

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE

SCIENTIFIQUE

جامعة -البليدة 1-

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

كلية التكنولوجيا

Faculté de Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME

DE MASTER EN GENIE CIVIL



OPTION : Structure métallique et mixte

Thème

Etude d'un Hôtel en charpente métallique (R+10)

Réalisé par :

- BENAROUS Abdelatif
- BENZINA souheib

Encadré par :

- Mme. BEREDIAFE.M

PROMOTION : 2020-2021

Remerciements

En guise de reconnaissance, je tiens à témoigner mes sincères remerciements à toutes les personnes qui ont contribués de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

En second lieu, nous tenons à remercier notre promotrice Mme.

***BEREDIAFE BOURAHILA** pour avoir accepté de nous prendre en charge, et pour son œil critique qui nous a été très précieux pour structurer le travail et pour améliorer la qualité des différentes sections.*

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant d'examiner notre travail Et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous souhaitons également remercier Mr Amrar Aziz, Mr Aichouche Haroun et Mr Ouail Mohamed pour leur aide à la réalisation de ce travail.

Sans oublié les gens les plus important à remercier nos chers parents qui ont toujours été présents pour nous et qui sans eux on aurait jamais atteint ce stade.

On tient enfin à remercier tous nos enseignants et camarades, ainsi que toutes personnes qui nous ont soutenues.

Dédicaces

Au nom de Dieu, le Tout-Puissant, l'Omniscient, je dédie ce modeste travail :

Que Dieu le préserve pour nous.

À ma chère maman, Aucune dédicace ne peut exprimer l'amour et le respect pour cette grande femme, forte, de toute ma vie, je n'ai jamais vu une femme d'une telle force elle m'a donné tout le soutien et l'amour, ses prières et ses bénédictions m'ont accompagné durant toutes mes années d'études.

Que Dieu la protège et préserve sa santé.

*À mes frères **Abdelkader**, **Fouad** et toute la famille*

*À notre promotrice Mme **BEREDIAFE BOURAHLA**, pour son aide, sa patience, sa disponibilité et pour sa supervision éclairée tout au long de la rédaction de ce mémoire.*

*A tous mes amis de la faculté plus particulièrement : **M'hand**, **Ali**, **Mohamed** et **Mounir***

*Je remercie mes amis intimes : **Noufel**, **Nabil**, **Oussama**, **Tarek***

*Enfin je remercie mon binôme **Benzina souheib***

LOTFI

Dédicaces

Pour commencer je prends le temps de remercier le bon DIEU de m'avoir donné la force et le courage pour terminer mes études

A mes chers parents , pour tous leurs sacrifices , leur amour , leur tendresse , leur soutien et leurs prières tout au long de mes études

À mes frères et sœurs pour leurs encouragements permanents et leur soutien moral

A tous mes professeurs à qui je témoigne leur soutien , leur générosité à qui je dois un profond respect et ma loyale considération

*A tous mes amis : **Ishak , Kettal khaled , Mohamed et Mounir***

*Enfin je remercie le meilleur « mon binôme **Lotfi** »*

SOUHEIB

Résumé

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة فندق ذو بنية حديدية يتألف من 10 طوابق + طابق أرضي، تم انجازه في ولاية البليدة، مصنفة في المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA 99 version 2003). مقاومة واستقرار البنية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة العارضات، الأعمدة.

الدراسة الديناميكية تمت باستعمال برنامج : **Autodesk Robot Structural Analysis** اختيار مختلف العناصر المشكلة للبنية الحديدية للبنية صمم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها حاليا: **(RPA 99 2003, CCM97, BAEL91, EC3)** .

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'un hôtel en charpente métallique de R+10. Cette structure sera réalisée à la wilaya de Blida, classée comme une zone de forte sismicité (zone III) selon le **RPA99 version 2003**. L'étude dynamique a été faite par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis 16**. Le dimensionnement et la vérification des éléments résistants a été effectué conformément aux règlements en vigueur (**RPA 99 2003, CCM97, EC3 et BAEL 91**)

Abstract

The aim of this study is the design of a metal Hotel of R+10 floors This project will be built in the wilaya of Blida, classified as a high seismicity zone III according to the **RPA99 version 2003**. The dynamic study was done on **Autodesk Robot Structural Analysis 16**. The dimensioning of the resistant elements has been carried out in accordance with the regulations in our country such as: (**RPA 99 2003, CCM97, EC3 and BAEL 91**).

SOMMAIRE

Remerciements	
Dédicaces	
Résumé	
Liste des symboles	
List des tableaux	
List des figures	
Sommaire	
Plans	
Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
I.1. Introduction	2
I.2. Présentation de l'ouvrage	2
I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	2
I.4. Elements de l'ouvrage	4
I.5. Maçonnerie	6
I.6. Infrastructure	6
I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux	7
Chapitre II : Pré-dimensionnement	
II.1. Introduction	9
II.2. Evaluation des charges et surcharges	9
II.3. Pré-dimensionnement des planchers	10
II.4. Pré dimensionnement des solives	11
II.5. Pré dimensionnement des poutres principales	23
II.5.1. Poutre principale du plancher terrasse	23
II.5.2. Poutre principale du plancher courant	28
II.6. Pré-dimensionnement des poteaux	33
Chapitre III : Etude dynamique en zone sismique	
III.1. Introduction	39
III.2. Etude sismique	39
III.2.1. Modélisation de rigidité	39
III.2.2. Modélisation de la masse	40
III.3. La méthode de calcul	40
III.4. Analyse spectrale	40
III.5. Résultats de l'analyse sismique	44
III.5.1. Model Initial	44
III.5.2. Model final	46

SOMMAIRE

Chapitre IV : Vérifications des éléments

IV.1. Introduction	52
IV.2. Classification des ossatures de la structure	52
IV.3. Vérification des poteaux	52
IV.4. Vérification des poutres principales d'étage courant	60
IV.5. Vérification des poutres principale de terrasse	61
IV.6. Vérification des palées de stabilité	62
IV.6.1. Vérification des palées en (X) 2UPN 180	62
IV.6.2. Vérification des pales en (V) 2 UPN180	63

Chapitre V : Les assemblages des éléments

V.1. Introduction	65
V.2. Les différents modes d'assemblages	65
V.3. Assemblage poutre-solive (IPE 360 – IPE120)	66
V.4. Assemblage poteau-poutre (2HEB 500 – IPE 360)	68
V.5. Assemblage des éléments de contreventement	72
V.5.1. Assemblage du contreventement V inversé	72
V.6. Assemblage de continuité poteau	77
V.7. Assemblage du pied poteau (PRS)	83

Chapitre VI : Etude de fondation

VI.1. Introduction	91
VI.2. Choix du type de fondations	91
VI.3. Calcul des fondations	91
VI.4. Semelle isolée sous poteaux	91
VI.5. Semelle filante	93
VI.5.1. Exemple de calcul	95
VI.6. Vérification de la Stabilité du semelle	100
VI.7. Vérification de la portance du sol	101
VI.7.1. Vérifications de contraintes a l'ELS	100
VI.7.2. Vérifications de contraintes a l'ELU	101
VI.8. Calcul du ferrailage	103

SOMMAIRE

Conclusion générale

109

Liste des références

List des figures

Figure I.1 : Dimensions de bâtiment en plan	3
Figure I.2 : Dimensions de bâtiment en élévation	3
Figure I.3 : Conception du plancher collaborant.....	4
Figure I.4 : Bac d'acier type HiBond 55	5
Figure I.4 : Goujon soudée.....	5
Figure I.5 : escalier en charpente métallique	6
Figure II.1 : schéma des solive	11
Figure II.2 : Largeur de la dalle effective	16
Figure II.3 : Largeur effective.....	21
Figure II.5 : Schéma statique de la poutre	32
Figure II.6 : Le poteau le plus sollicité	34
Figure III.1 : Spectre de réponse.....	41
Figure III.2 : Vu en plan de model initial	45
Figure III.3 : Vu en plan de model final	46
Figure III.4 : Schéma des trois premiers modes	47
Figure IV.1 : Longueur de flambement pour un mode déplaçable.....	53
Figure IV.2 : Soudure du Poteau croisé.....	60
Figure IV.3 : Les système de contreventements en X	62
Figure IV.4 : Les système de contreventements en V	63
Figure V.1 : Schéma d'assemblage poutre -solive.....	66
Figure V.2 : Vérification d'assemblage poutre-solive par ROBOT	67
Figure V.3 : Assemblage poutre - platine.	68
Figure V.4 : Vérification d'assemblage poteau-poutre par ROBOT	69
Figure V.5 : Disposition des boulons avec raidisseur.....	70
Figure V.6 : Assemblage gousset – contreventement (palé de stabilité).	72
Figure V.7 : Assemblage gousset - nœud de portique par soudure.	73
Figure V.8 : Assemblage gousset – contreventement au nœud du portique.	74
Figure V.9 : Assemblage gousset - nœud de portique par soudure.	75
Figure V.10 : Assemblage gousset –contreventement à la poutre.....	76
Figure V.11 : Assemblage poteau par couvre – joint.....	77
Figure V.12 : Schéma d'assemblage pour la position de la plaque d'ajustassions.....	78
Figure V.13 : Disposition des boulons couvre-joint semelle pour la compression.	79

