda 1 = 93.9 \varepsilon$$

Puisque les poteaux sont encastrés des deux extrémités ;les facteur de longueur effective

K et Kw sont pris égale à 0.5 et donc la formule de λlt est de forme :

$$\lambda lt = \frac{K \times L \times \left(\frac{wpl^2}{Iw \times Iz} \right)^{0.25}}{\sqrt{C} \times \left[\left(\frac{K}{Kw} \times 2 + \frac{(KL) \times 2 \times G \times It}{\pi \times 2 \times E \times Iw} \right) \right]^{0.25}}$$

$$\lambda l t = \frac{0.5 \times 3400 \times \left(\frac{2562000^2}{2942 \times 10^9 \times 8564 \times 10^4} \right)^{0.25}}{\sqrt{3.093} \times \left[\left(\frac{0.5}{0.5} \times 2 + \frac{0.5 \times 2 \times 81000 \times 189 \times 10^4}{3.14 \times 2 \times 2.1 \times 10^5 \times 2942 \times 10^9} \right) \right]^{0.25}}$$

$$\lambda l t = 10.58$$

$$\bar{\lambda} l t = \frac{10.58}{93.9} \sqrt{1} = 0.11$$

$\bar{\lambda} l t < 0.4$ donc il est inutile de prendre en compte le déversement .

Donc la formule de vérification de la section sera comme suite :

$$\frac{Nsd}{X \min A \frac{fy}{\gamma m1}} + \frac{ky. Mysd}{Wply \frac{fy}{\gamma m1}} + \frac{Kz. Mzsd}{Wplz \frac{fy}{\gamma m1}}$$

$$l f = 0.7 L 0 = 2.38 \text{ m}$$

○ **Calcul de X_{min} :**

$$\lambda y = \frac{l f}{i_y} = \frac{2380}{168.4} = 14.13 \Rightarrow \bar{\lambda} y = \frac{\lambda y}{\lambda_1} = 0.15 < 0.2$$

$$\lambda z = \frac{l f}{i_z} = \frac{2380}{73.4} = 32.42 \Rightarrow \bar{\lambda} z = \frac{\lambda z}{\lambda_1} = 0.34 > 0.2$$

Donc le flambement sera considéré just dans le sens z-z

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \lambda z^2}}$$

$$\varphi_z = 0.5(1 + \alpha(\lambda z - 0.2) + \lambda z^2)$$

$$\frac{h}{b} = 0.95 t f = 12 < 100 \text{ mm}$$

$$b \Rightarrow \alpha = 0.34 \quad , \quad \varphi_z = 0.58 \quad ; \quad X_z = 0.8$$

○ **Calcul de K_y et K_z :**

$$K_y = 1 - \left(\frac{\mu_y}{X_y} \times \frac{Nsd}{A \times f_y} \right)$$

$$\mu_y = \bar{\lambda} y (2 \times \beta m_y - 4) + \frac{(Wply - Wely)}{Wely}$$

$$\mu_y = 0.15 \times (2 \times 2.15 - 4) + \frac{(2562000 - 2311000)}{2311000} = 0.15$$

$$K_y = 1 - \left(\frac{0.15}{1} \times \frac{2554.05}{15900 \times 235} \right) = 0.99$$

$$K_z = 1 - \left(\frac{\mu_z}{X_z} \times \frac{Nsd}{A \times f_y} \right)$$

$$\mu_z = \bar{\lambda} z (2 \times \beta m_z - 4) + \frac{(Wply - Wely)}{Wely}$$

$$\mu_z = 0.34(2 \times 2.15 - 4) + \frac{(872900 - 570900)}{570900} = 0.63$$

$$K_z = 1 - \left(\frac{0.63}{0.8} \times \frac{2554.05}{15900 \times 235} \right) = 0.99$$

CHAPITRES VI : VERIFICATION DES ELEMENTS

$$\frac{2554.05 \times 10^3}{0.8 \times 15900 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.99 \times 35.14 \times 10^6}{2562000 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.99 \times 26.05 \times 10^3}{872900 \times \frac{235}{1.1}}$$

0.93 + 0.06 + 0.13 = 1.12 < 1condition non vérifier

Les condition ne sont pas vérifier alors d'après le ROBOT on changer le profilé **HEA400 => HEA450**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Familie : 1 POTEAUX						
182 PoteauX_182	HEA 400	ACIER	14.14	46.33	1.05	10 GQEX
	HEA 450		12.58	46.63	0.94	
	HEA 500		11.34	46.93	0.84	

FIGURE.VI.7. Vérification de Poteau sur le ROBOT

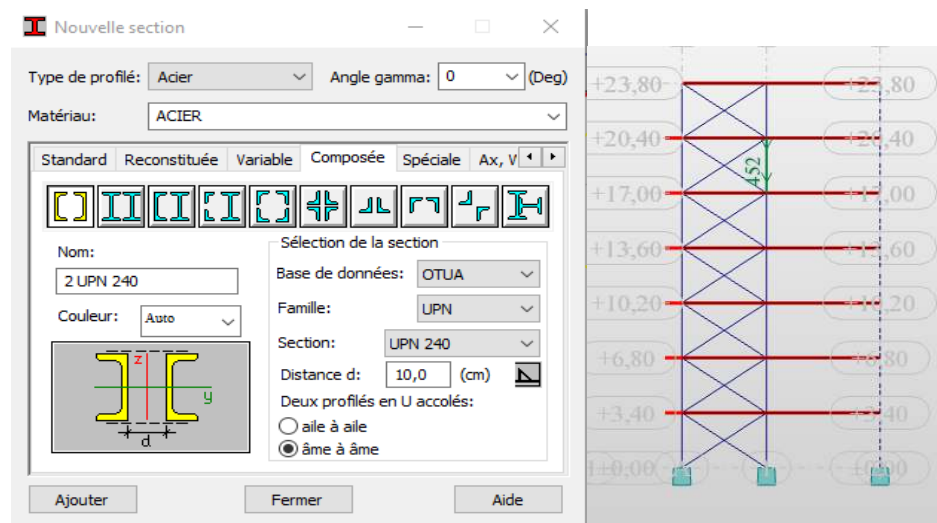
VI.6. Vérification des systèmes de contreventement UPN :

Les contreventements par palées de stabilité sont tendus ou comprimés, il faut donc faire les

vérifications à la compression simple et à la traction.

VI.6.1. Palées triangulées en croix de Saint-André :

Les Palées triangulées en croix de Saint-André sont des profilés 2UPN240



Nom	Valeur	Unité
Gamma	0,0	[Deg]
Section...	2 UPN 240	
Principales		
Ax	84,60	[cm2]
Iy	7200,00	[cm4]
Iz	4918,29	[cm4]
Dimensions		
b	27,0	[cm]
h	24,0	[cm]
Vy	13,5	[cm]
Vpy	13,5	[cm]
Vz	12,0	[cm]
Vpz	12,0	[cm]

FIGURE.VI.8. Propriétés de la section 2UPN240

VI.6.1.1. Vérification sous l'effort de traction :

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{tsd} = 597.71 \text{ KN}$, obtenue sous la combinaison G+Q-E (combinaison qui donne l'effort maximum).

On doit vérifier que : $N_{tsd} \leq N_{trd} = \frac{Afy}{\gamma_{m0}}$

a) Section brute :

$$N_{trd} = \frac{42.3 * 10^2 * 235}{1.1} = 903.68 > N_{tsd} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) Section nette :

$A_{net} = (A_{brute} - 2td_0)$; avec d_0 : diamètre des boulons (M16) ; t : épaisseur de la cornière 8.5 mm

$$A_{net} = 39.58 \text{ cm}^2$$

$$N_{trd} = \frac{3985 * 235}{1.1} = 845.57 \text{ KN} > N_{tsd} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.6.1.2. Vérification sous l'effort de compression :

Les diagonales sont sollicités à la compression seule avec un effort $N_{csd} = 49.88 \text{ KN}$, obtenue sous la combinaison G+Q-E (combinaison qui donne l'effort maximum). Donc elles doivent être vérifiées au flambement simple. Avec une longueur $L_0 = 6.05 \text{ m}$.

On doit vérifier que :

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{min} \times A \times \beta \times \frac{fy}{\gamma_{m1}}$$

La classe de la section 2UPN240 est (1) $\Rightarrow \beta = 1$

o **Calcul du coefficient de réduction χ :**

Suivant (y-y) :

$$L_{ky} = L_0 = 6.05 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{6050}{92.2} = 65.61$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y \sqrt{\beta}}{\lambda_k} = \frac{78,57}{93.9} = \mathbf{0,69} > 0.2$$

.....il y a risque de flambement

Pour les profilés en UPN, on à courbe de flambement C, on trouve :

$$\chi_y = 0.7247$$

Suivant (z-z) :

$$L_{kz} = L_0 = 6.05 \text{ m}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{6050}{24.2} = 250$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z \sqrt{\beta}}{\lambda_k} = \frac{250}{93.9} = \mathbf{2.66} > 0.2$$

.....il y a risque de flambement

Pour les profilés en UPN, on à courbe de flambement C, on trouve :

$$\chi_z = 0.1234$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.1234$$

a) Section brute :

$$N_{crd} = 0.1234 \times 42.30 \times 10^2 \times 1 \times \frac{235}{1.1} = 111.5 \text{ KN} > N_{csd}$$

Donc pas de risque de flambement

b) Section nette :

$$N_{crd} = 0.1234 \times 3958 \times 1 \times \frac{235}{1.1} = 104.34 \text{ KN} > N_{csd}$$

Donc pas de risque de flambement

Les condition sont vérifier alors d'après le ROBOT on optn

Résultats		Messages				
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 7 CV X						
212 Barre_212	2 UPN 240	ACIER	65.54	79.30	0.62	11 GQEY

FIGURE.VI.9. Vérification de contreventement en X sur le ROBOT

VI.6.2. Palées triangulées en V inversé

Nom	Valeur	Unité
Type de rep...	cartésien	
Caractéristiques		
Gamma	0,0	[Deg]
Section...	2 UPN 280	
Principales		
Ax	106,80	[cm2]
Iy	12560,00	[cm4]
Iz	6853,66	[cm4]
Dimensions		
b	29,0	[cm]
h	28,0	[cm]
Vy	14,5	[cm]
Vpy	14,5	[cm]
Vz	14,0	[cm]
Vpz	14,0	[cm]
De résist...		

FIGURE.VI.10. Propriétés de la section 2UPN280

VI.6.2.1. Vérification sous l'effort de traction :

CHAPITRES VI : VERIFICATION DES ELEMENTS

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{tsd} = 1259.71 \text{ KN}$, obtenue sous la combinaison G+Q-E (combinaison qui donne l'effort maximum).

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}}$$

a) **Section brute :**

$$N_{trd} = \frac{2 \cdot 53.30 \cdot 10^2 \cdot 235}{1.1} = 2277.36 > N_{tsd} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) **Section nette :**

$A_{net} = (A_{brute} - 2td_0)$; avec d_0 : diamètre des boulons (M16) ; t : épaisseur de la cornière 8.5 mm

$$A_{net} = 50.58 \text{ cm}^2$$

$$N_{trd} = \frac{2 \cdot 2948 \cdot 235}{1.1} = 2161.14 > N_{tsd} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.6.2.2. Vérification sous l'effort de compression :

Les diagonales sont sollicités à la compression seule avec un effort $N_{csd} = 39.17 \text{ KN}$, obtenue sous la combinaison G+Q-E (combinaison qui donne l'effort maximum). Donc elles doivent être vérifiées au flambement simple. Avec une longueur $L_0=2,72 \text{ m}$.

On doit vérifier que :

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{min} \times A \times \beta \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

La classe de la section 2UPN280 est (1) $\Rightarrow \beta = 1$

o **Calcul du coefficient de réduction χ :**

Suivant (y-y) :

$$L_{ky} = L_0 = 2.72 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{2720}{109} = 24.95$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y \sqrt{\beta}}{\lambda_k} = \frac{24.95}{93.9} = 0.26 > 0.2$$

.....il y a risque de flambement

Pour les profilés en UPN, on à courbe de flambement C, on trouve :

$$\chi_y = 0.9745$$

Suivant (z-z) :

$$L_{kz} = L_0 = 2.72 \text{ m}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{2720}{27.4} = 99.27$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z \sqrt{\beta}}{\lambda_k} = \frac{99.27}{93.9} = 1.057 > 0.2$$

CHAPITRES VI : VERIFICATION DES ELEMENTS

.....il y a risque de flambement

Pour les profilés en UPN, on à courbe de flambement C, on trouve :

$$\chi_z = 0.5352$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.5352$$

a) Section brute :

$$N_{crd} = 0.5352 \times 53.3 \times 10^2 \times 1 \times \frac{235}{1.1} = 609.42 \text{ KN} > N_{csd}$$

Donc pas de risque de flambement

b) Section nette :

$$N_{crd} = 0.5352 \times 50.58 \times 1 \times \frac{235}{1.1} = 585.7 \text{ KN} > N_{csd}$$

Donc pas de risque de flambement

Les condition sont vérifier alors d'après le ROBOT on optn

Résultats		Messages				
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 6 CV V						
202 Barre_202	<input checked="" type="checkbox"/> 2 UPN 280	ACIER	25.08	33.96	0.95	10 GQEX

FIGURE.VI.11. Vérification de contreventement en V sur le ROBOT

Résumes :

élément	Poutre principale	Poutre secondaire	solive	poteaux	Contreventement
profilé	IPE500	IPE240	IPE160	HEA450	CV X 2UPN240 CV V 2UPN280

Tableau.VI.1. Le choix final des profilés

VI.7. Calcul de l'acrotère :

VI.7.1. Définition :

C'est une sorte de muret à la périphérie du bâtiment sur lequel l'étanchéité est relevée pour éviter les infiltrations.

Dans la mesure du possible cet ouvrage doit être de faible dimension pour éviter les fissurations dues aux chocs thermiques et au retrait.

Les acrotères doivent être particulièrement soignés car une fissuration permettrait à l'eau de pluie de pénétrer sous l'étanchéité.

Le couronnement de l'acrotère est généralement en pente vers l'intérieur pour éviter le ruissellement de pluie sur la façade.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur b=100 cm

- Hauteur H=60 cm
- Epaisseur e=10 cm

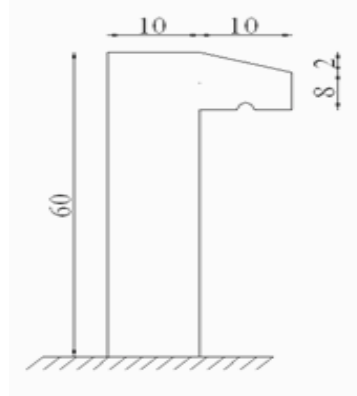


FIGURE.VI.12. Acrotère

VI.7.2. Evaluation des charges :

➤ **Charges permanentes :**

Surface de l'acrotère : $S = \left[(0.1 * 0.6) + (0.1 * 0.8) + \frac{0.1 * 0.02}{2} \right] = 0.0685 \text{ m}^2$

- Poids propre de l'acrotère : $G_{\text{acrotère}} = \rho_b * S = 25 * 0.069 = 1.72 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de revêtement en ciment (e=2 cm ; $\rho_{\text{ciment}}=14 \text{ KN/m}^3$) :

$$G_{\text{ciment}} = \rho_{\text{ciment}} * e * P_{\text{ciment}} = 14 * 0.02 * (60 + 10) * 2 * 10^{-2} = 0.39 \text{ KN/ml}$$

- Poids propre totale : $G_{\text{totale}} = G_{\text{acrotère}} + G_{\text{ciment}} = 2.11 \text{ KN/ml}$
 $G_{\text{totale}} = 2.11 \text{ KN/ml}$

➤ **Charge d'exploitation (effet de la main courante) :**

Q=1 KN/ml.....terrasse inaccessible.

➤ **Exigence des règles RPA99 :**

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p \quad (6-3)$$

Tel que

A : Coefficient d'accélération de zone. Zone III on a A=0.25.

C_p : Facteur de force horizontale. Elément en console $C_p=0.8$.