List des figures

Figure V.14 : Disposition des boulons couvre-joint semelle pour la traction .	79
Figure V.15 : Schéma de la vérification de la section de la semelle.	81
Figure V.16 : Assemblage pied de poteau (PRS).	83
Figure VI.1 : répartition des charges pour les poteaux centraux	93
Figure VI.2 : répartition des charges pour les poteaux de rives	94
Figure VI.3 : répartition des charges pour les poteaux d'angles	94
Figure VI.4 : Schéma de la semelle filante	94
Figure VI.5 : Ferrailage en travée	108
Figure VI.6 : Ferrailage en appuis	108

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Limites d'élasticité f_y et la résistance a la rupture en traction.....	7
Tableau II.1 : Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible	9
Tableau II.2 : Charge permanente d'un plancher courant.....	10
Tableau II.3 : Caractéristique du profile IPE 120	12
Tableau II.4 : Caractéristique du profile IPE 360	23
Tableau II.5 : La charge permanente sur le poteau le plus sollicité.....	34
Tableau II.6 : La charge d'exploitation sur le poteau central	35
Tableau II.7 : Les efforts normaux , la section et les profilés des poteaux	36
Tableau II.8 : Les vérifications du flambement pour poteau central	38
Tableau III.1 : Facteur de qualité.....	44
Tableau III.2 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial.....	45
Tableau III.3 : Période et facteurs de participation massique du modèle final.....	47
Tableau III.4 : Vérification des déplacements inter étages du modèle final	48
Tableau III.5 : Justification vis-à-vis de l'effet P-delta	49
Tableau III.6 : L'effort tranchant due à la charge horizontale.....	50
Tableau IV.1 : Caractéristiques du profilé croisé 2HEB500	52
Tableau IV.2 : Vérification de la stabilité au flambement du (3-4-5) ^{ème} niveau.....	57
Tableau IV.3 : Vérification de la stabilité au flambement du (6-7-8) ^{ème} niveau	58
Tableau IV.4 : Vérification de la stabilité au flambement du (9-10) ^{ème} niveau.....	59
Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.....	65
Tableau VI.1 : La répartition pour les poteaux centraux	95
Tableau VI.2 : La répartition pour les poteaux rives	96
Tableau VI.3 : La répartition pour les poteaux d'angles	97
Tableau VI.4 : Sections des semelles filantes sens X	97
Tableau VI.5 : Sections des semelles filantes sens Y	98
Tableau VI.6 : Vérification au renversement.....	100
Tableau VI.7 : Vérification de la contrainte à ELS sens X	100
Tableau VI.8 : Vérification de la contrainte à ELS sens Y.....	101
Tableau VI.9 : Sections des semelles filantes sens X	101
Tableau VI.10 : Sections des semelles filantes sens Y	102
Tableau VI.11 : Vérification de la contrainte à ELU sens X	102

Liste des tableaux

Tableau VI.12 : Vérification de la contrainte à ELU sens Y	103
Tableau VI.13 : Ferrailage pour les semelles sens X.....	104
Tableau VI.14 : Ferrailage pour les semelles sens Y.....	104
Tableau VI.15 : Calcul des charger sens X	105
Tableau VI.16 : Calcul des charger sens Y.....	105
Tableau VI.17 : Dimensionnement des armatures.....	107

Liste des symboles et des abréviations

- A : Coefficient d'accélération de zone,
 A_s : Aire d'une section d'acier.
 A_t : Section d'armatures transversales.
 B : Aire d'une section de béton.
 Q_{adm} : Capacité portante admissible.
 Q : Charge d'exploitation.
 γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
 γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
 σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
 σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
 $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
 τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
 σ_{sol} : Contrainte du sol.
 σ_m : Contrainte moyenne.
 G : Charge permanente.
 ξ : Déformation relative.
 V_0 : Effort tranchant a la base.
 $E.L.U$: Etat limite ultime.
 $E.L.S$: Etat limite service.
 N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
 N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
 T_u : Effort tranchant ultime.
 T : Période.
 S_t : Espacement.
 F : Force concentrée.
 f : Flèche.
 \bar{f} : Flèche admissible.
 D : Fiche d'ancrage.
 L : Longueur ou portée.
 L_f : Longueur de flambement.
 d : Hauteur utile.
 F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

Liste des symboles et des abréviations

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.

I : Moment d'inertie.

M : Moment, Masse.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

Y : Position de l'axe neutre.

A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme.

Φ : Coefficient de sécurité.

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

G : Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 84\,000$ MPa).

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement.

M_{eff} : Moment efficace (section de classe4).

M_{el} : Moment élastique.

M_{pl} : Moment plastique.

M_R : Moment résistant.

N_{pl} Effort normal de plastification.

f_u : Contrainte de rupture d'une pièce.

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

f_y : Limite d'élasticité d'une pièce.

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).

Liste des symboles et des abréviations

- β_w : Facteur de corrélation (soudure).
- ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.
- η : Facteur de distribution de rigidité (flambement).
- λ : Elancement.
- λ : Elancement réduit.
- λ_{LT} : Elancement de déversement.
- μ : Coefficient de frottement.
- χ : Coefficient de réduction de flambement.
- χ_{LT} : Coefficient de réduction de déversement.
- A_{eff} : Section efficace d'une pièce.
- 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_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
- d_0 : Diamètre de perçage des trous de boulonnage.
- i : Rayon de giration d'une section.
- l : Largeur d'une poutre.
- l_D : Largeur de déversement d'une poutre.
- l_k : Longueur de flambement.
- t : 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 supérieur à l'axe neutre d'une section.
- v_i : Distance de la fibre extrême inférieur à l'axe neutre d'une section.
- α : Angle en général.
- γ_{Mb} : Résistance des boulons au cisaillement.
- γ_{Mb} : 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.

Liste des symboles et des abréviations

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

F_y : Limite d'élasticité

E_{lim} : Déformation plastique limite

$F_{t,Rd}$: Résistance à la tension du boulon

$F_{t,Ed}$: Effort de tension

$B_{p,Rd}$: Résistance au cisaillement par poinçonnement

V : Résultante des efforts de cisaillement V_y, V_z dans le boulon.

$F_{v,Rd}$: Résistance au cisaillement du boulon

Introduction générale

Depuis l'industrialisation de l'acier en 1750, l'évolution du domaine de la construction en charpente métallique a été très rapide à peine 30 ans après (1779), le premier pont métallique a été réalisé en Angleterre, à environ 1801 dans ce même pays le premier bâtiment en charpente métallique a été construit en système poteaux-poutres. Par la suite l'utilisation de la charpente métallique a été entendue dans le monde et généralisée pratiquement pour tous les domaines de construction en génie civil (ponts, bâtiments, usines, ouvrages de soutènements ...).

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier un Hôtel (R+10) en charpente métallique à situé à la wilaya de Blida, zone de forte sismicité.

L'étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour notre bâtiment sera menée selon les étapes principales suivantes :

- La présentation et la conception du projet ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux qui sont destinés sa réalisation a fait l'objet du 1er chapitre
- Le 2ème chapitre a été consacré à l'évaluation des charges et des surcharges, afin de pouvoir procéder au pré-dimensionnement des différents éléments structuraux.
- L'étude dynamique du bâtiment qui sera réalisée en chapitre 3 par la modélisation et l'analyse de la structure à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis. A partir des efforts obtenus, nous allons vérifier l'ossature en charpente métallique vis-à-vis les phénomènes d'instabilité tel que (le flambement et le déversement), ainsi que traiter les différents assemblages des éléments de la structure en chapitre 5. Enfin, nous entamerons l'étude de fondation.
- La rédaction d'une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

L'étude architecturale d'un projet de bâtiment se base sur les aspects fonctionnels, structuraux et formels de ce dernier, l'ingénieur en génie civil doit élaborer ses études en tenant compte des paramètres suivants :

- L'usage de la structure.
- La résistance.
- Les exigences esthétiques de l'architecte.
- L'aspect économique.

Cette étude comptera deux parties fondamentales :

- La conception des éléments : tel que les poteaux, les poutres, les planchers les fondations
- L'étude dynamique de la structure : cette dernière permet d'évaluer le comportement de la structure en cas de séisme.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un Hôtel de forme irrégulière composé d'un rez-de chaussé + 10 étages, implanté à la wilaya de **BLIDA**, classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/V.2003) comme une zone de sismicité élevée (zone III). Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m , « groupe 2 »

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.3.1. Dimension en plan de l'ouvrage

Longueur totale de la superstructure 38,8 m.
Largeur totale de la superstructure 34,4 m.