W_p : Poids de l'acrotère $G = 2.11 \text{ KN}$.

$$F_p = 4 * 0.25 * 0.8 * 2.11 = 1.688 \text{ KN}$$

$$Q_u = \text{Max}(1.5 Q ; F_p)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_p = 1.688 \text{ KN} \\ Q_u = Q_h = 1.5 \text{ KN} \\ 1.5Q = 1.5 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :
 $G = 2.11 \text{ KN/ml}$ et $Q = 1.688 \text{ KN/ml}$

VI.7.3. Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

À l'E.L.U :

$$N_u = 1,35G = 2,858 \text{ KN}$$

$$M_u = T_u \times h = 0,6 \times 2,52 = 1,512 \text{ KN/ml}$$

$$T_u = 1,5Q = 2.52 \text{ KN}$$

À l'E.L.S

$$N_{ser} = G = 2,117 \text{ KN}$$

$$T_{ser} = Q = 2.52 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = H \times Q = 1.35 \text{ KNm}$$

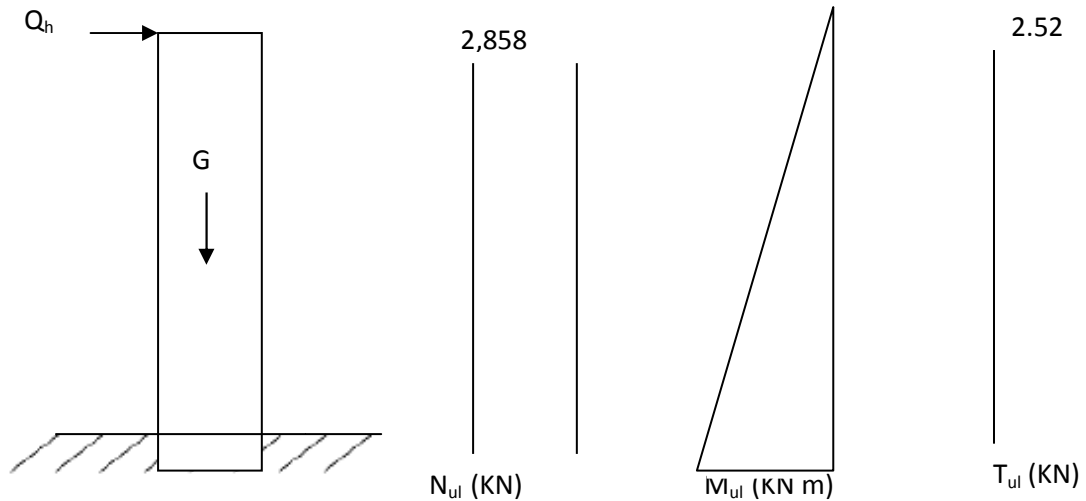


FIGURE.VI.13. Diagramme des efforts acrotère à l'ELU.

VI.7.4. Ferrailage de l'acrotère :

$h = 10 \text{ cm}$

CHAPITRES VI : VERIFICATION DES ELEMENTS

$b = 100 \text{ cm}$
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
 $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$
 $c = c' = 2 \text{ cm}$
 $F_c = 400 \text{ MPa}$

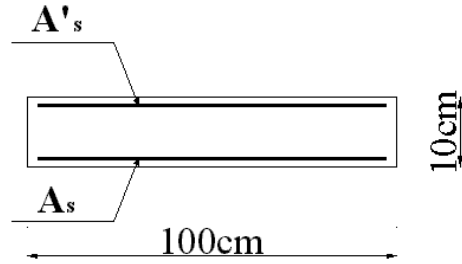


FIGURE.VI.14. Coupe transversale sur l'acrotère.

➤ Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned}
 e_0 &= \frac{M_{ul}}{N_{ul}} = \frac{1,512}{2,858} = 52.9 \text{ cm} \\
 e_0 &> \frac{h}{2} - c' \text{ section partiellement comprimée.} \\
 \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}
 \end{aligned} \right\}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la l'acrotère. Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

➤ Calcul du moment fictif M_f

$$M_f = M_{ul} + N_{ul} \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1.597 \text{ KN m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0.011$$

$\mu < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0138$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 8.95 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.014 < 0.186 \quad \zeta_s = 10\% \text{ et } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = 51.27 \text{ mm}^2 = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{sf} = A_s' = 0$$

$$A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{aligned}
 A_s' &= 0 \text{ cm}^2 \\
 A_{s2} &= 0.5 \text{ cm}^2
 \end{aligned} \right.$$

VI.7.5. Vérification de la section d'acier selon BAEL 91 modifié 99 :

CHAPITRES VI : VERIFICATION DES ELEMENTS

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2.1 \text{MPa}; f_e = 400 \text{MPa}; b = 100 \text{cm}; d = 9 \text{cm}.$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{1 \text{cm}^2; 1.15 \text{cm}^2\} = 1.08 \text{cm}^2$$

Donc :

On opte finalement pour **6T6=1.70cm²**

Avec un espacement

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}.$$

VI.7.5.1. Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq 0.425 \text{ cm}^2$$

On choisit 4T6=1.13cm²

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{60-5}{3} = \frac{55}{3} = 18.33 \text{ cm}.$$

VI.7.5.2. Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 63.7 \text{cm}$$

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

c : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$c = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 42.7 \text{ cm} \rightarrow c = -33.7 \text{ cm} \quad (c < 0)$$

D'après les BAEL 91 modifié 99, on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c-c') \frac{A_s}{b} + 6n(d-c) \frac{A_s}{b} = -5467.44 \\ n = 15 \text{ et } q = -2c^3 + 6n(c-c')^2 \frac{A_s}{b} + 6n(d-c)^2 \frac{A_s}{b} = 154876.88 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -2.26 \cdot 10^8$$

$$\cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.99 \rightarrow \varphi = 171.89^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 85.38$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) = -85.28 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 46.13 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) = 39.16 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 46.13 \text{ cm}$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 46.13 - 43 = 3.13 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 3.13 \text{ cm} \\ y_c = 46.13 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n [A_s (d - y_{ser})^2 + A_s' (y_{ser} - c')^2] = 1900.79 \text{ cm}^4$$

VI.7.6. Vérification des contraintes :

➤ **Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2.117 \times 10^3 \times 46.13 \times 10}{1900.79 \times 10^4} \right) * 31.3 = 1.608 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.608 < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{ok c'est vérifié.}$$

➤ **Contraintes de l'acier :**

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{acier tendu.}$$

$$\sigma_s' = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{acier comprimé.}$$

$$\sigma_s = 45.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

$$\sigma_s' = 8.70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

VI.7.7. Vérification de l'effort tranchant :

CHAPITRES VI : VERIFICATION DES ELEMENTS

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante

$$\tau_u \leq \frac{T_{ul}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0.1 f_c 28 ; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2.25 \times 10^3}{80 \times 10^3} = 0.028 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ok c'est vérifié.}$$

6T6/ ml ; e=18cm

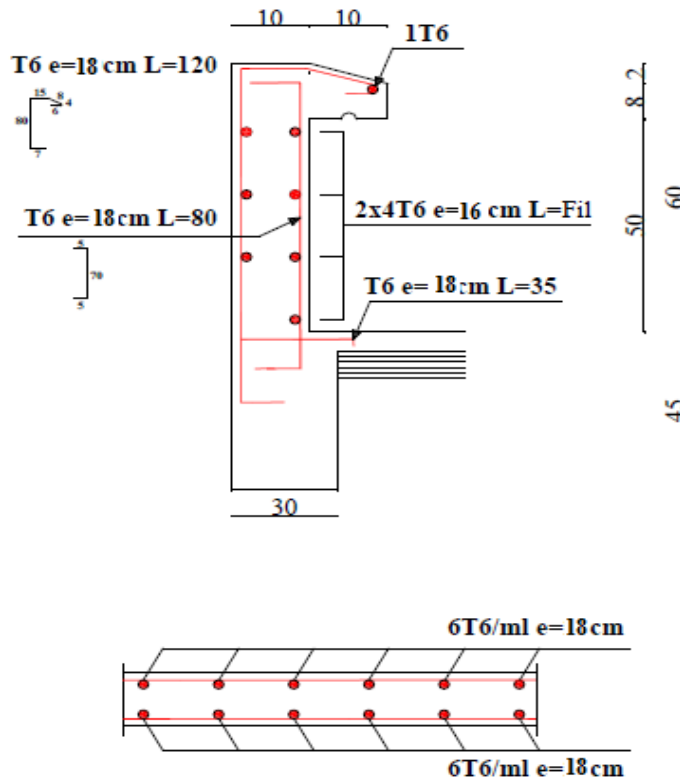


FIGURE.VI.15. Ferrailage acrotère

VI.8. Étude des escaliers :

VI.8.1. Introduction :

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment. Dans notre projet, on a un seul type d'escalier en charpente métallique qui est composé de deux volées liées à un palier de repos, ce dernier se compose d'une solive UPN encastree aux poteaux, la volée est constituée de deux limons en profilé UPN, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

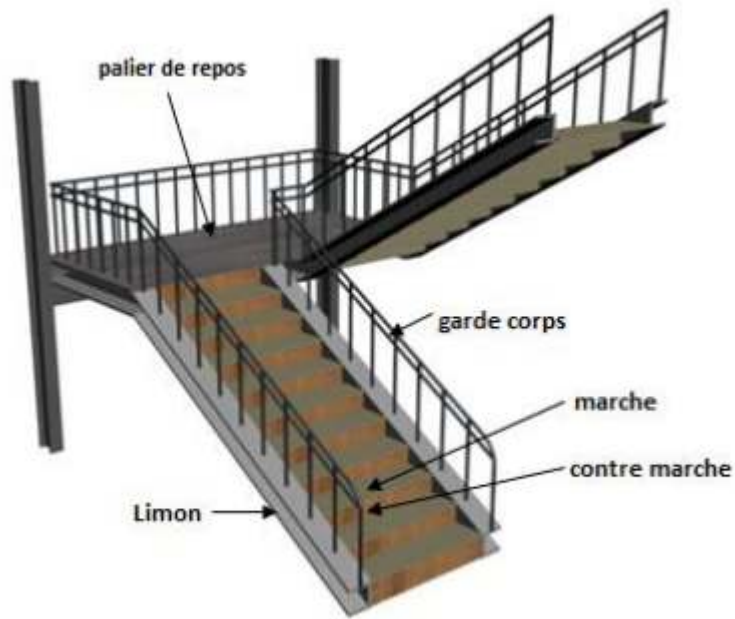


FIGURE.VI.16. Constituant d'un escalier

VI.8.2. Prédimensionnement de l'escalier :

h : Hauteur de la contre marche donné par : $16cm \leq h \leq 18cm$

g : Largeur de la marche (giron) donné par : $25cm \leq h \leq 32cm$

n : Nombre de contremarche.

H : Hauteur à franchir avec une volée $H= 1.62$ cm

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de BLONDEL

$$60cm \leq g + 2h \leq 64cm$$

Avec :

$$h = H/n = 3.4/2=170 \text{ cm}$$

$$n= H /h = 170/17= 10 \text{ marches} \quad ; \quad n-1 = 9 \text{ marches}$$

$$60cm \leq g + 2 * 17 \leq 64cm \quad g = 30 \text{ cm}$$

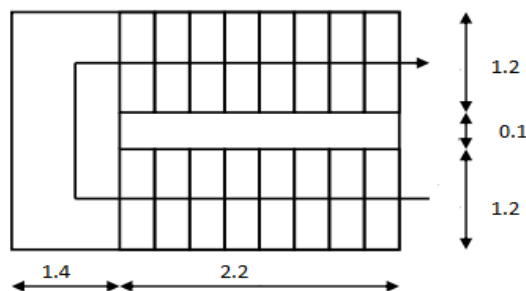


FIGURE.VI.17. Vue en plan de l'escalier

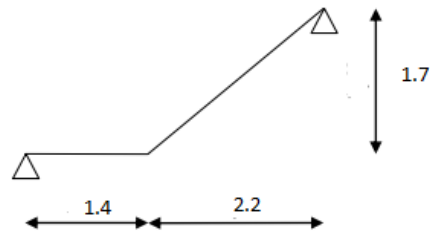


FIGURE.VI.18. Schéma statique

VI.8.3. Calcul des éléments de l'escalier :

VI.8.3.1. Charges et surcharges sur l'escalier :

a. Charges sur la volée :

- 1- Tôle striée (e=1.5m) $0.9 \cdot 0.5 = 0.45 \text{ Kn/m}^2$
- 2- Mortier de pose (e=0.5m) $0.2 \cdot 1.5 = 0.3 \text{ Kn/m}^2$
- 3- Revêtements en carrelage (e=2cm) $0.2 \cdot 2 = 0.4 \text{ Kn/m}^2$

$$G = 1.15 \text{ Kn/m}^2$$

b. Charge sur le palier :

- 1- Revêtements en carrelage (e=2cm) $0.2 \cdot 2 = 0.4 \text{ Kn m}^2$
- 2- Mortier de pose (e=1.5cm) $0.2 \cdot 1.5 = 0.3 \text{ kn/m}^2$
- 3- Dalle en béton armé (e=10cm) $0.1 \cdot 25 = 2.5 \text{ kn/m}^2$
- 4- Tôle type TN 40 $0.15 \text{ kn/m}^2 /$

$$G = 3.35 \text{ Kn/m}^2$$

c. Charges d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ Kn/m}^2 \Rightarrow$ Bâtiment a usage d'habitation.

VI.8.3.2. Pré dimensionnement de la cornière du support :

La cornière est considérée comme une poutre simplement appuyée, sollicitée en flexion simple.

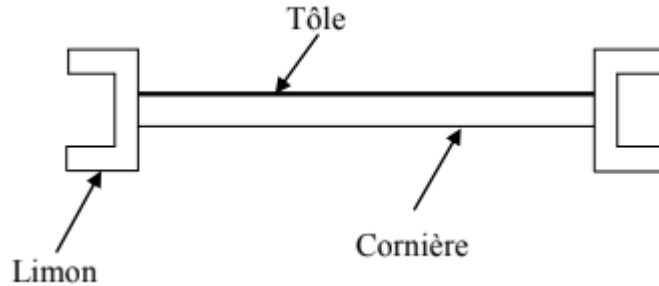


FIGURE5. Constituant de la cornière de support

Chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge D'exploitation.

ELS :

$$q = (G + Q) * g/2 \quad ; \quad q = (1.15 + 2.5) * g/2$$

$$q = 0.547 \text{ KN/ml}$$

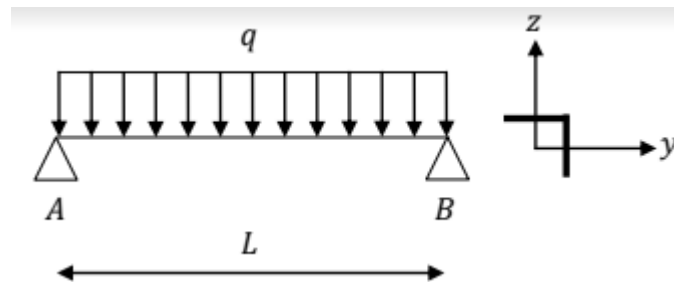


FIGURE6. Schémas statique de la cornière de support

○ **Condition de flèche :**

Il faut vérifier : $f_{calc} < f_{adm}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5QL^4}{384.E.I_y} \quad ; \quad f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300. \frac{5QL^3}{384.E} \quad ; \quad I_y = 17582.14 \text{ mm}^2$$

Soit une cornière à ailes égale avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = I_z = 3.56 \text{ cm}^2$$

$$W_{ely} = W_{elz} = 1.45 \text{ cm}^3$$

$$G_{cornier} = 0.0218 \text{ kn/m}$$

○ **Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

➤ La flèche :

$$Q = Q + G_{cornier} = 0.5688 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 * 0.57 * 1200^2}{382 * 2.1 * 10^5 * 3.56 * 10^4}$$

$$f_{cal} = 2.05 \text{ mm} ; f_{adm} = 4\text{mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ La résistance :

$$Q_u = (1.35 * 1.15 + 1.5 * 2.5) * 0.15 + 1.35 * 0.0218$$

$$Q_u = 0.8248 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{0.8248 * 1.2^2}{8} = 0.148 \text{ KN.ml}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1.45 * 10^3 * 235}{1.1} = 0.309 \text{ KN.ml} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{0.8248 * 1.2}{2} = 0.49 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} * S}{e * I_y} \leq \bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

Avec :S est le moment statique

$$S = 3062.5 \text{ mm}^3$$

$$\tau = 15.9 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 135.677 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors convient comme cornière de support.