Figure I.1 : Dimensions de bâtiment en plan

I.3.2. Dimension en élévation de l'ouvrage

Hauteur de l'étage courant	3,06 m.
Hauteur du rez-de chaussé	3,06 m.
Hauteur totale du bâtiment (sans l'acrotère)	33,66 m.



Figure I.2 : Dimensions de bâtiment en élévation

I.4. Eléments de l'ouvrage

a. Ossature de la structure

En se référant aux **RPA 99 version 2003** qui exige que pour toute structures dépassant une hauteur de 17m en zone III, le type de contreventement sera soit mixte (palées-portiques) ou bien contreventé totalement par des palées triangulées.

b. Les planchers

Le type de plancher utiliser dans notre structure en charpente est un plancher collaborant d'épaisseur $e=12\text{cm}$, qui est constitué bac d'acier **HIBOND55**, de treillis soudé et des goudons. Cette dalle en béton est reliée aux poutres pour l'intermédiaire de connecteurs (goudons).

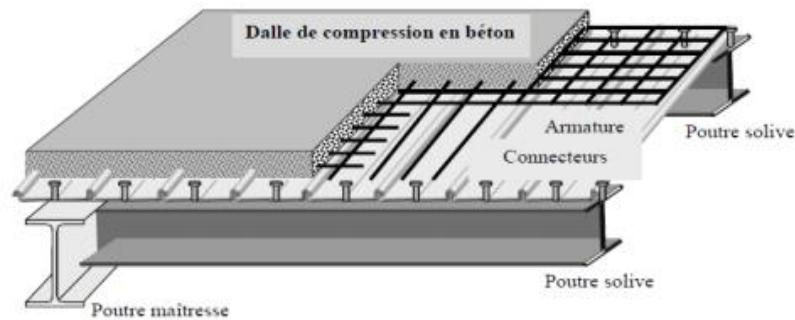


Figure I.3 : Conception du plancher collaborant.

- **Bac d'acier :**

Les bacs aciers sont de type **Hi Bond 55**

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 Hi-Bond utilisé dans notre calcul a les caractéristiques géométriques montrées dans la figure ci-dessous :

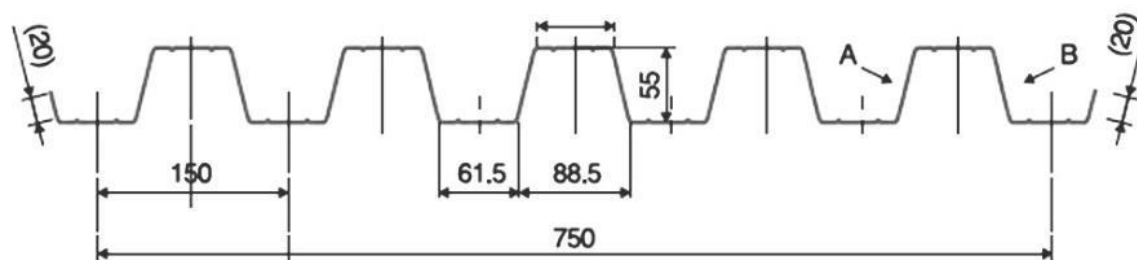


Figure I.4 : Bac d'acier type **HiBond 55**.

- Les planchers reposent sur un ensemble des poutres et solives métalliques.
- La liaison entre la dalle, le bac 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) :

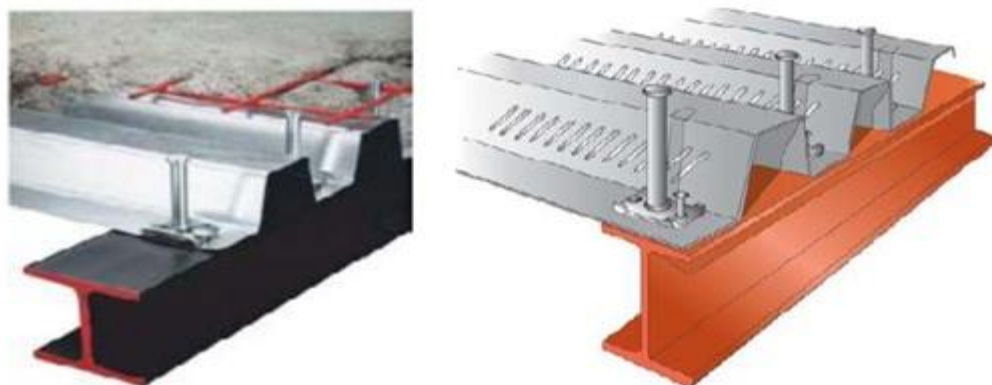


Figure I.5 : Goujon soudée

c. 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.

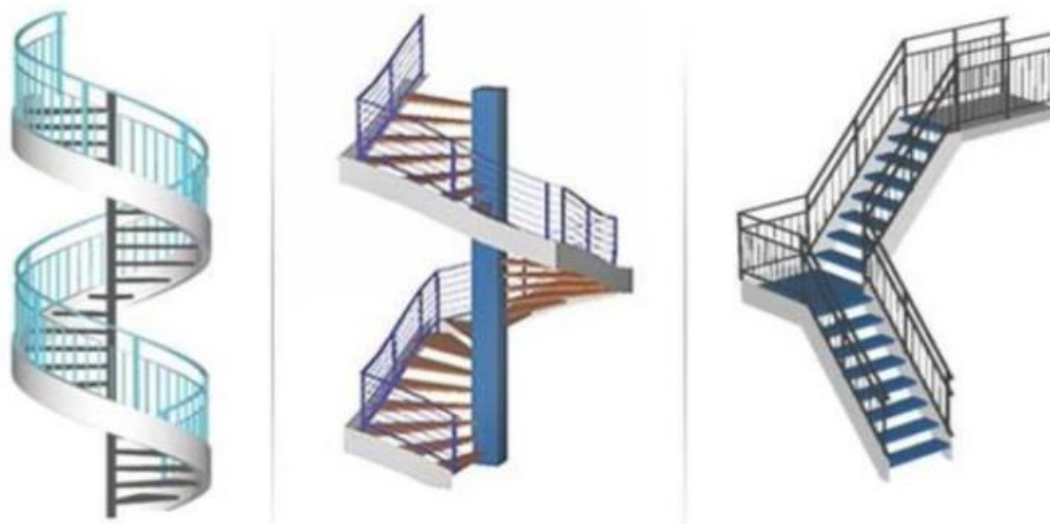


Figure I.6 : Escalier en charpente métallique.

I.5. Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs** : ils seront constitués d'une double cloison de 25cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

- **Murs intérieurs** : ils seront constitués par des cloisons de 15 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services.

I.6. Infrastructure

Elle sera réalisée en béton armé coulée 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.
- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.

I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux

a. Aciers de constructions

Les caractéristiques différentes mécaniques de l'acier sont :

Module d'élasticité longitudinale

$$E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$$

Module de cisaillement

$$G_a = \frac{E}{2(1+\nu_a)}$$

Coefficient de poisson

$$\nu_a = 0,3$$

Masse volumique

$$\rho_a = 78,5 \text{ KN/m}^3$$

Tableau.I.1: Limites d'élasticité f_y et la résistance à la rupture en traction f_u pour l'acier

Nuance nominale de l'acier	Epaisseur t (mm)			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} \leq t \leq 100 \text{ mm}$	
	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	460
Fe 510	355	510	335	490

b. Béton

• Caractéristiques du béton

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

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

- **Module de déformation longitudinale du béton :**

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

- **Module de déformation instantané :**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; on trouve : $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation différé :**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700. (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$.

Chapitre II

Pré-dimensionnement

II.1. Introduction

Ce chapitre nous permet de faire une estimation approximative des dimensions des sections des éléments porteurs de notre structure (poteaux, poutres ... etc.). En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, le prédimensionnement des éléments se fait selon les règles de calcul de DTR2.2, EC3, EC4.

II.2. Evaluation des charges et surcharges :

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

Plancher terrasse

- Charges permanentes :

Tableau.II.1: Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible

Matériaux	G(KN/m ²)
• Etanchéité multicouches	0.12
• Forme de pente (e=5cm)	1.1
• Isolation thermique	0.16
• Dalle en béton armé (e=12cm)	2.33
• Bac d'acier (HIBON 55)	0.15
• Faux plafond	0.2
• Protection en gravillon	0.85
➤ Total	4,91

- charges d'exploitation ($Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ (KN/m}^2\text{)}$)

Plancher courant

- **Charge permanentes :**

Tableau.II.2: Charge permanente d'un plancher courant

Matériaux	G(KN/m ²)
• Dalle de sol	0.5
• Mortier de pose	0.4
• Cloisonnement	1
• Dalle en béton armé (e=12cm)	2.33
• Bac d'acier (HIBON 55)	0.15
• Faux plafond	0.2
➤ Total	4,58

- **charges d'exploitation ($Q_{\text{courant}} = 2.5\text{kN/m}^2$)** \implies usage hébergement collectif (hôtel)

II.3. Pré-dimensionnement des planchers➤ **Méthode de calcul :**

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale
 - **Phase de construction**

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

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- Surcharge de construction (ouvrier)
 - **Phase finale**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. On doit tenir compte des charges suivante :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton (sec)
- Surcharge d'exploitation
- Finition
 - **Largueur de la dalle collaborant (Largueur Effective)**

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes

II.4. Pré dimensionnement des solives :

Les solives sont des poutrelle métallique, généralement **IPE** ou **IPN** , leur espacement dépend du bac d'acier utilisé et de la charge d'exploitation. Elles se trouvent entre le plancher et les poutres, elles sont articulées à leurs extrémités et soumises à des charges uniformément réparties, elles sont généralement dimensionnées par la condition de la flèche.