VI.8.3.3. Pré dimensionnement du limon :

Le limon est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

La charge revenant au limon est :

$$Q_v = (G_v + Q) * \frac{1.2}{2} + G_{cornier} = (1.15 + 2.5) * \frac{1.2}{2} + 0.0218$$

$$Q_v = 2.2118 \text{ KN/ml}$$

$$Q_p = (G_p + Q) * \frac{1.2}{2} = (3.35 + 2.5) * \frac{1.2}{2}$$

$$Q_p = 3.48 \text{ KN/ml}$$

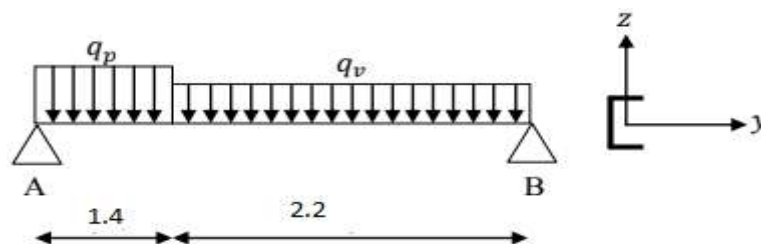


FIGURE6. Charge revenant au limon

$Q(\max) = 3.48 \text{ KN/ml}$

○ **Condition de flèche :**

Il faut vérifier : $f_{calc} < f_{adm}$

Avec :

$L = 3.6 \text{ m}$

$f_{cal} = \frac{5QL^4}{384.E.I_y} ; f_{adm} = \frac{l}{300}$

$I_y = 300. \frac{5QL^3}{384.E} ; I_y = 30.2 * 10^4 \text{ mm}^2$

Soit un UPN120 à ailes égale avec les caractéristiques suivantes :

$I_y = I_z = 364 \text{ cm}^2$

$W_{ply} = W_{plz} = 72.6 \text{ cm}^3$

$G_{cornier} = 0.134 \text{ kn/m}$

$Avz = 8.80 \text{ cm}^2$

○ **Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

➤ **La flèche :**

$Q = Q + G_{cornier} = 3.614 \text{ KN/m}$

$f_{cal} = \frac{5 * 3.614 * 3600^2}{384 * 2.1 * 10^5 * 30.2 * 10^4}$

$f_{cal} = 10.33 \text{ mm} ; f_{adm} = 12\text{mm} \dots\dots\dots \text{CV}$

➤ **La résistance :**

$Q_v = (1.35G_v + 1.5Q) * \frac{1.2}{2} + 1.35(G_{cornier} + G_p)$
 $= (1.35 * 1.15 + 1.5 * 2.5) * \frac{1.2}{2} + 1.35(0.0218 + 0.134)$

$Q_v = 3.39 \text{ KN/ml}$

$Q_p = (1.35G_p + 1.5Q) * \frac{1.2}{2} = (1.35 * 3.35 + 1.5 * 2.5) * \frac{1.2}{2} =$

$Q_p = 5.17 \text{ KN/ml}$

Le limon est considéré comme une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les réactions d'appuis et le moment maximal.

D'après logiciel **ROBOT** :

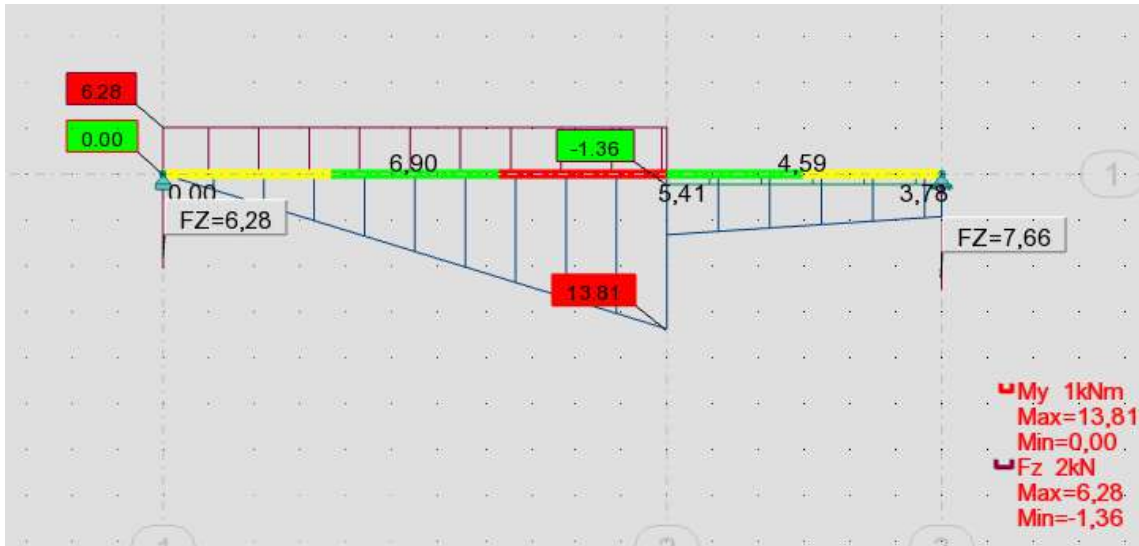


FIGURE7. Diagrammes des moments fléchissant et effort tranchants

$$M_{sd} = 13.81 \text{ KN.ml}$$

$$V_{sd} = 6.28 \text{ KN}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{72.6 * 10^3 * 235}{1.1} = 15.51 \text{ KN.ml} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

➤ **Cisaillement :**

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} * f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = \frac{8.8 * 10^2 * 235}{1.1 * \sqrt{3}} = 108.54 \text{ KN}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors convient comme limon pour la volée.

VI.8.3.4. Etude de la poutre palière :

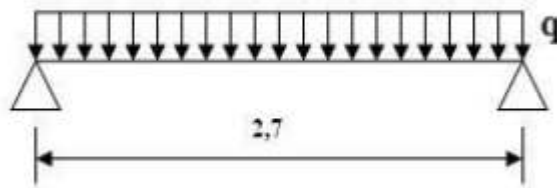


FIGURE8. Schéma statique de la poutre palière

Les charges revenant sur la poutre palière sont :

Charge des cloisons $2.22 * 1.7 = 3.7 \text{ KN/ml}$

Charge revenant de palier $G = 3.35 * 0.7 = 2.3$

$$Q = 2.5 * 0.7 = 1.75$$

$$Q_s = 3.7 + 2.3 + 1.75 = 7.75 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 1.35 * (3.7 + 2.3) + 1.5 * 1.75 = 10.72 \text{ KN/ml}$$

○ **Condition de flèche :**

CHAPITRES VI : VERIFICATION DES ELEMENTS

Il faut vérifier : $f_{calc} < f_{adm}$

Avec :

$$L = 2.7 \text{ m}$$

$$f_{calc} = \frac{5QL^2}{384.E.I_y} \quad ; \quad f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \cdot \frac{5QL^3}{384.E} \quad ; \quad I_y = 277.62 * 10^4 \text{ mm}^2$$

Soit un **IPE140** à ailes égale avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 541.2 \text{ cm}^2$$

$$W_{ply} = 88.34 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0.129 \text{ kn/m}$$

$$A_{vz} = 7.64 \text{ cm}^2$$

- **Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

$$Q_s = Q + G_{profilé} = 7.15 + 0.129$$

$$Q_s = 7.279 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = Q_u + 1.35G_{profilé} = 10.72 + 1.35 * 0.129$$

$$Q_u = 10.89 \text{ KN/ml}$$

$$L = 2.7 \text{ m}$$

- **La flèche :**

$$f_{calc} = \frac{5 * 7.279 * 2700^2}{384 * 2.1 * 10^5 * 541.2 * 10^4}$$

$$f_{calc} = 4.43 \text{ mm} \quad ; \quad f_{adm} = 9 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

- **La résistance :**

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{10.89 * 2.7^2}{8} = 9.85 \text{ KN.ml}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{77.3 * 10^3 * 235}{1.1} = 16.5 \text{ KN.ml} \dots\dots\dots$$

CV

- **Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{10.89 * 2.7}{2} = 14.7 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} * f_y}{1.1 * \sqrt{3}} = \frac{235 * 7.64 * 10^3}{1.1 * \sqrt{3}} = 942.3 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 14.7 \text{ KN} < 0.5V_{plrd} = 471.17 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

CHAPITRE VII : LES ASSEMBLAGES

VII. CHAPITRES VII : LES ASSEMBLAGES

VII.1 Introduction :

VII.1.1. Rôle de l'assemblage :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations. Souvent importantes, généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc....) entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires. 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...etc.). 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.1.2. Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés ;
 - Les assemblages boulonnés ;
 - Les assemblages rivetés ;
 - Les assemblages collés.
- a) Le boulonnage :

Le boulonnage consiste 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 sites. Pour notre cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
Fy (N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
Fu (N/mm ²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau.VII.1. Caractéristiques des boulons

b) **Le soudage :**

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler

c) **Fonctionnement par adhérence :**

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR

d) **Coefficients partiels de sécurité :**

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{mb} = 1,25$

- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{mb} = 1,50$

e) **Coefficient de frottement :**

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement 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.

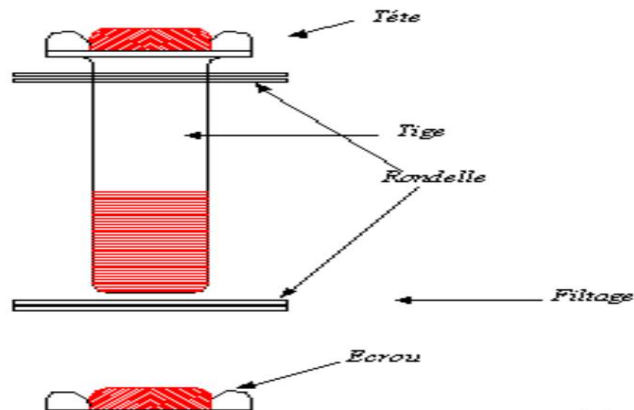


FIGURE.VII.1. Présentation d'un boulon

VII.2 Calcul des assemblages :

VII.2.1. Assemblage poteau – poutre principale :

L'assemblage par platine d'extrémité entre une poutre (IPE500) et un poteau (HEA450)

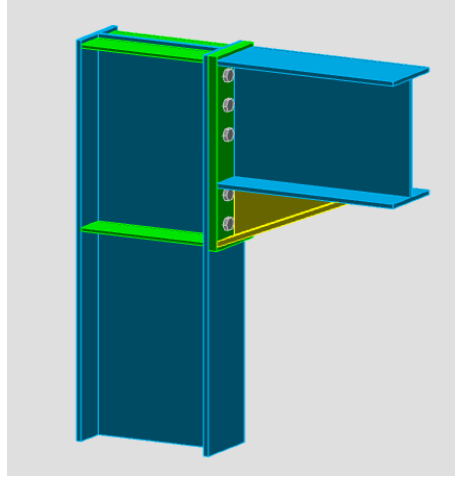


FIGURE.VII.2. Schéma d'assemblages poteau-poutre
3D

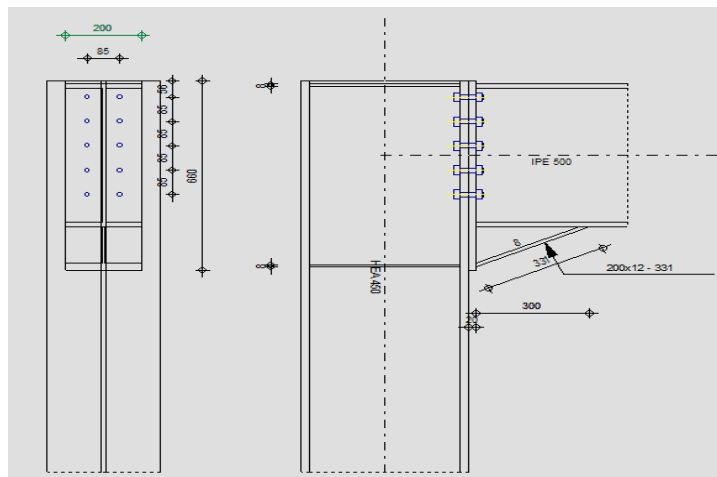


FIGURE.VII.3. Detaille d'Assemblage poteau poutre
principale par platine

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons HR de Classe 10.9, caractérisés par :

$$\text{Classe 10.9} \Rightarrow \begin{cases} f_u = 900 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 1000 \text{ MPa} \end{cases}$$

On calculera l'assemblage le plus sollicité :

$$\begin{cases} M = 135.01 \text{ KN.m} \\ V = 16.32 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \text{a ELU combo } 1.35G+1.5Q$$

On prend

$$\begin{cases} d5 = 42.5 \text{ mm} \\ d4 = 127.5 \text{ mm} \\ d3 = 212.5 \text{ mm} \\ d2 = 297.5 \text{ mm} \\ d1 = 382.5 \text{ mm} \end{cases}$$

➤ **Détermination des efforts dans les boulons :**

On considère que la platine est suffisamment épaisse de façon que la totalité des efforts appliquée se destitue entre les rangés de boulon tendus, par ailleurs l'effort de compression sera supposé concentré au centre de gravité de la semelle comprimée de la poutre.

$$N1 = \frac{M_R \cdot d1}{\sum_i d^2} = \frac{135.01 \times 382.5 \times 10^3}{42.5^2 + 127.5^2 + 212.5^2 + 297.5^2 + 382.5^2} = 173.27 \text{ KN}$$

$$N2 = \frac{N1 \times d2}{d1} = \frac{173.27 \times 297.5}{382.5} = 134.76 \text{ KN}$$

$$N3 = \frac{N1 \times d3}{d1} = \frac{173.27 \times 212.5}{382.5} = 96.26 \text{ KN}$$

$$N4 = \frac{N1 \times d4}{d1} = \frac{173.27 \times 127.5}{382.5} = 57.75 \text{ KN}$$

$$N5 = \frac{N1 \times d5}{d1} = \frac{173.27 \times 42.5}{382.5} = 19.25 \text{ KN}$$

➤ **Pré dimensionnement des boulons :**

$$N1 \leq n \cdot Fp$$

n : Nombre de boulon par rangée (n=2).

$$Fp = 0.7 \times As \times fub$$

$$As \geq \frac{N1}{n \cdot 0.7 \cdot fub} = \frac{194.19}{2 \times 0.7 \times 900} \cdot 10 = 1.5 \text{ cm}^2$$

On opte pour un boulon de type M16 => $As = 1.57 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$N_{trd} = n \times 0.7 \times As \times fub = 2 \times 0.7 \times 157 \times 900 = 197.82 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} M_R &= \frac{N_{trd} \times \sum_i d^2}{d1} \\ &= \frac{197.82(42.5^2 + 127.5^2 + 212.5^2 + 297.5^2 + 382.5^2)}{382.5} \times 10^{-3} \end{aligned}$$

$$M_R = 154.134 \text{ KN} > M_{sd} = 135.01 \text{ KN.ml} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon :**

$$V = 16.32 \text{ KN} \Rightarrow \text{Sur 10 boulons}$$

$$F_{vsd} = \frac{V}{10} = 1.632 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que $F_{vsd} \leq F_{s,rd}$

$$F_{s,rd} = K_s \cdot \mu \cdot m \cdot \frac{Fp - 0.8 \cdot \frac{N1}{2}}{\gamma_{ms}} \Rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.4}$$

$$F_p = 0.7 \cdot A_s \cdot f_{ub} = 0.7 \times 157 \times 900 = 98.91 \text{ KN}$$

$$F_{s,rd} = 1 \times 0.3 \times 1. \frac{98.91 - 0.8 \cdot \frac{173.27}{2}}{1.25} = 7.1 > F_{vsd} = 1.632 \text{ KN} \dots\dots \text{ CV}$$

VII.2.1.1. Assemblage platine –poutre :

Cette attache se fera au moyen de cordons de soudure.