- La solive la plus sollicitée à une portée égale à **L= 3,8 m** avec un espacement de **1,85 m**.

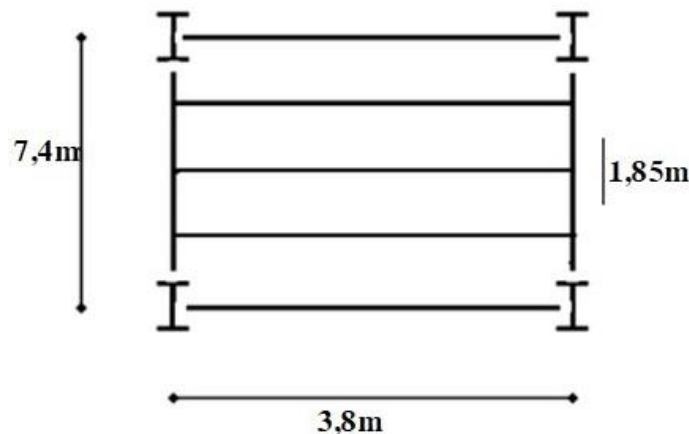


Figure.II.1: schéma des solive

II.4.1. Plancher terrasse :

La solive plus sollicité a une portée de 3,8m et un espacement de 1,85m

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15}$$

Avec :

h : la hauteur de profilé

L : la longueur de la solive

Lors de bétonnage de la dalle , on tiendra compte de la présence d'un étau placé amitravée

Donc : $L = 1,9\text{m}$

$$\frac{1900}{25} = 76\text{mm} < h < \frac{1900}{15} = 126,66\text{mm}$$

Tableau.II.3: Caractéristique du profile IPE 120

Poids <i>G</i> Kg/m	Section <i>A</i> cm ²	Dimensions			Caractéristiques					
		<i>H</i> mm	<i>B</i> mm	<i>t_f</i> mm	<i>t_w</i> mm	<i>I_y</i> cm ⁴	<i>I_z</i> cm ⁴	<i>W_{pl-y}</i> cm ³	<i>i_y</i> cm	<i>i_z</i> cm
10,4	13,2	120	64	6,3	4,4	317,8	27,67	60,73	4,9	1,45

a. Phase de construction :

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

- Poids propre du béton frais..... $G_b = 2,33\text{KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier..... $G_{bac} = 0,15\text{KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75\text{KN/m}^2$
- Poids P du profile (IPE120) $g_p=0,104\text{KN/m}^2$

1. combinaison des charges :

➤ **ELU :**

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + G_{bac}) \times e) + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times (0,104 + (2,33 + 0,15) \times 1,85) + 1,5 \times 1 \times 1,85$$

$$q_u = 8,41 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS :**

$$q_s = g_p + (G_b + G_{bac}) \times 1,85 + 0,75 \times 1,85$$

$$q_s = 0,104 + (0,15 + 2,33) \times 1,85 + 0,75 \times 1,85$$

$$q_s = 6,07 \text{ KN/m}$$

L'entraxe entre les solives est de **1,85m**.

2. Vérifications :

2.1. Moment fléchissant :

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe 1 et 2 doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{sd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

M_{max} : le moment appliqué.

$$\gamma = 1$$

$$f_y = 275 \text{ Mpa.}$$

- **Le moment appliqué :**

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu * l^2}{8} = \frac{8,41 \times 1,9^2}{8} = 3,78 \text{ KN.m}$$

- **Moment résistant plastique :**

$$M_{pl,rd} = \frac{60,73 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 16,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

2.2. L'effort tranchant :

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

Avec :

$V_{pl,Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

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

$$A_v = 1320 - 2 \times 64 \times 6,3 + (4,4 + 2 \times 7) \times 6,3 = 629,52 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 629,52 \times 10^{-3}}{\sqrt{3}} = 99,94 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{8,41 \times 1,9}{2} = 7,98 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 99,94 > 7,98 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 49,97 \text{ kN} > V_{sd}$$

➤ Donc il n'est pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

2.3. Vérification de la rigidité :

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{ser} = 6,07 \text{ kN/ml}$$

$$L = 1,9 \text{ m}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y = 317,8 \text{ cm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 6,07 \times 1900^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 317,8 \times 10^4} = 1,54 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{1900}{250} = 7,6 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 1,54 \text{ mm} \leq \bar{f} = 7,6 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

2.4. Vérification de déversement :

On doit vérifié que :

$$M_{sd} < M_{brd} = \chi_{LT} \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} \beta_w$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left(\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT})^2 - (\lambda_{LT}^-)^2} \right)}$$

Avec :

$$\beta_w : 1 \text{ (Section de classe I)}$$

$$\gamma_{m1} : 1,1$$

M_{brd} : la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$\alpha_{LT} = \frac{L/iz}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25} \sqrt{C_1}} \quad \text{avec : } C_1=1,132$$

$$\alpha_{LT} = \frac{1900/14,5}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1900/14,5}{120/6,3}\right)^2\right]^{0.25} \sqrt{1,132}} = 90,9$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\alpha_{LT}}{93,9\varepsilon} \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{90,9}{93,9 \times 0,92} = 1,05 > 0,4 \implies \quad \text{il y a un risque de diversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right] = 1,57$$

Avec :

α_{LT} : facteur d'imperfection = 0,21

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left(1,57 + \sqrt{(1,57)^2 - (1,05)^2}\right)} = 0,36$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,36 \times 60,73 \times 275}{1,1} 10^{-3} = 5,56 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = 3,78 \text{ KN/m} < M_{b,rd} = 5,56 \text{ KN/m}$$

➤ donc la condition de diversement est vérifié

b. Phase finale :

- Poids P du profile (IPE120) $g_p = 0,104 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente $G_t = 4,91 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

1. Combinaison des charges :

➤ **ELU :**

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_t \times e)) + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times (0,104 + (4,91 \times 1,85)) + 1,5 \times 1 \times 1,85$$

$$q_u = 15,17 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS :**

$$q_s = g_p + (G_t + Q) \times e$$

$$q_s = 0,104 + (4,91 + 1) \times 1,85$$

$$q_s = 11,03 \text{ KN.m}$$

2. largeur de la dalle :

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0/8 \dots\dots\dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

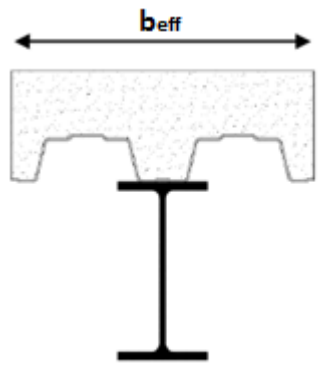


Figure.II.2: Largeur de la dalle effective

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0/8 = 2 \times 3,8/8 = 0,95\text{m} \\ b = 1,85 \text{ m} \end{array} \right. \implies b_{\text{eff}} = 0,95 \text{ m}$$

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

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 950 \times 95 \times 10^{-3} = 1286,1 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 1320 \times 10^{-3} = 344,85 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}} * h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

3.Vérifications :

3.1. Vérification de la flexion :

Il faut que : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

➤ **Le moment appliqué :**

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{qu * l^2}{8} = \frac{15,17 \times 3,8^2}{8} = 27,38 \text{ KN.m}$$

➤ **Le moment résistant plastique développé par la section mixte :**

$$M_{pl,rd} = 344,85 \left[\frac{120}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{344,85 \times 95}{2 \times 1286,1} \right) \right] \times 10^{-3} = 68,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,r} = 68,02 \text{ KN.m} > M_{sd} = 27,38 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

3.2. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{p,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

- $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 1320 - 2 \times 64 \times 6,3 + (4,4 + 2 \times 7) \times 6,3 = 629,52 \text{ mm}^2$

Donc :

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 629,52 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 99,94 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{15,17 \times 3,8}{2} = 28,82 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 99,94 \text{ kN} > 28,82 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5V_{pl,rd} = 49,97 > V_{sd}$$

Donc il n'est pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

3.3. Vérification de la rigidité :

$$f_{max} = \frac{5 \times qs \times l^4}{384 \times E \times I_c} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{ser} = 11,03 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 3,8 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_c = \frac{Aa \times (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + m \cdot v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_a$$

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{1320}{950 \times 95} = 0,014 \quad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{1320 \times (95 + 2 \times 55 + 120)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,014)} + \frac{950 \times 95^3}{12 \times 15} + 317,8 \times 10^4 = 3,65 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

➤ **La valeur de la flèche maximale est :**

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 11,03 \times 3800^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 3,65 \times 10^7} = 3,9 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{3800}{250} = 15,2 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f^{in} + f^f = 1,54 + 3,9 = 5,44 \text{ mm} \leq \bar{f} = 15,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

VI.4.1. Plancher Courant :

La solive plus sollicitée a une portée de 3,8 m et un espacement de 1,85m

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15}$$

Avec :

h : la hauteur de profilé

L : la longueur de la solive

Lors de bétonnage de la dalle , on tiendra compte de la présence d'un étai placé ami-travée

Donc : L= 1,9m

$$\frac{1900}{25} = 76 \text{ mm} < h < \frac{1900}{15} = 126,66 \text{ mm}$$

On prend un **IPE 120** :

a. Phase de construction :

Les résultats qui nous vont retrouver sont les mêmes que ce qu'on a obtenus au niveau du plancher terrasse (avec le profile **IPE120**)

b. Phase final :

- Poids P du profile (IPE120) $g_p = 0,104 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente $G_t = 4,58 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

1.combinaison des charges :➤ **ELU :**

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_t \times e)) + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times (0,104 + (4,58 \times 1,85)) + 1,5 \times 2,5 \times 1,85$$

$$q_u = 18,51 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS :**

$$q_s = g_p + (G_t + Q) \times e$$

$$q_s = 0,104 + (4,58 + 2,5) \times 1,85$$

$$q_{s_s} = 13,20 \text{ KN/m}$$

2.largeur de la dalle :

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times \frac{L_0}{8} \dots\dots\dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0/8 = 2 \times 3,8/8 = 0,95\text{m} \\ b = 1,85 \text{ m} \end{array} \right. \implies b_{\text{eff}} = 0,95 \text{ m}$$

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

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 950 \times 95 \times 10^{-3} = 1286,06 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 1320 \times 10^{-3} = 344,85 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}} * h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

3.Vérifications :**3.1. Vérification de la flexion :**

Il faut que : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

➤ **Le moment appliqué :**

$$M_{\text{max}} = M_{sd} = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{18,51 \times 3,8^2}{8} = 33,41 \text{ KN.m}$$

➤ **Le moment résistant plastique développé par la section mixte :**

$$M_{pl,rd} = 344,85 \left[\frac{120}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{344,85 \times 95}{2 \times 1286,06} \right) \right] \times 10^{-3} = 68,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,r} = 68,02 \text{ KN.m} > M_{sd} = 33,41 \text{ KN.m} \implies \text{vérifiée}$$

3.2. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{p,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 1320 - 2 \times 64 \times 6,3 + (4,4 + 2 \times 7) \times 6,3 = 629,52 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 629,52 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 99,94 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{18,51 \times 3,8}{2} = 35,16 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 99,94 \text{ kN} > 35,16 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 V_{pl,rd} = 49,97 \text{ kN} > V_{sd}$$

➤ Donc il n'est pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

3.3 Vérification de la rigidité :

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{ser} = 13,2 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 3,8 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_c = \frac{A_a \times (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + m \cdot v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_a$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{1320}{950 \times 95} = 0,014 \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{1320 \times (95 + 2 \times 55 + 120)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,014)} + \frac{950 \times 95^3}{12 \times 15} + 317,8 \times 10^4 = 3,65 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

➤ La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 13,2 \times 3800^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 3,65 \times 10^7} = 4,66 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{3800}{250} = 15,2 \text{ mm}$$

$$f^{max} = f^{in} + f^f = 1,54 + 4,66 = 6,2 \text{ mm} \leq \bar{f} = 15,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

3.4. Vérification du déversement

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

➤ **Conclusion :**

Le profile **IPE120** vérifie tous les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte pour la solive de terrasse et courant un **IPE120**

Calcul des connecteurs :

Type goujons : $\begin{cases} \text{hauteur} = 95 \text{ mm} \\ \text{Diamètre} = 19 \text{ mm} \end{cases}$

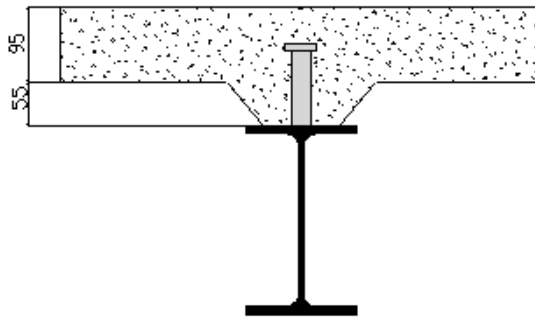


Figure.II.3: Largeur effective

1. Détermination de (Résistance au cisaillement)

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \text{ Résistance dans le béton qui entoure le goujon} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \text{ La force dans le goujon} \end{array} \right.$$

Avec :

$F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$ Résistance caractéristique de béton

$E_c = 30,5 \text{ KN/m}^2$ Module de Young de béton

$F_u = 450 \text{ N/mm}^2$ Résistance caractéristique des connecteurs

$\gamma_v = 1,25$

$$\alpha = 1 \text{ si } \frac{h}{d} > 4 \quad ; \quad \alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

Dans notre cas :

$$\alpha = 1 \text{ car } \frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 \geq 4$$

$$P_{rd} = K_1 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,65 \text{KN} \end{array} \right.$$

2. Influence du sens du bac d'acier

K_t : Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_c}{h_p} - 1 \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_r : \text{Nombre de goujon par nervure} = 1 \\ H_p = 55 \text{ mm} \\ h_c = 95 \text{ mm (hauteur du connecteur)} \\ b_0 = 88,5 \text{ mm Largeur moyenne de la nervure} \end{array} \right.$$

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4 k_t doit être inférieur à 1 donc :

$$Prd \text{ (Resistance au cisaillement)} \quad K_t = 0,82 \quad \longrightarrow \quad Prd = 59,97 \text{ KN}$$

3. Effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (1286,06 ; 344,85) \quad \longrightarrow \quad R_L = 344,85 \text{ kN}$$

4. Nombre de connecteurs : par demi-portée

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{344,85}{59,97} = 5,75$$

On prend **6 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **12 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

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

$$e_{\min} \geq 5.d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$e_{\max} = 6h_{sc} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{L}{N_{br}-1} = \frac{3800}{12-1} \quad \Longrightarrow \quad esp = 345,45 \text{ mm}$$

➤ Donc on prend **12 connecteurs**, avec un espacement de **345,45mm**

II.5. Pré dimensionnement des poutres principales :

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement en flexion.

On utilise la formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la poutre.

II.5.1. Poutre principale du plancher terrasse :

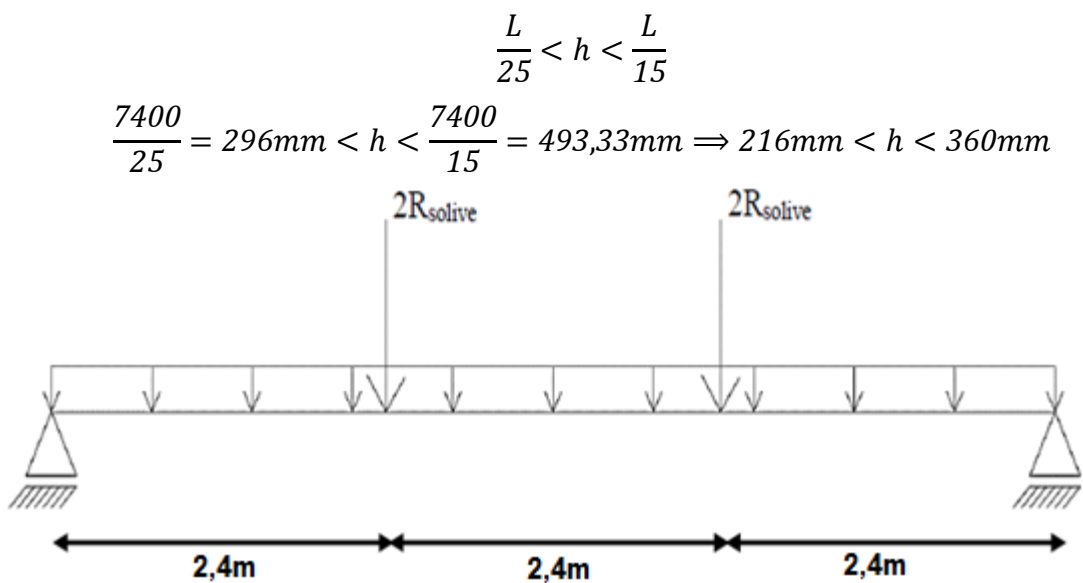


Figure.II.4: Schéma statique de la poutre

- pour un IPE360 :