Le dimensionnement des cordons se fait suivant l’hypothèse suivante :

On supposera que le moment est repris uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine, on supposera également que l’effort tranchant est repris uniquement par les cordons

reliant l’âme à la platine.

Cet assemblage est soumis au système de forces suivantes :

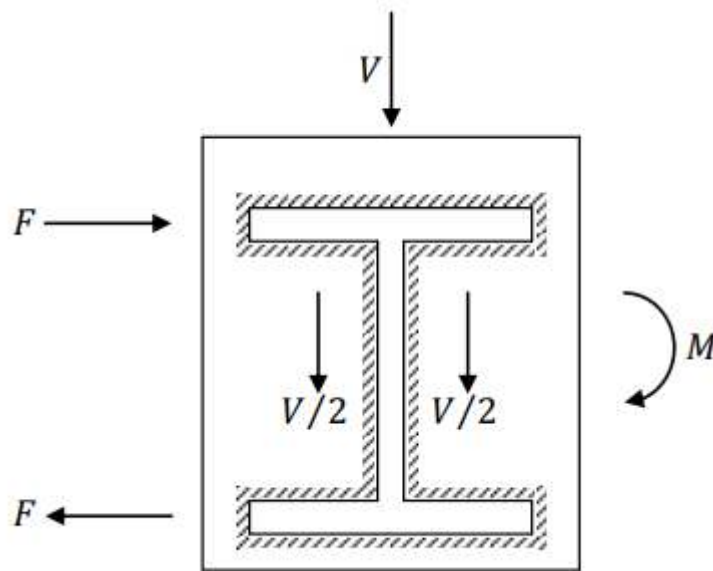


FIGURE.VII.4. Assemblage platine poutre

L’assemblage est soumis aux sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M = 151.31 \text{ KN.ml} \\ V = 16.32 \text{ KN} \end{cases}$$

On prend $e = 20 \text{ mm}$ épaisseur de la platine

➤ **Gorge reliant l’âme :**

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \cdot t_w \Rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \times 10.2 \Rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 5.1$$

➤ \Rightarrow Soit $a = 4 \text{ mm}$

Gorge reliant la semelle à la platine :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \cdot t_f \Rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \times 16 \Rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 8$$

\Rightarrow Soit $a = 8\text{mm}$

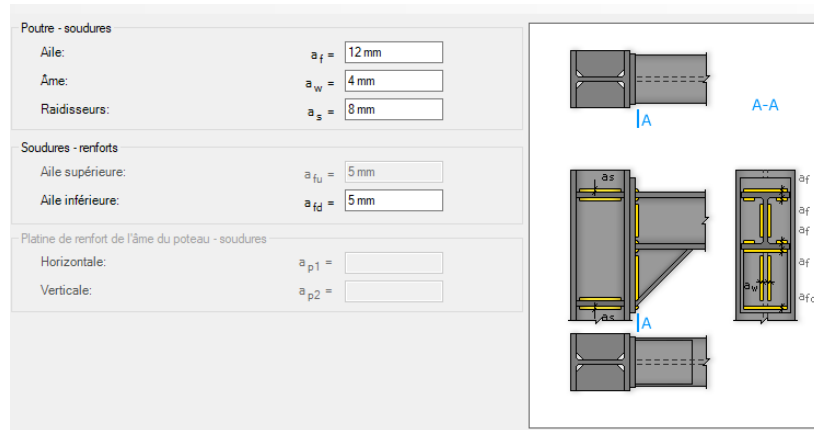


FIGURE.VII.5. Schéma de la soudure poutre platine

➤ **Distribution des efforts sur les différents cordons :**

• **Cordon âme - platine :**

Chaque cordon reprend $V/2$

$$\frac{V}{2} = \frac{16.32}{2} = 8.16 \text{ KN}$$

La longueur du cordon est : $L_w = h - 2 \times t_f = 500 - 2 \times 16 = 468 \text{ mm}$

• **Cordon semelle - platine :**

La longueur du cordon est :

$$L_f = 2b - t_w = 400 - 8.6 = 389.8 \text{ mm}$$

Chaque cordon reprend F

$$F = \frac{M}{h - t_f} = \frac{135.01}{500 - 10.2} = 275.64 \text{ KN}$$

➤ **Vérification :**

• **Cordon âme- platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{2} \leq F_w.r_d$$

Avec :

$F_w.r_d$ Résistance d'un cordon de soudure.

$$F_w.r_d = a.L_w \cdot \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{mw} \cdot \sqrt{3}} \Rightarrow \text{CCM97 art 6.6.5.3}$$

On a:

$$S235 \Rightarrow \begin{cases} F_u = 360 \text{ MPa} \\ \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$$

$$\frac{V}{2} = 65.42 \text{ KN}$$

$$F_w.r_d = 4 \times 468 \times \frac{360}{0.8 \times 1.25 \sqrt{3}} = 389.08 \text{ KN} > 8.16 \text{ KN} \Rightarrow \text{CV}$$

- **Cordon semelle – platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F \leq Fw.rd$$

$$Fw.rd = 8 \times 389.8 \times \frac{360}{0.8 \times 1.25 \sqrt{3}} = 648.14 \text{ KN} > 16.32 \text{ KN} \Rightarrow \text{CV}$$

VII.2.2. Assemblage solive – poutre principale :

Les solives sont articulées aux sommiers par des cornières d'attache

L'effort tranchant repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre.

$$V = 2.01 \text{ KN}$$

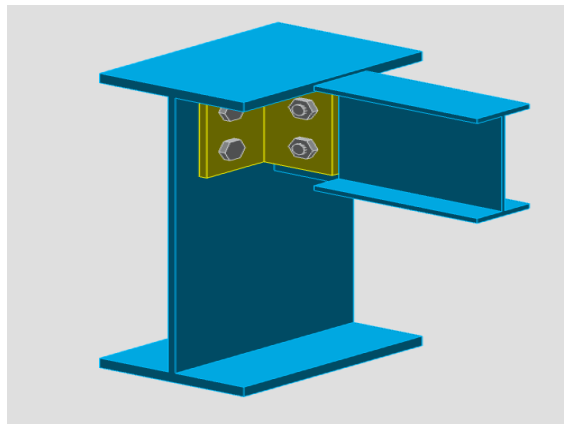


FIGURE.VII.6. Schéma d'assemblages solive-poutre principale 3D

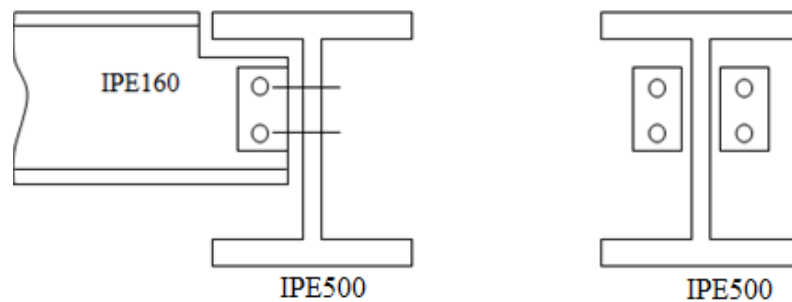


FIGURE.VII.7. Assemblages solive-poutre principale

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de type HR de Classe 4.8, caractérisés par

$$\text{Classe 4.8} \Rightarrow \begin{cases} fu = 380 \text{ MPa} \\ fub = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Dimensionnement des boulons :**

- **Coté solive :**

$$F_{srd} = \left(K_s \cdot n \cdot \frac{\mu}{\gamma_{ms}} \right) \cdot F_{p.cd} \quad \Rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.1.}$$

$$F_{p.cd} = 0.7 \cdot f_{ub}; A_s \quad \Rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.2.}$$

Avec :

F_{srd} : Résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint;

$F_{p.cd}$: Force de précontrainte dans le boulon (force de serrage) ;

n : Nombre d'interface de frottement;

μ : Coefficient de frottement;

K_s : Facteur de forme.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{nb} \leq F_{srd}$$

Avec :

nb : Nombre des boulons

$$A_s \geq \frac{V \cdot \gamma_{ms}}{K_s \cdot nb \cdot \mu \cdot 0.7 \cdot f_{ub}} = \frac{2.01 \times 1.25}{1 \times 2 \times 0.3 \times 0.7 \times 400} = 0.14 \text{ cm}^2$$

On adopte des boulons de type M10 $\Rightarrow A_s = 0.58 \text{ cm}^2$

- **Coté poutre principale :**

Soit des boulons de type M10 $\Rightarrow A_s = 0.58 \text{ cm}^2$

Le choix de cornière dépend de type du boulon, pour notre cas, on a des boulons M10, donc on prend une cornière L100 × 100 × 10

- **Disposition géométrique :**

$$3 \cdot d_0 \leq p_2 \leq 14 \cdot t \Rightarrow 3 \times 11 \leq p_2 \leq 14 \cdot 10 \Rightarrow 33 \leq p_2 \leq 140 \rightarrow \text{Soit } p_2 = 60 \text{ mm}$$

$$1.5 \cdot d_0 \leq e_2 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1.5 \times 11 \leq e_2 \leq 12 \cdot 10 \Rightarrow 16.5 \leq e_2 \leq 120 \rightarrow \text{Soit } e_2 = 65 \text{ mm}$$

$$1.2 \cdot d_0 \leq e_1 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1.2 \times 11 \leq e_1 \leq 12 \cdot 10 \Rightarrow 13.5 \leq e_1 \leq 120 \rightarrow \text{Soit } e_1 = 35 \text{ mm}$$

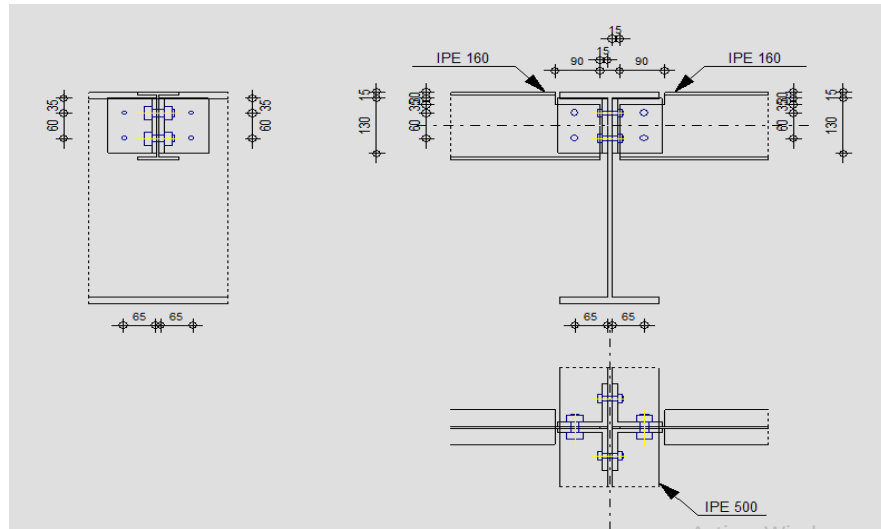


FIGURE.VII.8. Detaille d'Assemblage solive-poutre principale

➤ **Vérification des boulons au cisaillement :**

L'assemblage est réalisé avec des boulons de classe 4.8 alors, la résistance au cisaillement d'un boulon est donnée par :

$$F_{srd} = \left(K_s \cdot n \cdot \frac{\mu}{\gamma_{ms}} \right) \cdot F_{p.cd}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{nb} \leq F_{srd}$$

$$\frac{V}{nb} = \frac{2.01}{2} = 1.005 \text{ KN}$$

$$F_{srd} = \left(1 \times 2 \times \frac{0.3}{1.25} \right) \times 0.7 \times 400 \times 0.58 = 7.79 \text{ KN} > 1.005 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VII.2.3. Assemblage Console poteau :

VII.2.3.1. Assemblage poteau –platine :

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de type de Classe 10.9, caractérisés par :

$$\text{Classe 10.9} \Rightarrow \begin{cases} f_u = 900 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 1000 \text{ MPa} \end{cases}$$

On calculera l'assemblage le plus sollicité qui se trouve sur ROBOT avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M = 234.36 \text{ KN.ml} \\ V = 148.58 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \text{a ELU}$$

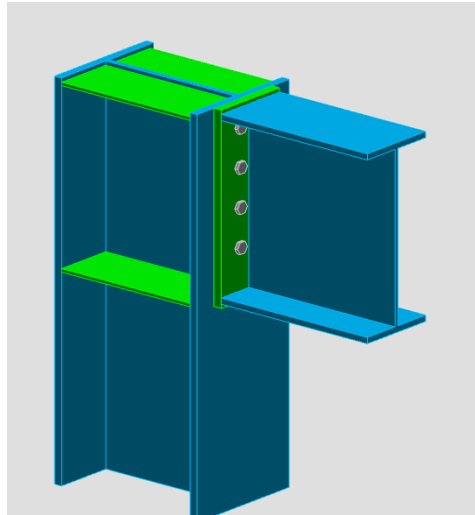


FIGURE.VII.9. Schéma d'assemblages poteau –consol
3D

On prend

$$\begin{cases} d4 = 52.5 \text{ mm} \\ d3 = 157.5 \text{ mm} \\ d2 = 262.5 \text{ mm} \\ d1 = 367.5 \text{ mm} \end{cases}$$

➤ **Détermination des efforts dans les boulons :**

On considère que la platine est suffisamment épaisse de façon que la totalité des efforts appliquée se destitue entre les rangés de boulon tendus, par ailleurs l'effort de compression sera supposé concentré au centre de gravité de la semelle comprimée de la poutre.

$$N1 = \frac{M_R \cdot d1}{\sum_i d^2} = \frac{234.36 \times 367.5 \times 10^3}{52.5^2 + 157.5^2 + 262.5^2 + 367.5^2} = 372 \text{ KN}$$

$$N2 = \frac{N1 \times d2}{d1} = \frac{372 \times 262.5}{367.5} = 265.71 \text{ KN}$$

$$N3 = \frac{N1 \times d3}{d1} = \frac{372 \times 157.5}{332.5} = 176.21 \text{ KN}$$

$$N4 = \frac{N1 \times d4}{d1} = \frac{372 \times 52.5}{367.5} = 53.14 \text{ KN}$$

➤ **Pré dimensionnement des boulons :**

$$N1 \leq n \cdot Fp$$

n : Nombre de boulon par rangée (n=2).

$$Fp = 0.7 \times As \times fub$$

$$As \geq \frac{N1}{n \cdot 0.7 \cdot fub} = \frac{372}{2 \times 0.7 \times 1000} \cdot 10 = 2.65 \text{ cm}^2$$

On opte pour un boulon de type M22 => $As = 3.3 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$N_{trd} = n \times 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 2 \times 0.7 \times 330 \times 1000 = 462 \text{ KN}$$

$$M_R = \frac{N_{trd} \times \sum_i d^2}{d_1} = \frac{462(52.5^2 + 157.5^2 + 262.5^2 + 367.5^2)}{367.5} \times 10^{-3}$$

$$M_R = 291.06 \text{ KN} > M = 234.36 \text{ KN.ml} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon :**

$$V = 148.58 \text{ KN} \Rightarrow \text{Sur 8 boulons}$$

$$F_{vsd} = \frac{V}{8} = 18.57 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que $F_{vsd} \leq F_{s,rd}$

$$F_{s,rd} = K_s \cdot \mu \cdot m \cdot \frac{F_p - 0.8 \cdot \frac{N_1}{2}}{y_{ms}} \Rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.4}$$

$$F_p = 0.7 \cdot A_s \cdot f_{ub} = 0.7 \times 330 \times 1000 = 231 \text{ KN}$$

$$F_{s,rd} = 1 \times 0,3 \times 1 \cdot \frac{231 - 0.8 \cdot \frac{372}{2}}{1.25} = 19.72 > F_{vsd} = 18.57 \text{ KN} \dots\dots \text{CV}$$