Tableau.II.4: Caractéristique du profile IPE 360

Poids <i>G</i> Kg/m	Section <i>A</i> cm ²	Dimensions			Caractéristiques					
		<i>h</i> mm	<i>b</i> mm	<i>t_f</i> mm	<i>t_w</i> mm	<i>I_y</i> cm ⁴	<i>I_z</i> cm ⁴	<i>W_{pl-y}</i> cm ³	<i>i_y</i> cm	<i>i_z</i> cm
57,1	72,73	360	170	12,7	8	16270	1043	1019	14,95	3,79

a. Phase construction :

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont :

- Poids propre du profiler IPE 360..... $g_p=0,571$ KN/ml
- Poids propre du béton frais $G_b=2,33$ KN/m²
- Poids du bac d'acier..... $G_{bac}=0,15$ KN/m²
- Surcharge de construction $Q_c=0,75$ KN/m²

- **Calcul des réactions des solives**

ELU :

$$q_u = 8,41 \text{ KN/ml}$$

$$R_u = \frac{q_u \text{ solive} \times L_{\text{solive}}}{2}$$

$$R_u = \frac{3,8 \times 8,41}{2} + \frac{3,8 \times 8,41}{2} = 31,9$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 31,95 \text{ kN} \quad R_S = R_1 + R_2 = 23,06 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 31,95 \text{ kN} \quad R_S = R_3 + R_4 = 23,06 \text{ kN}$$

ELS :

$$q_s = 6,07 \text{ KN/ml}$$

$$R_s = \frac{q_s \text{ solive} \times L_{\text{solive}}}{2}$$

$$R_s = \frac{3,8 \times 6,07}{2} + \frac{3,8 \times 6,07}{2} = 23,06 \text{ kN}$$

1. Combinaisons des charges :**ELU :**

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + G_{bac}) \times b_s) + 1,5 \times Q_c \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times (0,571 + (2,33 + 0,15) \times 0,17) + 1,5 \times 0,75 \times 0,17 \longrightarrow q_u = 1,53 \text{ kN/m}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G_b + g) \times b_s + Q_c \times b_s$$

$$q_s = 0,571 + (2,33 + 0,15) \times 0,17 + 0,75 \times 0,17 \longrightarrow q_s = 1,12 \text{ kN/ml}$$

3. Vérifications**3.1. Moment fléchissant**

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

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{1,53 \times 7,4^2}{8} + \frac{31,95 \times 7,4}{2} = 128,68 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 280,22 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3.2. Effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0v}}$$

D'où :

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

$$A_v = 7273 - 2 \times 170 \times 12,7 + (8 + 2 \times 18) \times 12,7 = 3513,8 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 3513,8 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 557,89 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + R_u$$

$$V_{sd} = \frac{1,24 \times 5,4}{2} + 31,12 = 34,46 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 557,89 \text{ kN} > 34,46 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 278,94 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

3.3. La rigidité

Il faut vérifier que :

$$f_{\max} \leq \bar{f} = \frac{L}{250} = 29,6 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,12 \times (7400)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4} = 1,27 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 23,06 \times 10^3 \times (7400)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4} = 13,53 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 1,27 + 13,53 = 14,80 \text{ mm} < f^{\text{adm}} = 21,6 \text{ mm}$$

➤ Condition de la flech vérifié

3.4. Vérification du déversement

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Euro-codes néanmoins la poutre étant maintenu latéralement par les solives de part et d'autre, on considéré qui la poutre ne risque pas de se déverser.

b. Phase finale

Le béton ayant durci la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé IPE 360..... $g_p=0,571\text{kN/m}$
- Charge permanente..... $G_t=4,91\text{kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q_t= 1\text{kN}$
- **Les réactions des solives**

ELU :

$q_u= 15,17\text{ KN/ml}$

ELS :

$q_s= 11,03\text{ KN/ml}$

$R_u = \frac{3,8 \times 15,17}{2} + \frac{3,8 \times 15,17}{2} = 57,64\text{ kN} ; R_s = \frac{3,8 \times 11,03}{2} + \frac{3,8 \times 11,03}{2} = 41,91\text{ kN}$

$R_U = R_1+R_2 = 57,64\text{ kN} ; R_S = R_1+R_2 = 41,91\text{ kN}$

$R_U = R_3+R_4 = 57,64\text{ kN} ; R_S = R_3+R_4 = 41,91\text{ kN}$

1.Combinaison des charges

- **ELU**

$q_u = 1,35 [(G_t \times b_s) + g_p] + 1.5 \times Q_{\text{terrasse}} \times b_s$

$q_u = 1,35 [(4,91 \times 0,17) + 0,571] + 1.5 \times 1 \times 0,17 \longrightarrow q_u = 2,15\text{kN/ml}$

- **ELS**

$q_s = g_p + (G_t + Q_{\text{terrasse}}) \times 0,15$

$q_s = 0,571 + (4,91 + 1) \times 0,17 \longrightarrow q_s = 1,57\text{kN/ml}$

2.Largeur de la dalle

$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$

$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 7,4 / 8 = 1,85\text{ m} \\ b = 3,8\text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow \text{Donc : } b_{\text{eff}} = 1,85\text{ m}$

3. Position de l'axe neutre plastique

- $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1850 \times 95 \times 10^{-3} = 2504,43 \text{ kN}$
- $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 7273 \times 10^{-3} = 1900,07 \text{ kN}$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{\text{Acier}} \left[\frac{h_0}{2} + hc + hp - \left(\frac{R_{\text{Acier}} * h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

4. Vérifications :

4.1. Vérification de la flexion

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

$$\text{Il faut que : } M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{2,15 \times 7,4^2}{8} + \frac{57,64 \times 7,4}{2} = 227,98 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 1900,07 \left[\frac{360}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{1900,07 \times 95}{2 \times 2504,43} \right) \right] \times 10^{-3} = 558,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

4.2. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

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

$$A_v = 7273 - 2 \times 170 \times 12,7 + (8 + 2 \times 18) \times 12,7 = 3513,8 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 3513,8 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 557,89 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + R_u$$

$$V_{sd} = \frac{2,15 \times 7,4}{2} + 57,64 = 65,59 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 557,89 \text{ kN} > 65,59 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 278,94 \text{ kN} > V_{sd}$$

- Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

4.3. Vérification de la rigidité :

Il faut vérifiée que : $f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$

Avec :

$$q_{ser} = 1,57 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 41,91 \text{ kN}$$

$$L = 7,4 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{7273}{1850 \times 95} = 0,041 \quad , \quad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{7273 \times (95 + 2 \times 55 + 360)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,041)} + \frac{1850 \times 95^3}{12 \times 15} + 16270 \times 10^4 = 5,3 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1,57 \times (7400)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 5,3 \times 10^8} = 0,55$$

$$f^2 = \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 41,91 \times 10^3 \times (7400)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 5,3 \times 10^8} = 7,55$$

$$f_{max} = f^{con} + f^1 + f^2 = 14,8 + 0,55 + 7,55$$

$$22,9 \text{ mm} < f_{adm} = 29,6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

4.4. Vérification de déversement :

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

II.5.2. Poutre principale du plancher courant :

a. Phase construction :

les résultats qui nous vont retrouver sont les mêmes que ce qu'on a obtenus au niveau du plancher terrasse (avec le profile **IPE360**)

b. Phase finale :

Le béton ayant durci la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé IPE 360..... $g_p=0,571\text{ kN/m}$
- Charge permanente..... $G_t=4,58\text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q_t= 2,5\text{ kN}$

1.Calcul des réactions des solives**ELU :**

$$q_u=18,51\text{ KN/ml}$$

$$R_u = \frac{3,8 \times 18,51}{2} + \frac{3,8 \times 18,51}{2} = 70,33\text{ kN} ; R_s = \frac{3,8 \times 13,2}{2} + \frac{3,8 \times 13,2}{2} = 50,16\text{ kN}$$

ELS :

$$q_s= 13,2\text{ KN/ml}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 70,33\text{ kN} ; R_S = R_1 + R_2 = 50,16\text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 70,33\text{ kN} ; R_S = R_3 + R_4 = 50,16\text{ kN}$$

1.Combinaison des charges• **ELU**

$$q_u = 1,35 [(G_t \times b_s) + g_p] + 1,5 \times Q_{\text{terrasse}} \times b_s$$

$$q_u = 1,35 [(4,58 \times 0,17) + 0,571] + 1,5 \times 2,5 \times 0,17 \longrightarrow q_u = 2,45\text{ kN/ml}$$

• **ELS**

$$q_s = g_p + (G_t + Q_{\text{terrasse}}) \times 0,17$$

$$q_s = 0,571 + (4,58 + 2,5) \times 0,17 \longrightarrow q_s = 1,77\text{ kN/ml}$$

2.Largeur de la dalle

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 7,4 / 8 = 1,85\text{ m} \\ b = 3,8\text{ m} \end{cases} \longrightarrow \text{Donc : } b_{\text{eff}} = 1,85\text{ m}$$

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1850 \times 95 \times 10^{-3} = 2504,43\text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 7273 \times 10^{-3} = 1900,07\text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{Acier} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{Acier} * h_c}{2R_{béton}} \right) \right]$$