VII.2.3.2. Assemblage platine –poutre :

Cet assemblage est soumis au système de forces suivantes :

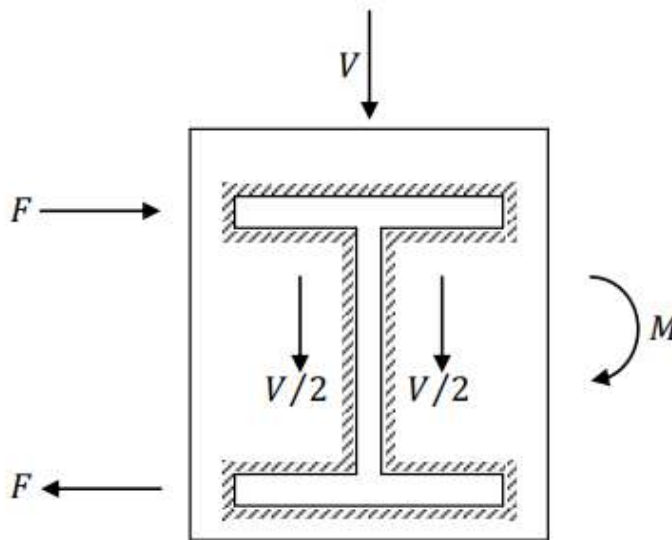


FIGURE.VII.10. Assemblage platine poutre

L'assemblage est soumis aux sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M = 234.36 \text{ KN.ml} \\ V = 148.54 \text{ KN} \end{cases}$$

On prend $e = 20 \text{ mm}$ épaisseur de la platine

➤ **Gorge reliant l'âme :**

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \cdot t_w \Rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \times 10.2 \Rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 5.1$$

$$\Rightarrow \text{Soit } a = 4\text{mm}$$

➤ **Gorge reliant la semelle à la platine :**

CHAPITRE VII : Les ASSEMBLAGES

$$3mm \leq a \leq 0.5.t_f \Rightarrow 3mm \leq a \leq 0.5 \times 16 \Rightarrow 3mm \leq a \leq 8 \Rightarrow \text{Soit } a = 8mm$$

➤ Distribution des efforts sur les différents cordons :

• Cordon âme - platine :

Chaque cordon reprend $V/2$

$$\frac{V}{2} = \frac{148.54}{2} = 74.27 \text{ KN}$$

La longueur du cordon est : $L_w = h - 2 \times t_f = 500 - 2 \times 16 = 468 \text{ mm}$

• Cordon semelle - platine :

La longueur du cordon est :

$$L_f = 2b - t_w = 400 - 10.2 = 389.8 \text{ mm}$$

Chaque cordon reprend F

$$F = \frac{M}{h - t_f} = \frac{234.36}{500 - 16} = 482.21 \text{ KN}$$

➤ Vérification :

• Cordon âme - platine :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{2} \leq F_w.rd$$

Avec :

$F_w.rd$ Résistance d'un cordon de soudure.

$$F_w.rd = a.L_w \cdot \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{mw} \cdot \sqrt{3}} \Rightarrow \text{CCM97 art 6.6.5.3}$$

On a:

$$S235 \Rightarrow \begin{cases} F_u = 360 \text{ MPa} \\ \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$$

$$\frac{V}{2} = 74.29 \text{ KN}$$

$$F_w.rd = 4 \times 468 \times \frac{360}{0.8 \times 1.25 \sqrt{3}} = 389.08 \text{ KN} > 74.29 \text{ KN} \Rightarrow \text{CV}$$

• Cordon semelle - platine :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F \leq F_w.rd$$

$$F_w.rd = 8 \times 389.8 \times \frac{360}{0.8 \times 1.25 \sqrt{3}} = 648.14 \text{ KN} > 482.21 \text{ KN} \Rightarrow \text{CV}$$

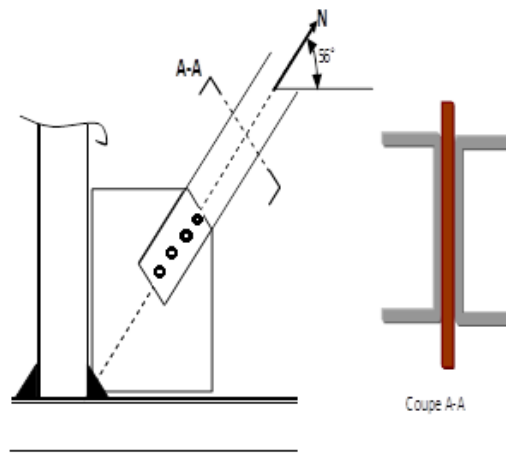
VII.3 Assemblages des contreventements :

CHAPITRE VII : Les ASSEMBLAGES

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction N_t , $S_d = 726.48 \text{ kN}$

VII.3.1. Assemblage en X avec poteau :

- ✓ Configuration 2 Cornière sur gousset soudé à la semelle du poteau
Poteau => HEA 450
- ✓ Barre de contreventement => 2UPN240
- ✓ Plat de gousset => $800 \times 800 \times 15$
- ✓ Boulons => M20, Classe 8.8
- ✓ Soudures Gousset sur la semelle du poteau
- Direction de l'effort (1)
- ✓ Nombre de rangées de boulons $n = 4$
- ✓ Pince longitudinale $e = 50 \text{ mm}$
- ✓ Distance entre rangées de boulons $p = 80 \text{ mm}$
- ✓ Direction perpendiculaire à l'effort (2)
- ✓ Nombre de files de boulons $n = 1$
- ✓ Pince transversale $e = 100 \text{ mm}$



a) La soudure :

Nous pouvons proposer $a = 4 \text{ mm}$

$$N_{rdw} = 2 \cdot f \cdot w_{rd} \cdot L > N_{Ed}$$

$$F_{wrd} = F_{vwd} \cdot a = \frac{F_u}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}} \cdot a = \frac{360}{\sqrt{3} \cdot 0,85 \cdot 1,25} \cdot 4 = 782.47 \text{ N}$$

$$N_{rdw} = 2 \times 782.47 \times 800 \times 10^{-3} = 1251.95 \text{ KN}$$

$$N_{Ed} = F_a \cdot \sin 45 = 408.447$$

$$N_{Ed} = 408.447 \text{ KN} < N_{rdw} = 1251.95 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{ CV}$$

b) Boulon en cisaillement :

Condition à vérifier :

$$F_{vrd} \geq F_{vsd}$$

Avec
$$\begin{cases} Fvrd = \frac{Fub.As.06.m.n}{\gamma mb} \\ Fvsd = \frac{Nsd}{4} \end{cases}$$

m=1 : Nombre de sections de cisaillement ;

n=4 : nombre de boulons cisailés.

$$Fvrd = \frac{800 \times 0,6 \times 1 \times 4 \times 245}{1,25 \times 10^3} = 376,32 \text{ KN}$$

$$Fvsd = \frac{726,48}{4} = 181,62 \text{ KN} < Fvrd = 376,32 \text{ KN} \dots\dots\dots CV$$

VII.3.2. Assemblage en X Eau milieu:

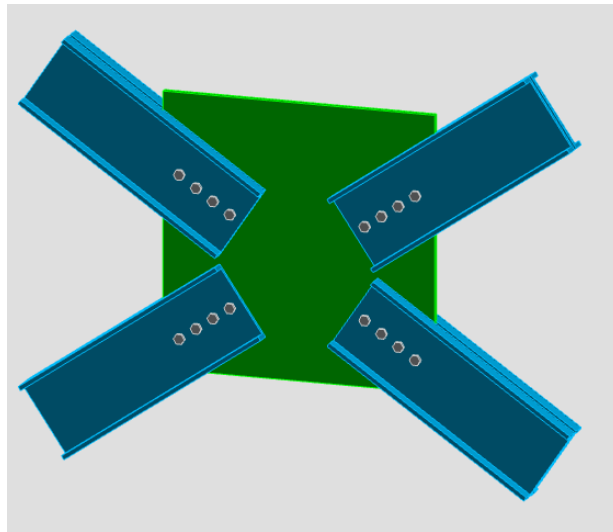


FIGURE.VII.11. Schéma d'assemblages CV en X

a) Boulon en cisaillement :

Condition à vérifier :

$$Fvrd \geq Fvsd$$

Avec
$$\begin{cases} Fvrd = \frac{Fub.As.06.m.n}{\gamma mb} \\ Fvsd = \frac{Nsd}{4} \end{cases}$$

m=1 : Nombre de sections de cisaillement ;

n=4 : nombre de boulons cisailés.

$$Fvrd = \frac{800 \times 0,6 \times 1 \times 4 \times 245}{1,25 \times 10^3} = 376,32 \text{ KN}$$

$$Fvsd = \frac{726,48}{4} = 181,62 \text{ KN} < Fvrd = 376,32 \text{ KN} \dots\dots\dots CV$$

b) Vérification la pression diamétrale :

Condition à vérifier :

$$Fbrd \geq Fvsd$$

$$Fbrd = \frac{Fub * 2,5 * d * t * \alpha}{\gamma mb}$$

CHAPITRE VII : Les ASSEMBLAGES

Avec $\alpha = \min\left(\frac{e1}{3d0} ; \frac{p1}{3d0} - \frac{1}{4} ; \frac{Fub}{fu} ; 1\right) \Rightarrow a = \min\left(\frac{50}{3 \times 22} ; \frac{80}{3 \times 22} - \frac{1}{4} ; \frac{800}{360} ; 1\right)$

$\Rightarrow a = 0.75$

$Fbrd = \frac{800 \times 2.5 \times 20 \times 15 \times 0.75}{1.25 \times 10^3} = 360 \text{ KN} > Fvsd = 139.135 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$

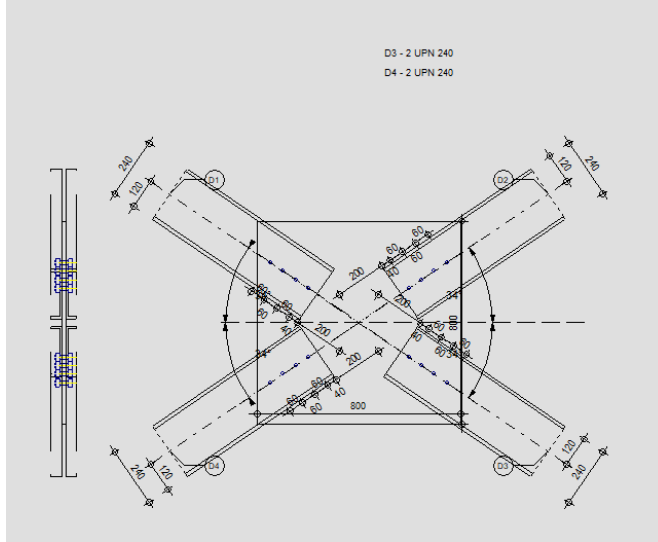


FIGURE.VII.12. Assemblage détailler contreventement en x

VII.3.3. Assemblage en V avec poutre :

- ✓ Configuration 2 UPN280 sur gousset soudé à la semelle du poteau
- Poteau =>HEA 450
- ✓ Barre de contreventement =>2UPN280
- ✓ Plat de gousset =>800 × 800 × 15
- ✓ Boulons =>M20, Classe 8.8
- ✓ Soudures Gousset sur la semelle du poteau
- Direction de l'effort (1)
- ✓ Nombre de rangées de boulons n= 4
- ✓ Pince longitudinale e= 50 mm
- ✓ Distance entre rangées de boulons p= 80 mm
- ✓ Direction perpendiculaire à l'effort (2)
- ✓ Nombre de files de boulons n= 1
- ✓ Pince transversale e= 100 mm

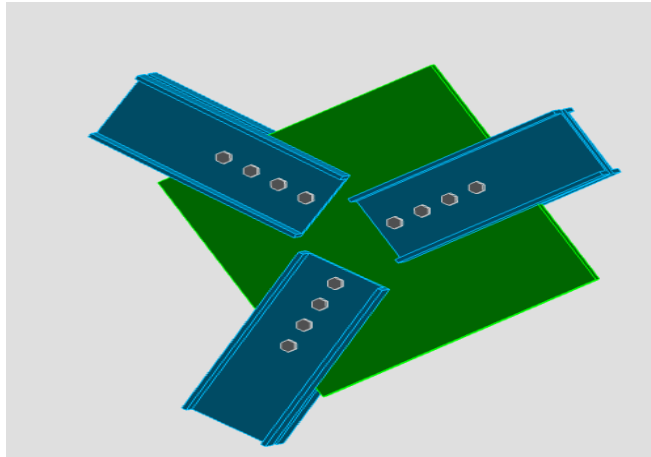


FIGURE.VII.13. Schéma d'assemblages CV en V

a) La soudure :

Nous pouvons proposer $a = 4 \text{ mm}$

$$N_{ed} = 958.98 \text{ KN}$$

$$N_{rdw} = 2 \cdot f \cdot w_{rd} \cdot L > N_{ed}$$

$$F_{wrd} = F_{vwrd} \cdot a = \frac{F_u}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}} \cdot a = \frac{360}{\sqrt{3} \times 0.85 \times 1.25} \times 4 = 782.47 \text{ N}$$

$$F_{Ed} = N_{ed} \cdot \sin 45 = 864.02 \text{ kn}$$

$$N_{rdw} = 2 \times 782.47 \times 800 = 1251,95 \text{ KN} > N_{Ed} = 958.98 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) Boulon en cisaillement :

Condition à vérifier :

$$F_{vrd} \geq \frac{N_{sd}}{4}$$

Avec
$$\begin{cases} F_{vrd} = \frac{F_{ub} \cdot A_s \cdot 0.6 \cdot m \cdot n}{\gamma_{mb}} \\ F_{vsd} = \frac{N_{sd}}{4} \end{cases}$$

$m=1$: Nombre de sections de cisaillement ;

$n=4$: nombre de boulons cisailés.

$$F_{vrd} = \frac{800 \times 245 \times 0.6 \times 4}{1.25} = 376.32 \text{ KN} > F_{vsd} = 239.745 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

c) Vérification la pression diamétrale :

Condition à vérifier :

$$F_{brd} \geq F_{vsd}$$

$$F_{brd} = F_{ub} \cdot 2.5 \cdot d \cdot t \cdot \alpha$$

Avec
$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min \left(\frac{50}{3 \times 22}; \frac{80}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0.75$$

$$F_{brd} = 800 \cdot 2.5 \cdot 20 \cdot 15 \cdot 0.75 = 450 \text{ KN} > F_{vsd} = 239.745 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

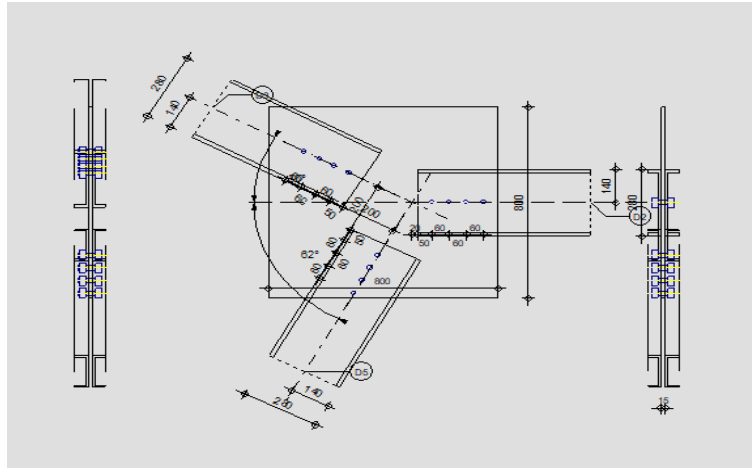


FIGURE.VII.14. Assemblage détailler contreventement en v

VII.4 Calcul des pieds de poteau :

VII.4.1. Introduction :

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui, dans notre cas les poteaux sont encastrent à leur base.

Les tiges d'ancrages ont pour but de résister aux effets des charges de calcul, elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexions.

VII.4.2. Dimensionnement de la platine :

La platine sera dimensionnée avec l'effort de compression maximal ($N = 2618.62 \text{ KN}$) Et le moment ($M = 94.23 \text{ kN.m}$):

$$f_j = \beta_j \times a \times f_{cd}$$

β_j : coefficient relative à la liaison pris égal à $\frac{2}{3}$

a : le facteur de concentration pris égal à 1.5

f_{cd} : la résistance du béton à la compression égal à $= 16.67 \text{ MPa}$

➤ L'effort de compression maximale à prendre en compte :

La plaque d'assise doit être dimensionnée de tels sorts à résister aux éventuels Efforts de traction et de compression.

L'effort le plus défavorable à prendre en compte dans le dimensionnement et

L'effort de compression $N_{c, sd} = 2618.62 \text{ KN}$.

➤ Estimation de l'aire de la plaque d'assise :

Une première estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est obtenue en retenant la plus élevée des deux valeurs suivantes

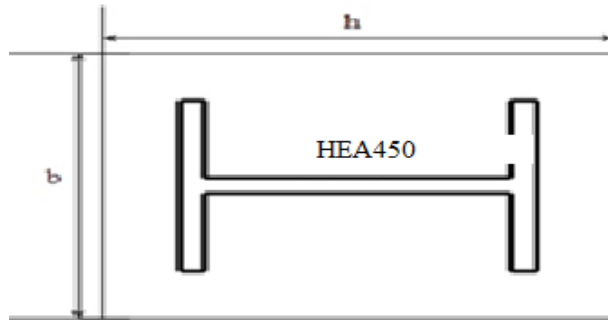


FIGURE.VII.15. Dimensionnement de la platine

$$A_{C0} = \max \left[\left(\frac{1}{b * h} \right) * \left(\frac{Nj\text{sd}}{fj} \right)^2 ; \frac{Nj\text{sd}}{fj} \right]$$

$$\Rightarrow A_{C0} = \max \left[\left(\frac{1}{600 * 880} \right) * \left(\frac{2618.62}{16.67} \right)^2 ; \frac{2618.62}{16.67} \right] \Rightarrow A_{C0}$$

$$= 157085 \text{ mm}^2$$

➤ **Choix du type de la plaque d'assise :**

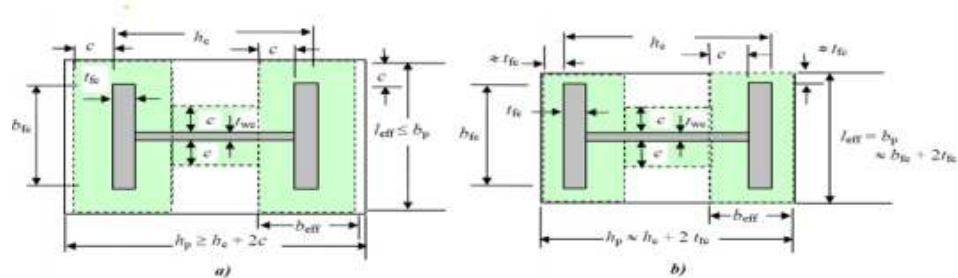
$A_{C0} \geq 0.95 h \times b$ Adopter une plaque d'assise à projection étendue.

$A_{C0} < 0.95 h \times b$ Adopter une plaque d'assise à projection courte.

b : Largeur de la plaque d'assise

h : Longueur de la plaque d'assise

$A_{C0} < 0.95 \times 600 \times 880 = 501600 \text{ mm}^2 \rightarrow$ plaque d'assise à projection courte.



c) Plaque d'assise à projection étendue (a) et à projection courte (b)

➤ **Détermination de la largeur d'appui additionnelle :**

La valeur de la largeur d'appui additionnelle c est obtenue en satisfaisant la résistance de calcul pertinente d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré comme suit :

$$C = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Les constantes A, B et C, sont déterminées en fonction de type de la plaque d'assise
 plaque d'assise à projection courte

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 2 \\ B = -b + tw - h \\ C = \frac{Njsd}{2fj} - (2btf + 4tf^2 + 0.5htw - tftw) \end{array} \right.$$

$$B = -1468.5$$

$$C = 46760.39$$

$$C = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} = 51.67 \text{ mm} \leq \frac{(h - 2tf)}{2} = 379 \text{ mm}$$

Les dimensions de la plaque d'assise a projection courte ce calculent comme suite :

$$Bp \geq b + 2tf = 840 \text{ mm}$$

$$hp \geq h + 2tf = 650 \text{ mm}$$

Ce qui donnée :

$$Ac0 = 546000 \text{ mm}^2 > 501600$$

➤ **Détermination de l'épaisseur de la platine :**

L'épaisseur de la plaque devra satisfaire aux conditions suivantes :

$$tp \geq tp. \text{min} = c \sqrt{\frac{3 \times fj \times \gamma m0}{fy}} = 51.67 \sqrt{3 * 16.67 * \frac{1.5}{235}} = 29.19 \text{ mm}$$

Adopter une épaisseur de la plaque d'assise de : $tp = 30 \text{ mm}$

➤ **Disposition constructive**

L'assemblage est réalisé avec quatre files de 2 tiges d'encrage Ø20 classe 8.8

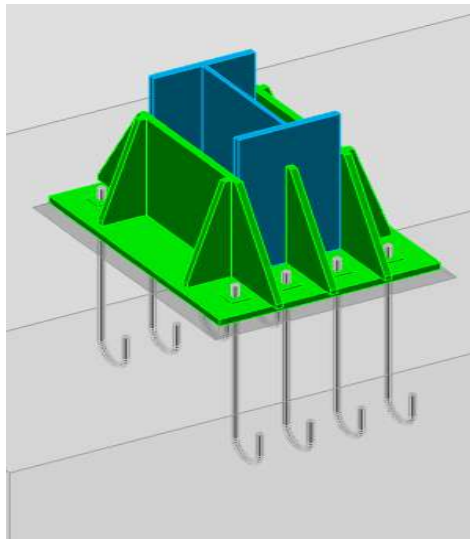


FIGURE.VII.16. disposition constructive de Pied de poteau

Entraxes (p1, p2) :

$2,2 d_0 \leq e_{v1} \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 150 \text{ mm}$.

$p_2 = 660 \text{ mm}$.

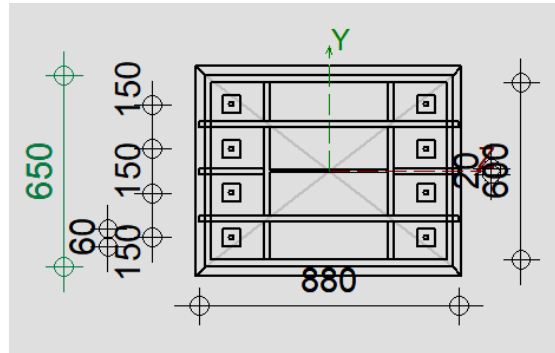


FIGURE.VII.17. disposition constructive

➤ **Calcul de la largeur d'appuis additionnelle :**

$$C = t \left(\frac{f_y}{3 \cdot f_j \cdot \gamma_{m0}} \right) = 93.98 \leq \frac{(h - 2tf)}{2} = 379 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des aires en comparaison pour les tronçons des deux semelles.

➤ **Calcul de la section efficace :**

La plaque d'assise et de projection courte

$$A_{eff} = 2(\beta c + tf + C)Bp + Ap - (2(\beta c + tf + C))(2c + tw)$$

$$A_{eff} = 267236.9 \text{ mm}$$

➤ **Calcul à l'effort axial :**

$$N_{sd} < N_{rd}$$

Avec $N_{rd} = A_{eff} \times F_{jd} = 267236.9 \times 16,67 = 4454.83 \text{ KN}$

$N_{sd} = 2618.62 < 4454.83 \text{ KN}$ condition vérifiée

➤ **Calcul de la plaque d'assise au moment fléchissant :**

• **Calcul du moment résistant M_{rd} :**

$$M_{rd} = t^2 * \frac{f_y}{8\gamma_{m0}} = 26.43 \text{ KN}$$

• **Calcul du moment fléchissant**

$$M_{sd} = \frac{c^2 * N_{sd}}{A_{eff}} = 4.32 \text{ KN.ml} < 26.43 \text{ KN.ml} \dots\dots \text{ CV}$$

➤ **Résistances des tiges d'ancrage au cisaillement :**

$$F_{vrd} = F_{trd} + n_b * F_{vbrd} \Rightarrow \text{EC3-(1-8)-6.2.2(7)}$$

Avec $F_{trd} = 0.2N_{sd} \Rightarrow$ Résistance de calcul par frottement

$$F_{vbrd} = \frac{a_{cb} * f_{ub} * A_s}{\gamma_{m2}} = \frac{0.37 \times 400 \times 245}{1.25} = 29.008 \text{ kn}$$

$$F_{vrd} = 755.788 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 361.76 \text{ KN} < F_{vrd} = 755.788 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

VII.4.3. Résistance des tiges d'ancrage :

La résistance de calcul des boulons d'ancrage $F_{t,Rd}$ Anchor égale à la plus petite des valeurs de la résistance de calcul à la traction du boulon d'ancrage $F_{t,Rd}$ et de la résistance de calcul de l'adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage F_{tbrd}

$$F_{t,Rd} \text{ Anchor} = \min (F_{trd}; F_{tbrd})$$

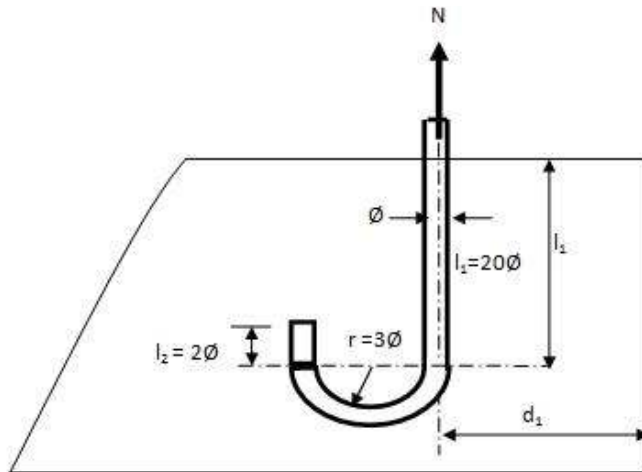


FIGURE.VII.18. Tige d'ancrage

$$F_{tbrd} = \pi \cdot d \cdot l_b \cdot 0.35 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{1.5a} * \frac{132 - d}{100}$$

d : Diamètre de la tige 960 mm

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

a : Facteur tenant compte de la forme de la tige : crochet => $a = 0.7$

$$F_{tbrd} = 3.14 \times 20 \times 960 \times \frac{0.35\sqrt{25}}{1.5 * 0.7} * \frac{132 - 20}{100} = 110.5 \text{ KN}$$

$$F_{trd} = \frac{0.9 * A_s * f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 70.56 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} \text{ Anchor} = F_{tbrd} = 70.56 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de la soudure :**

- **Soudure de la platine :**

a) Cordon de soudure :

Épaisseur de la platine : ép = 30 mm → ap=8mm

b) Distribution des efforts sur les différents cordons :

- **cordon âme platine :**

Chaque cordon reprend $V/2 = 361.76/2 = 180.88 \text{ KN}$

- **Vérification de la soudure de la semelle à la traction :**

$$N_{sd} \leq F_{wrd}$$

$$F_{wrd} = \frac{a \sum l * f_u}{\sqrt{2} * \beta_w * \gamma_{mw}} = \frac{8 * 1068 * 360}{\sqrt{2} * 0.8 * 1.25}$$

$$F_{wrd} = 2174.94 \text{ kn} < N_{sd} = 2618.62 \text{ KN}$$

Donc on choisit a=10 mm

$$F_{wrd} = 2718.67 \text{ kn} > N_{sd} = 2618.62 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement :**

$$N_{sd} \leq F_{wrd}$$

$$F_{wrd} = \frac{a \sum l * f_u}{\sqrt{2} * \beta_w * \gamma_{mw}} = \frac{8 * 688 * 360}{\sqrt{2} * 0.8 * 1.25}$$

$$F_{wrd} = 1401.08 \text{ kn} < V_{sd} = 361.76 \text{ KN} \dots\dots \text{CV}$$

- **Vérification de la bêche**

L'utilisation de la bêche est nécessaire si la condition suivante est vérifiée.

$$0.3N < V$$

Avec :

V : l'effort tranchant max (v=94.23 KN)

N : effort de compression max (N=2618.63 KN)

$0,3 \times N = 785.586 \text{ kN} > V$ la bêche est inutile

CHAPITRE VIII :

ETUDE DES FONDATIONS

VIII. CHAPITRES VIII : Étude des fondations

VIII.1. Introduction :

VIII. Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de la base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres éléments (cas des semelles sur pieux).

Le choix du type de fondation dépend du :

- ◆ Type d'ouvrage construire.
- ◆ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ◆ La capacité portante du terrain de fondation.
- ◆ La charge totale transmise au sol.
- ◆ L'aspect économique.
- ◆ La facilité de réalisation.

VIII.1. Choix du type de fondations :

Le choix des fondations se fait dans l'ordre suivant :

1. Semelles isolées.
2. Semelles filantes.
3. Radier général.
4. Fondation profonde (Pieux).

VIII.1.1. Combinaisons des charges :

Les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

- Selon le BAEL91 :
 - $1,35G + 1,5Q$ (Ferrailage des semelles).
 - $G + Q$ (dimensionnement et Vérifications).
- Selon le RPA99 version 2003 : Article (10.1.4.1)
 - $G + Q \pm E$
 - $0,8G \pm E$

VIII.1.1.1. Réactions à la base de la structure

CHAPITRE VII : ETUDE DES FONDATION

Les efforts globaux obtenus par le logiciel robot à la base de l'ouvrage sont donnés dans le tableau suivant :

Combinaisons	Effort normal N [KN]	Moment M_x [KN.m]	Moment M [KN.m]
1,35G+1,5Q	28218,38	165494,38	330155
G + Q	20572,39	120672,66	240696,99
0,8G ± E	20572,23	120666,43	289102,21
G + Q ± E	20507,84	59498,77	241452,49

Tableau.VIII.1. Réaction à la base de la structure.

VIII.1.1.2. Données de l'étude :

La contrainte admissible du sol d'assise fournie par les études géotechniques est égale à 2 bars à 3m de profondeur.

VIII.1.1.3. Profondeur d'ancrage des fondations : (Formule Empirique)

La profondeur d'ancrage d'une construction est donnée par la formule suivante :

$$D \geq \frac{ht}{10} \Rightarrow D \geq \frac{23.8}{10} = 2.8 \text{ m}$$

On opte $D = 3 \text{ m}$

Avec :

h_t : hauteur totale de l'ouvrage.

D : profondeur d'ancrage de fondations.

VIII.2.Semelles isolées :

On doit vérifier la condition suivante dans le cas du poteau le plus sollicité des deux structures afin d'assurer la validité de la semelle isolée : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_s$

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$$N_{ser} = 1865.49 \text{ kN}$$

$$S_{semelle} \geq \frac{1865.498}{200} \Rightarrow S = 9.327 \text{ m}^2$$

$$A = B = \sqrt{S_{semelle}} = 3.054 \text{ m}$$

$$A = 3.1 \text{ m}$$

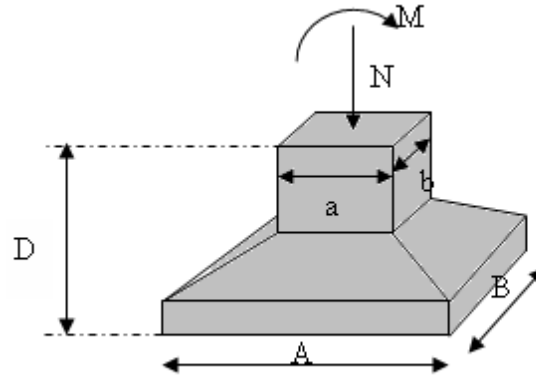


FIGURE.VIII.1. Schéma des Semelles isolées sous poteau.

La vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 1.5 \times A$

Avec : L_{min} longueur entre axe minimum entre deux poteaux

$$L_{min} = 2.8 \text{ m} \geq 1.5 \times A = 4.65 \text{ m} \Rightarrow L_{min} = 2.8 \text{ m} < 4.65 \text{ m}$$

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on passe alors au choix des semelles filantes.

VIII.3.Semelles filantes :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$$

On doit vérifier que:

Avec

$$N = \sum N_i \text{ (De chaque file de poteaux).}$$

$$S = B \times L$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$$

CHAPITRE VII : ETUDE DES FONDATION

FILE	effort N	L(m)	B(m)	B(choisit)	S (m ²)
1	2569,72	11,7	1,098	1,1	12,87
2	3542,36	11,7	1,513	1,55	18,13
3	4265,07	11,7	1,822	1,85	21,64
4	3716,44	11,7	1,588	1,6	18,72
5	3710,86	11,7	1,585	1,6	18,72
6	4264,57	11,7	1,822	1,85	21,64
7	3542,72	11,7	1,513	1,55	18,13
8	2569,38	11,7	1,098	1,1	12,87

Tableau.VIII.2. Sections des Semelles Filantes

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes du type continue, pour cela nous allons procéder à une petite vérification telle que : La surface des semelles doit être

inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment. $\frac{S_s}{S_b} < 50\%$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{141.54}{287.46} = 0.49 \rightarrow 49\% < 50\%$$

La surface totale de la semelle ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise de la structure donc on va opter pour des semelles filantes continues comme type de fondation. Le calcul se fait pour le file de poteaux le plus sollicité (**file 3**) dont la profondeur d'ancrage des fondations est prise égale à 50cm.

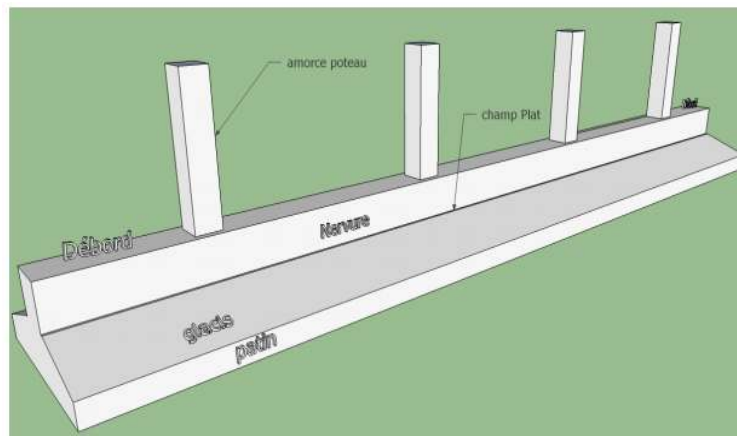


FIGURE.VIII.2. Semelle Filante

VIII.3.1. Dimensionnement des semelles et nervures

Calcul h_{sf} :

$$h_{sf} \geq \frac{b_{sf} - b_{pot}}{4} = \frac{1.85 - 0.3}{4} + 0.05 = 0.437 \text{ m} \Rightarrow h_{sf} = 0.6 \text{ m}$$

Dimensionnement des nervures

❖ **Largeur des nervures**

Condition de coffrage : $b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{6.7}{10} = 0.67 \text{ m}$

On opte pour : $b_N = 70 \text{ cm}$

❖ **Hauteur des nervures**

1. Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par le critère de résistance : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

On a : $L_{max} = 6.7 \text{ m} \Rightarrow 44.67 \text{ cm} \leq h \leq 67 \text{ cm} \Rightarrow h_1 = 55 \text{ cm}$

2. Condition de la raideur du sol

Pour étudier la raideur d'une nervure, on utilise la théorie de la poutre sur sol élastique définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$

Avec : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

$E = 20000 \text{ MPa}$; $b_{SF} = 1.85 \text{ m}$; $a = 30 \text{ cm}$

Avec :

$K: (0.50 \text{ kg/m}^3 \leq K \leq 12.00 \text{ kg/cm}^3)$: Coefficient de raideur du sol

- $k = 5 \text{ MPa/m}$: Pour un très mauvais sol.
- $k = 40 \text{ Mpa/m}$: Pour un sol de densité moyenne.
- $k = 120 \text{ Mpa/m}$: Pour un très bon sol.

Notre cas : $k = 40 \text{ Mpa/m}$

AN : $h_N \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 1.85}{\pi^4 \times 20000 \times 0.7}} (6.7^4 - 0.3^4) = 1.737 \text{ m} \Rightarrow h_2 = 1.8 \text{ cm}$

$h = \text{Max}(h_1 ; h_2)$ On opte pour : $h_N = 180 \text{ cm}$

Vérification de la portance du sol avec le poids exact des semelles et des nervures

Il faut que:

$\sigma_{ser} = \frac{N_{tot}}{S_{Semelle}} \leq \sigma_S$

$\sigma_{ser} = \frac{4791.57}{11.7 \times 1.85} = 2.21 \text{ bars} > \sigma_S$

➤ La condition est non vérifiée , donc on va augmenter les dimensions des semelles filantes.

$b_{SF} = 2.1 \text{ m}$, $h_{sf} = 0.6 \text{ m}$, $h_N = 180 \text{ cm}$

Avec:

$\sigma_{ser} = \frac{4879.32}{11.7 \times 2.1} = 1.985 \text{ bars} < \sigma_S = 2 \text{ bars} \dots\dots\dots \text{C.V}$

Ferraillage des semelles filantes

On utilise la méthode de bielles pour 1 ml:

CHAPITRE VII : ETUDE DES FONDATION

$$q = Pelu = \frac{N_{ELU}}{L_{sf}} = \frac{5882.4}{11.7} = 502.769 \text{ KN/ml}$$

$$A_s = \frac{Pelu \times (bsf - b)}{8 \times d \times \sigma_s} \quad \text{Avec : } d = 0.9h = 0.54 \text{ m ; } \sigma_s = \frac{FeE400}{1.15}$$

$$A_s = \frac{502.769 \times (2.1 - 0.7)}{8 \times 0.45 \times 347.82}$$

$$\Rightarrow A_s = 4.682 \text{ cm}^2$$

Choix final: **5T12** $\Rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition : $Ar \geq \frac{A_s}{4} \times bsf \Rightarrow Ar \geq \frac{5.65}{4} \times 2.1 = 2.966 \text{ cm}^2$

Choix final: **5T10** $\Rightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2$

VIII.3.2. Ferrailage max en travée et sur appuis de la nervure a l'ELU

$$q = Pelu = 502.769 \text{ KN/ml}$$

VIII.3.2.1. Ferrailage longitudinale :

$$M_0 = \frac{q_{ELU} \times l^2}{8} = \frac{502.769 \times 6.7^2}{8} = 2821.162 \text{ KN.m}$$

$$\text{sur appuis : } M_a = 0.5M_0 \Rightarrow M_a = 1410.581 \text{ kn.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85M_0 \Rightarrow M_t = 2397.987 \text{ kn.m}$$

a) En travée :

$$f_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2397.987 \times 10^6}{700 \times 1620^2 \times 14.17} = 0.092 < \mu_l = 0.391$$

\Rightarrow armature tendues seulement.

- Calcul α :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.120$$

- Calcul Z :

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 154.224 \text{ cm}$$

- Calcul A_s :

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} \Rightarrow A_s = 44.680 \text{ cm}^2$$

Choix final: **4T25 + 8T20** $\Rightarrow A_s = 44.77 \text{ cm}^2$

b) Sur appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1410.581 \times 10^6}{700 \times 1620^2 \times 14.17} = 0.054 < \mu_l = 0.391$$

\Rightarrow armature tendu seulement.

CHAPITRE VII : ETUDE DES FONDATION

- **Calcul α :**

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.069$$

- **Calcul Z :**

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 157.528 \text{ mm}$$

- **Calcul A_s :**

$$A_s = \frac{Ma}{Z \times \sigma_s} \Rightarrow A_s = 25.731 \text{ cm}^2$$

Choix final: **4T25 + 2T20** $\Rightarrow A_s = 25.92 \text{ cm}^2$

- **Vérification de pourcentage :**

$$\frac{(A_{sappuis} + A_{stravée})}{(bn \times hn)} = \frac{(25.92 + 44.77)}{(70 \times 180)} = 56 \% \dots\dots\dots C.V$$

Armatures transversales

Le calcul se fait selon **RPA99** et **BAEL**, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

T_u (kN)	τ_u (MPa)	S_t (cm) BAEL	ϕ_l (mm)	S_t (cm) RPA		S_t^{adp} (cm)		A_{tmin} (cm ²)	Choix
				ZC	ZN	ZC	ZN		
1684.276	1.481	40	25	25	10	25	14	4.13	4T12 = 4.52 cm ²

Justification des armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \text{Min} \{ \tau_u ; 0.40 \text{ MPa} \}$$

Zone courante 1.033 MPa > 0.40 MPa Vérifiée.

Zone nodale 1.844 MPa > 0.40 MPa Vérifiée.

❖ **Armatures de peau**

Pour les bâtiments cas générale on a **3 cm²/m** pour les armatures de peau.

$$A_p = (3 \text{ cm}^2/\text{m}) \times 1.10 = 3.3 \text{ cm}^2 \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

Par parois on prend : 3T12 = 3.39 cm²

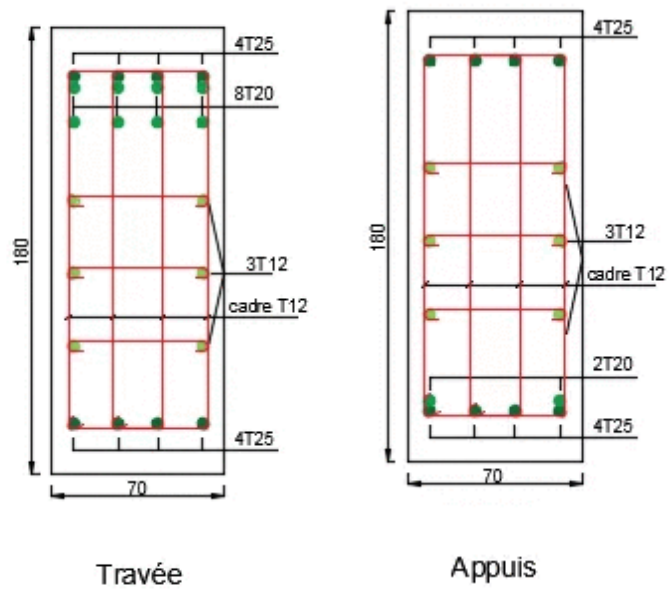


FIGURE.VIII.3. Ferrailage de nervurée

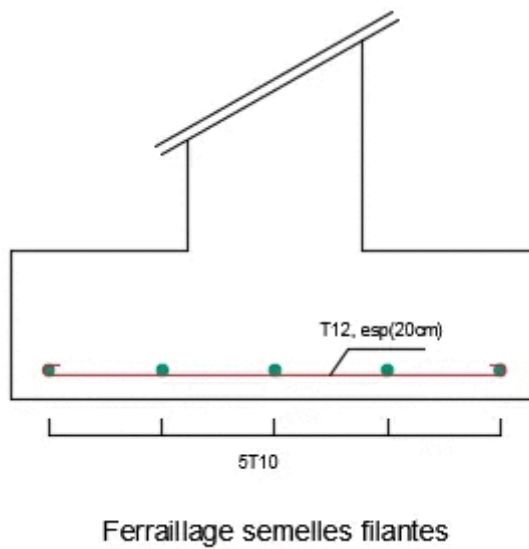


FIGURE.VIII.4. Ferrailage de semelles filantes

FIGURE.VIII.4

VIII.3.3. Vérification :

Vérification des contraintes à l'E.L. S :

$$q_{ser} = 409.535 \text{ KN/ml}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc}$$

CHAPITRE VII : ETUDE DES FONDATION

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right) = 240 \text{MPa} > \sigma_s \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$\eta=1.6$: pour les hautes adhérences.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant

		M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérificatio n
Panneau le plus sollicité	Travée	1953.30	44.77	8.51	15	112.8	240	Oui
	Appui	976.653	25.92	6.02		83.1		

Tableau.VIII.1. Vérification des contraintes.

CONCLUSION

CONCLUSION

Notre mémoire traitait de l'étude d'un bâtiment en charpente métallique de R+6 à usage d'habitation à BLIDA.

La construction en charpente métallique commence à être exploitée récemment, le projet que nous avons effectué nous a permis de mieux cerner l'aspect d'une telle construction. Avoir une approche réelle des dispositions constructives, Le bâtiment est un R+6, ses dimensions l'exposent face à différents phénomènes, une vérification du vent est donc établie. Un effet vibratoire produit par le vent combiné à l'action sismique peut s'avérer catastrophique pour une telle structure. De ce fait on a vérifié la résistance de la structure à tous ces phénomènes.

Les vérifications des éléments face aux différents phénomènes d'instabilités, celle des assemblages, ainsi que le calcul des fondations nous ont permis de mieux s'intégrer dans le domaine de génie civil.

Conclusion

- ✓ *The modeling must, as much as possible, include all the elements of the secondary structure either they, or structural, this allows to have a behavioral of the structure close to reality.*
- ✓ *During our study, we noticed that the seismic action is the most unfavorable that of the wind because of the considerable weight of the structure (the presence of mixed floor which made the structure heavier)*
- ✓ *Given its good rigidity and light weight, steel offers us the possibility of design large span elements.*
- ✓ *Use of the computer tool (ROBOT software) allows to obtain precise results; save time and facilitate the study of the structure*

Règlements et références

Les règlements utilisés pour cette étude sont ceux en vigueur en Algérie :

- [1] : **Ministère de l'habitat document technique réglementaire d.t.r - b.c. 2-44 regles de conception et de calcule des structures en acier ccm 97**
- [2] : **Ministère de l'habitat document technique réglementaire D.T.R - R.N.V. 2-47 2013**
- [3] : **Ministère de l'habitat document technique réglementaire D.T.R - B.C. 2-48 Règlement parasismique algériennes RPA 99 /version 2003**
- [4] : **Le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.**
- [5] : **EC3, Calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.**
- [6] : **EC4, Conception et dimensionnement des structures mixtes acier- béton, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.**
- [7] : **D.T.R 2.2,88, Charges permanentes et charges d'exploitation, CGS 1988.**
- [8] : **Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3, Jean Morel.**
- [9] : **Conception et calcul des structures de bâtiment ; Henry Thonier (tome 3).**
- [10] : **Cours de charpente métallique 1**
- [11] : **Cours de charpente métallique 2, Ms Menadi.**

MEMOIRES

Mémoires

- Etude d'un bâtiment administratif en charpente métallique. (**M. BENYELLES Z**), 2013
Université ABOU BEKR BELKAID

- Etude d'un bâtiment à usage multiple en charpente métallique. (**M. A. BOUROUBA**
2017. Université A. MIRA de Bejaïa

- Etude d'un bâtiment en charpente métallique à Usage de bureau R+8 (Mr, **RAHMANI**
KHALED et Mm' **BADIS OUARDA**) 2017

- Etude d'un bâtiment R+5 en charpente métallique à usage
d'habitation à plancher mixte (Mr. **L. RAMDANI**) 2014.