4. Vérifications :

4.1. Vérification de la flexion

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

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{2,45 \times 7,4^2}{8} + \frac{70,33 \times 7,4}{2} = 276,99 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 1900,07 \left[\frac{360}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{1900,07 \times 95}{2 \times 2504,43} \right) \right] \times 10^{-3} = 558,54 \text{ kN.m}$$

$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow$ vérifiée

4.2. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

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

$$A_v = 7273 - 2 \times 170 \times 12,7 + (8 + 2 \times 18) \times 12,7 = 3513,8 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 3513,8 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 557,89 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + R_u$$

$$V_{sd} = \frac{2,45 \times 7,4}{2} + 70,33 = 79,39 \text{ kN}$$

$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 557,89 \text{ kN} > 79,39 \text{ kN} \Rightarrow$ vérifiée

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 278,94 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

4.3. Vérification de la rigidité :

Il faut vérifiée que : $f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$

Avec :

$$q_{ser} = 1,77 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 50,16 \text{ kN}$$

$$L = 7,4 \text{ m}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{7273}{1850 \times 95} = 0,041 \quad , \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{7273 \times (95 + 2 \times 55 + 360)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,041)} + \frac{1850 \times 95^3}{12 \times 15} + 16270 \times 10^4 = 5,3 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1,77 \times (7400)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 5,3 \times 10^8} = 0,62$$

$$f^2 = \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 50,16 \times 10^3 \times (7400)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 5,3 \times 10^8} = 9,03 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f^{con} + f^1 + f^2 = 14,8 + 0,62 + 9,03$$

$$24,45 \text{ mm} < f_{adm} = 29,6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

4.4. Vérification de déversement :

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

➤ **Conclusion :**

Le profilé **IPE360** vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte un **IPE360** pour les poutres de plancher terrasse et courant

❖ Calcul des connecteurs

$$\text{Type goujons : } \begin{cases} \text{hauteur} = 95 \text{ mm} \\ \text{Diamètre} = 19 \text{ mm} \end{cases}$$

1. Détermination de (Résistance au cisaillement)

$$P_{rd} = K_t \times \inf \begin{cases} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} & \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} & \text{La force dans le goujon} \end{cases}$$

Avec :

$$F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2 \text{ Résistance caractéristique de béton}$$

$$E_c = 30,5 \text{ KN/m}^2 \text{ Module de Young de béton}$$

$$F_u = 450 \text{ N/mm}^2 \text{ Résistance caractéristique des connecteurs}$$

$$\gamma_v = 1,25$$

$$\alpha = 1 \text{ si } \frac{h}{d} > 4 \quad ; \quad \alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

Dans notre cas :

$$\alpha = 1 \text{ car } \frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 \geq 4$$

$$P_{rd} = K_1 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,65 \text{KN} \end{array} \right.$$

2. Influence du sens du bac d'acier

Kt : Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_c}{h_p} - 1 \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_r : \text{Nombre de goujon par nervure} = 1 \\ h_p = 55 \text{ mm} ; h_c = 95 \text{ mm (hauteur du connecteur)} \\ b_0 = 88,5 \text{ mm Largeur moyenne de la nervure} \end{array} \right.$$

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4 kt doit être inférieur à 1 donc :

$$P_{rd} \text{ (Résistance au cisaillement)} \quad K_t = 0,82 \quad \longrightarrow \quad P_{rd} = 59,97 \text{ KN}$$

3. Effort tranchant repris par les goujons détermination de RL

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) \quad ; \quad R_L = \inf (2504,43 ; 1900,07) \quad \Longrightarrow \quad R_L = 1900,07 \text{ kN}$$

4. Nombre de connecteurs : par demi-portée :

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1900,07}{59,97} = 31,68$$

On prend **32 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **64 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

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

$$e_{\min} \geq 5.d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$e_{\max} = 6h_{sc} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{L}{N_{br}-1} = \frac{7400}{64-1} \implies esp = 117,46 \text{ mm}$$

- Donc on prend **64 connecteurs**, avec un espacement de **117,46 mm**

II.6. Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les efforts (compression, flexion) et les transmettre aux fondations.

❖ Principe de calcul

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. C'est-à-dire, un poteau central.

Le poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, on utilisera un calcul basé sur la descente de charge

➤ Étapes de pré dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau d'après la descente des charges.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

G : Poids propre des éléments qui sollicitent le poteau étudié non compris son poids propre.

Q : Surcharge d'exploitation dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites.

La structure étudiée possède des poteaux en profilé **HEB**.

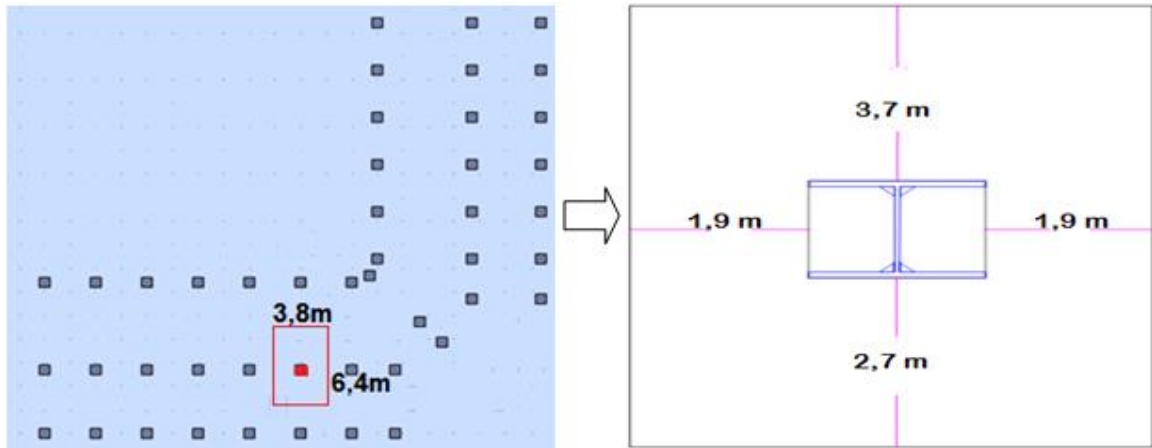


Figure.II.5: Position du poteau le plus sollicité

II.6.1. Les surfaces qui reviennent aux poteaux

- Calcul de la surface : $S = 24,3 \text{ m}^2$

✓ **Les charges permanentes**

- Poids du plancher terrasse : $G_t \cdot S = 4,91 \times 24,3 = 119,41 \text{ kN}$
- Poids de poutre principale : $G_{pp(\text{IPE } 360)} = (0,57 \times 2,7) + (0,57 \times 3,7) = 3,42 \text{ kN}$
- Poids des poutres non porteuses : $G_{ps(\text{IPE } 120)} = 0,104 \times 3,8 = 0,395 \text{ kN}$
- Poids des solives : $G_{solive(\text{IPE } 120)} = (0,104 \times 3,8) \times 4 = 1,58 \text{ kN}$
- Poids du plancher courant : $G_c \cdot S = 4,58 \times 24,3 = 111,3 \text{ kN}$

Tableau.II.5: La charge permanente sur le poteau le plus sollicité

Niveaux	Surface (m ²)	Charge permanente Cumulé (kN)
Terrasse	24,3	119,41
9 ^{eme} étage	24,3	238,82
8 ^{eme} étage	24,3	358,23
7 ^{eme} étage	24,3	477,64
6 ^{eme} étage	24,3	597,05
5 ^{eme} étage	24,3	716,46
4 ^{eme} étage	24,3	835,87
3 ^{eme} étage	24,3	955,28
2 ^{eme} étage	24,3	1074,7
1 ^{eme} étage	24,3	1194,1
RDC	24,3	1313,51

✓ **Les charges d'exploitation :**

- Plancher terrasse : $Q_t * S = 1,0 \times 24,3 = 24,3 \text{ kN}$
- Plancher courant : $Q_c * S = 2,5 \times 24,3 = 60,75 \text{ KN}$

Tableau.II.6: La charge d'exploitation sur le poteau central (loi de dégression)

Niveaux	Surface(m ²)	Surcharges	Surcharges (KN)
10 ^{eme} étage	24,3	$\sum_0=Q_0$	24,3
9 ^{eme} étage	24,3	$\sum_1=Q_0+Q_1$	85,05
8 ^{eme} étage	24,3	$\sum_2= \sum_1 +0,9Q_2$	139,72
7 ^{eme} étage	24,3	$\sum_3= \sum_2 +0,8Q_3$	188,32
6 ^{eme} étage	24,3	$\sum_4= \sum_3 +0,7Q_4$	230,85
5 ^{eme} étage	24,3	$\sum_5= \sum_4 +0,6Q_5$	267,3
4 ^{eme} étage	24,3	$\sum_6= \sum_5 +0,5Q_6$	297,67
3 ^{eme} étage	24,3	$\sum_7= \sum_6 +0,5Q_7$	328,05
2 ^{eme} étage	24,3	$\sum_8= \sum_7 +0,5Q_8$	358,18
1 ^{eme} étage	24,3	$\sum_9= \sum_8 +0,5Q_9$	388,8
RDC	24,3	$\sum_9= \sum_8 +0,5Q_{10}$	419,2

Remarque : La loi de digression des charges exploitations selon le **DTR**

B.C 2.2**II.6.2. Pré dimensionnement**

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 :

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{Mo}}{f_y}$$

N : Effort de compression.