ANNEXE A

ANNEX A

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

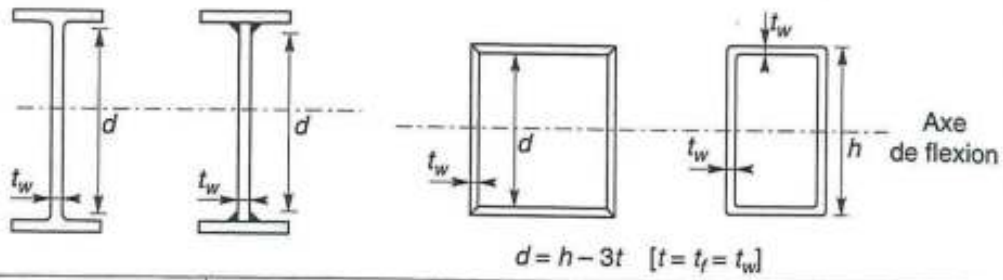
ANNEXE A

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE A

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

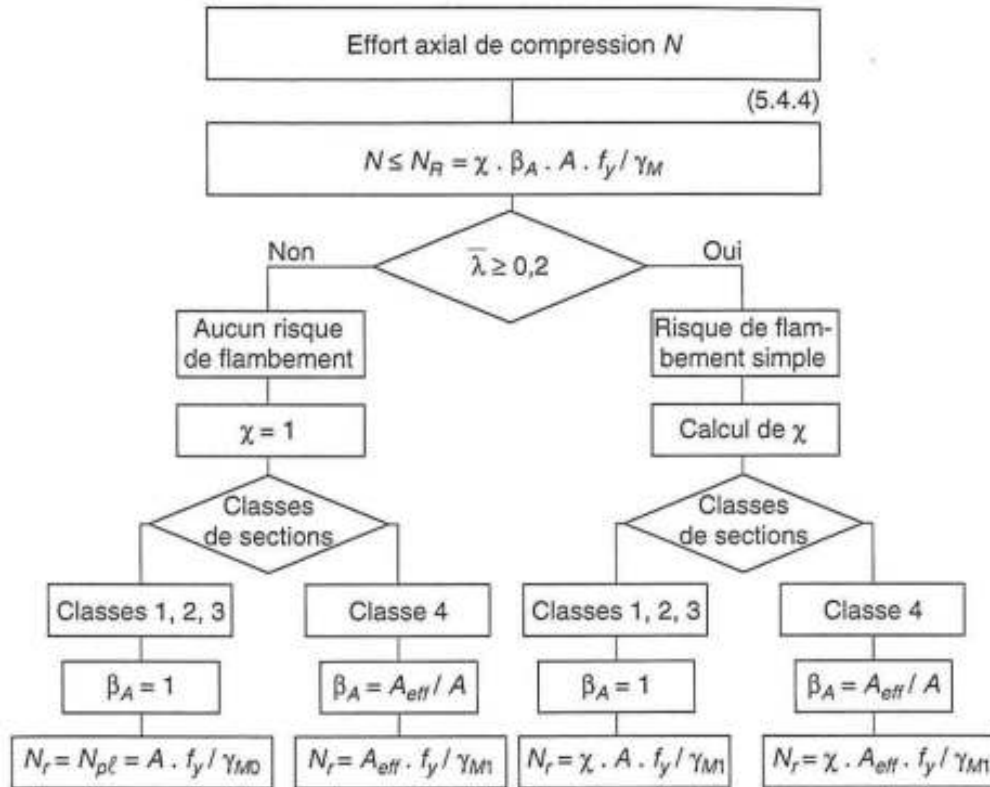


Classe	Âme fléchie	Âme comprimée	Âme en flexion composée
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)			
1	$d / t_w \leq 72 \epsilon$	$d / t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d / t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d / t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$
2	$d / t_w \leq 83 \epsilon$	$d / t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d / t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ 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

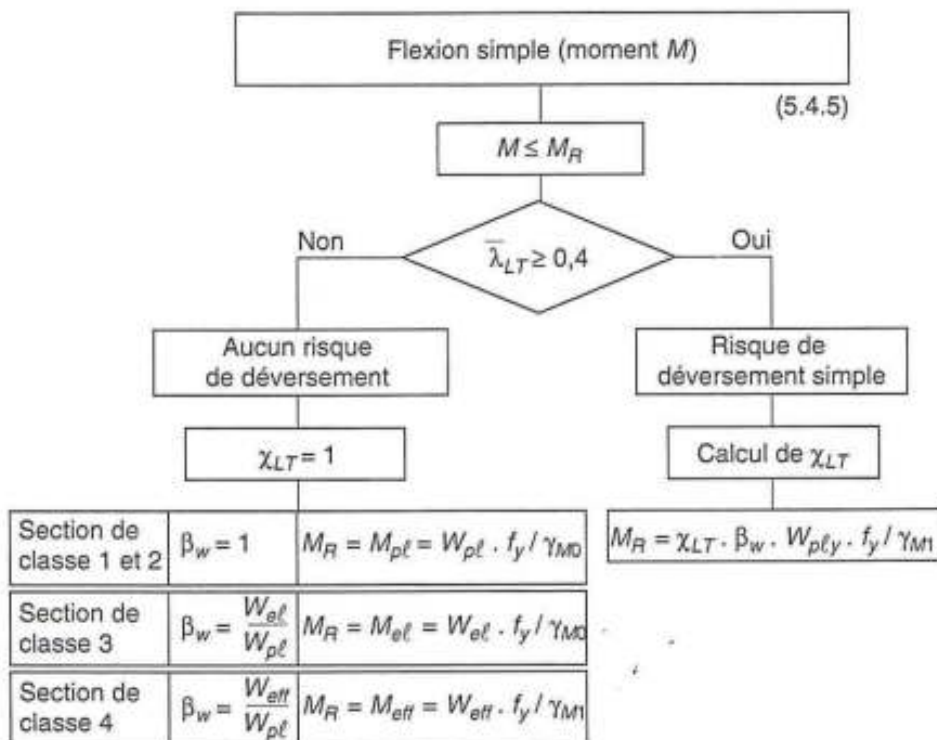
ANNEXE A

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées				
Parois internes de semelles en console :				
		Sections laminées		Sections soudées
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée	
			bord comprimé	bord tendu
		Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)		
1	Laminées	$c / t_f \leq 10 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{10}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
	Soudées	$c / t_f \leq 9 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{9}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
2	Laminées	$c / t_f \leq 11 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{11}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
	Soudées	$c / t_f \leq 10 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{10}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
		Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)		
3	Laminées	$c / t_f \leq 15 \varepsilon$	$c / t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$	
	Soudées	$c / t_f \leq 14 \varepsilon$	$c / t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$	
		Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

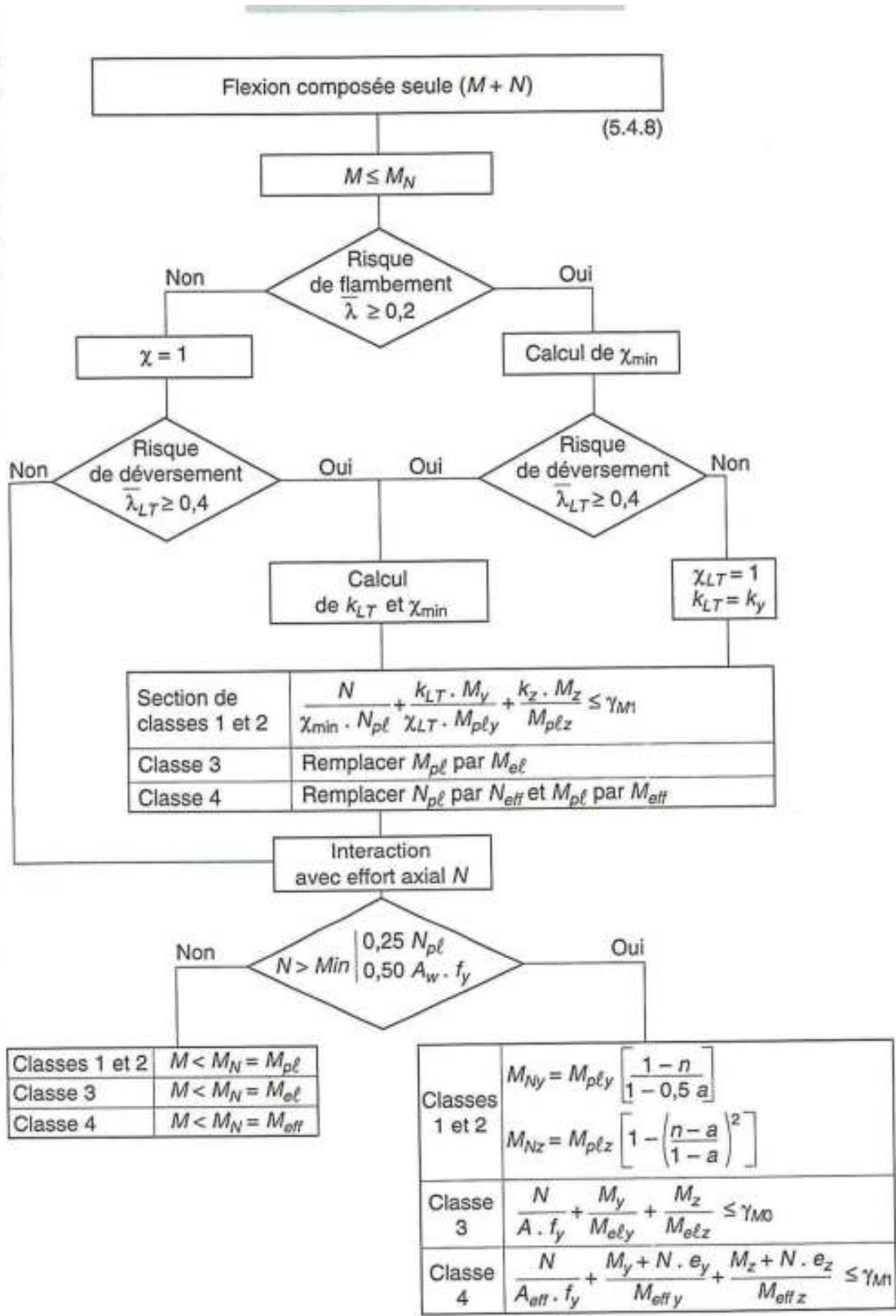
ANNEXE A



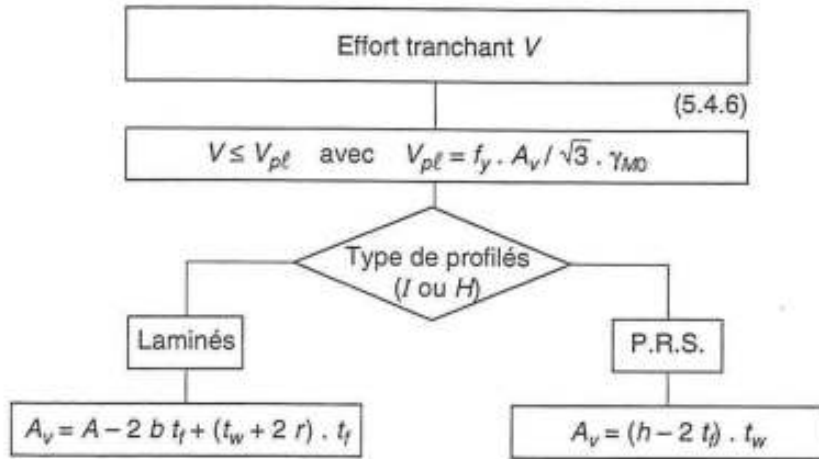
- Figure 112 -



ANNEXE A



ANNEXE A



- Figure 113-B -

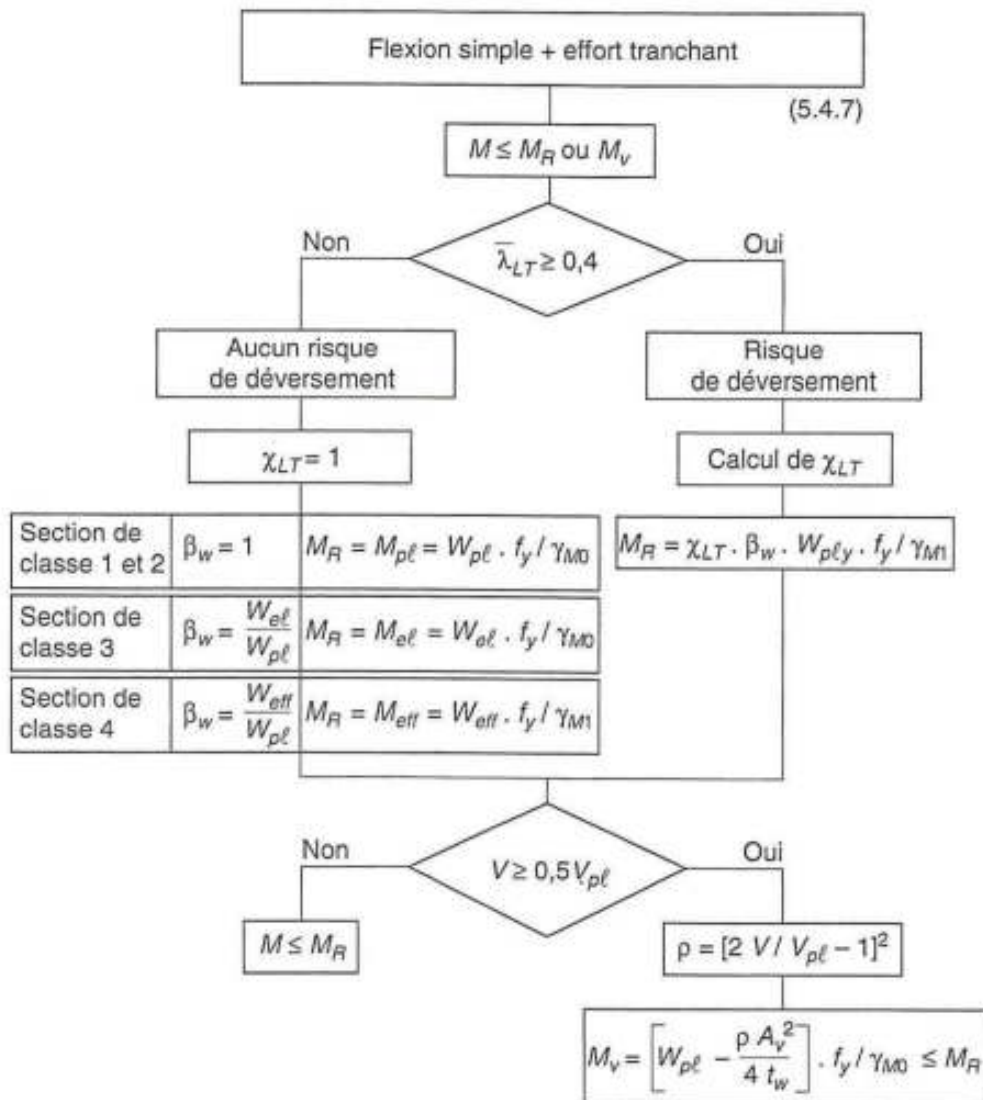


Tableau des caractéristiques du bac d'acier utilisé dans ce projet :

ANNEXE A

TN40 épaisseur 0,72 mm

FICHE TECHNIQUE

TÔLE NERVURÉE GALVANISÉE (TN 40) LARGEUR UTILE 720MM



DEFINITIONS/ NORMES :

- Identification de l'acier : Nuance S250, S280, S320
- Acier galvanisé en continu Z 275 NF P34310 et NF EN 10147
- Acier galvanisé prélaqué en continu NF P 34301
- caractéristique dimensionnelles NF P34401
- informations technique établies conformes à la norme NF P34-205-1 et ou DTU 40-35

REVETEMENT :

- Sans spécification particulières les profilés nervurés sont livrés en qualité standard.
- Galvanisé seul, qualité Z 275
- Galvanisé pré laqué, face extérieure finition laquée face polyester ép.25µ-teintes standard ; voir nuancier envers de bande finition primaire d'accrochage époxy ép. 7µ.

-CARACTERISTIQUE DU PROFIL-

Epaisseur mm	Poids (KG/m ²)
0.40mm	3.14
0.50mm	3.93
0.60 mm	4.71
0.70 mm	5.50
0.80 mm	6.28

CHARGE ADMISSIBLE UNIFORMEMENT DISTRIBUEE KG/M²

Epaisseur mm	TN40/720cm PORTEE M ²											
	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75
0.40mm	264	162	102	65	45	32	22					
0.50mm	439	281	185	143	109	86	70	58	48			
0.60 mm	614	393	273	200	153	121	98	81	68	58		
0.70 mm	716	458	318	234	179	141	114	94	79	68	58	
0.80 mm	820	524	364	267	205	162	131	108	91	77	67	58