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{Mo} = 1,1$$

- **Poteau plus sollicité :**

Poteau du RDC

$$N_{sd} = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_{sd} = 1,35 \times 1313,51 + 1,5 \times 441,65 = 2435,71 \text{ KN}$$

$$a \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{2435,71 \times 10^3 \times 1,1}{275} = 97,42 \text{ cm}^2$$

➤ Profilé choisi **HEB 240**

Tableau.II.7: Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux

Niveau	Nsd (KN)	A (cm ²)	Profilé
10 ^{ème} étage	197,65	7,9	HEB 100
9 ^{ème} étage	449,98	18,0	HEB 100
8 ^{ème} étage	693,19	27,72	HEB 120
7 ^{ème} étage	927,24	37,1	HEB 140
6 ^{ème} étage	1152,3	46,1	HEB 160
5 ^{ème} étage	1368,17	54,7	HEB 180
4 ^{ème} étage	1574,9	63,0	HEB 180
3 ^{ème} étage	1781,52	71,26	HEB 200
2 ^{ème} étage	1988,11	79,52	HEB 220
1 ^{ème} étage	2212,03	88,48	HEB 220
RDC	2435,71	97,42	HEB 240

II.6.3. Vérification du flambement

- **Poteau plus sollicité : Poteaux HEB 240 (RDC)**

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{brd} = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ Pour les sections classe 1 et 2}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

χ : Facteur de réduction pour le déversement.

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$l_{fy} = 0,7l_0 = 2,142 \text{ m}$$

$$l_{fz} = l_0 = 3.06\text{m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{2142}{100,5} = 21,31$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{3060}{60} = 51$$

$$\lambda = \max \{ \lambda_y | \lambda_z \} = \max (21,31 ; 51) = 51$$

• **Choix de la courbe de flambement**

$$\frac{h}{b} = \frac{240}{240} = 1 < 1,2$$

$$t_f = 17 \text{ mm} < 100\text{mm}$$

⇒ Courbe de flambement b ⇒ $\alpha = 0,34$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_A} = \frac{51}{93,91} = 0,54 > 0,2$$

$$\lambda_1 = 93,91\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5[1 + 0,34(0,54 - 0,2) + 0,54^2] = 0,7$$

$$\chi = \frac{1}{\left(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right)} = \frac{1}{0,7 + \sqrt{(0,7^2 - 0,51^2)}} = 0,84$$

$$N_{sd} = 2435,7 \text{ KN} \geq N_{brd} = 0,84 \frac{1 \times 106 \times 275}{1,1} = 2226,0 \text{ KN} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

➤ donc on opte pour **HEB260**

Remarque

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.II.8: Les vrifications du flambement pour poteau central

Niveau étage	Profilé	N _{sd} (KN)	N _{brd} (KN)	Condition	Profile finale	N _{brd} (KN)
10 ^{ème}	HEB 100	197,65	526,84	Vérifiée	HEB 100	526,84
9 ^{ème}	HEB 100	449,98	526,84	Vérifiée	HEB 100	526,84
8 ^{ème}	HEB 120	693,19	714,2	Vérifiée	HEB 120	714,2
7 ^{ème}	HEB 140	927,24	902,16	N.Vérifiée	HEB 160	1139,2
6 ^{ème}	HEB 160	1152,3	1139,2	N.Vérifiée	HEB 180	1370,2
5 ^{ème}	HEB 180	1368,17	1370,2	Vérifiée	HEB 180	1370,2
4 ^{ème}	HEB 180	1574,9	1370,2	N.Vérifiée	HEB 200	1639,7
3 ^{ème}	HEB 200	1781,52	1639,7	N.Vérifiée	HEB 220	1911,8
2 ^{ème}	HEB 220	1988,11	1911,8	N.Vérifiée	HEB 240	2226,0
1 ^{er}	HEB 220	2212,03	1911,8	N.Vérifiée	HEB 240	2226,0
RDC	HEB 240	2435,71	2226,0	N.Vérifiée	HEB 260	2486,4

Chapitre III
Etude dynamique
en zone sismique

III.1. Introduction

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place afin d'éviter d'importants dégâts humains et matériels.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

III.2. Etude sismique

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

III.2.1. Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau $i+1$).
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

III.2.2. Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'hôtel (mass source).

- La charge de l’acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l’acrotère).

III.3. La méthode de calcul

L’analyse d’une structure peut se faire à l’aide de deux principales méthodes. Le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
 - La méthode d’analyse spectrale.
 - La méthode d’analyse dynamique par accélérogrammes

La méthode statique équivalente n’est pas applicable dans notre cas, car la structure se trouve en zone III et dépasse la hauteur de 17m

➤ Donc la méthode à utiliser est la méthode d’analyse modale spectrale

III.4. Analyse spectrale :

➤ **Utilisation des spectres de réponse**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0 s \end{cases} \dots\dots\dots (4.13)[1]$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d’accélération de zone. η : facteur de correction d’amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

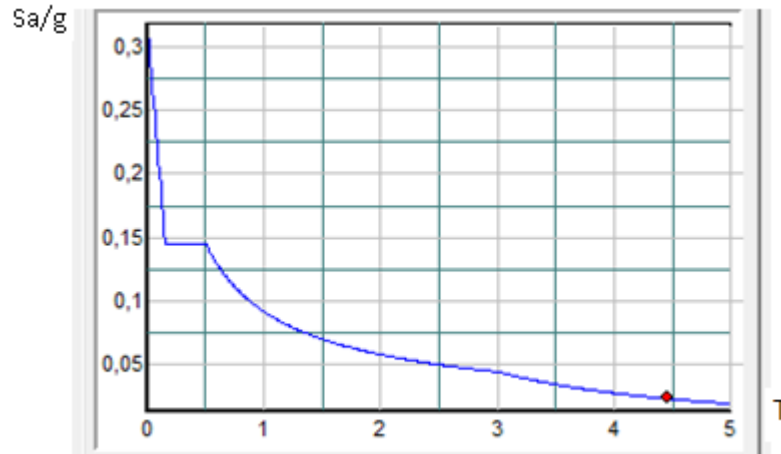


Figure.III.1: Spectre de réponse

- **Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des premières vérifications préconisées par les « *RPA99 version 2003* » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport :

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- * groupe d'usage : **2** }
 * zone sismique : **III** } $\longrightarrow A=0.25$
- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s . \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7** [1].

Catégorie S3 \longrightarrow site meuble $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \end{cases}$

- $\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement différent à 5%)

Dans notre cas l'amortissement = 5% $\Rightarrow \eta = 1$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure (T)**

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

Les formules empiriques à utiliser selon les **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4} , T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0,05$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 33,66 \text{ m}$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\begin{cases} D_x = 38,8 \text{ m} \\ D_y = 34,4 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mathbf{T}=\min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,09 \times \frac{33,66}{\sqrt{38,8}} = 0,486 \text{ s} \\ T_y = 0,09 \times \frac{33,66}{\sqrt{34,4}} = 0,513 \text{ s} \end{cases} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times 33,66^{3/4} = 0,698 \text{ s} \end{cases}$$

La valeur de T considère dans les deux directions :

- Sens (x-x) : $T_x = \min(0,486 ; 0,698) \Rightarrow T_x = 0,486 \text{ s}$.
- Sens (y-y) : $T_y = \min(0,513 ; 0,698) \Rightarrow T_y = 0,513 \text{ s}$.
- $1,3 \times T_x = 0,631 \text{ s}$
- $1,3 \times T_y = 0,667 \text{ s}$

Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base est limité comme suit :

$$T = \begin{cases} T_{\text{analytique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} \leq 1,3 T_{\text{empirique}} \\ 1,3 T_{\text{empirique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} \geq 1,3 T_{\text{empirique}} \end{cases}$$

• **R : Coefficient de comportement**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) **des RPA 99 v2003**.

On a choisi un **R= 4** (Mixte portique/palées triangulées en V).

• **Q : facteur de qualité**

La valeur de **Q** déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donné par le tableau **4.4[1]**

Tableau.III.1: Facteur de qualité

Les Critères	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

➤ $Q_x=1,2$; $Q_y=1,2$

- Vérification des déplacements latéraux inter étages :

L'une des vérifications préconisées par les *RPA99 version 2003*, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 [1], l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01 h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x

Δ_K^y : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens y-y

III.5. Résultats de l'analyse sismique

III.5.1. Model initial :

- les dimensions des éléments utilisés :

- Poutre principale : **IPE 360**
- Poutre secondaire : **IPE 120**
- Solive : **IPE 120**
- Poteaux : **HEB260** (RDC-1^{er}-2^{eme} étages) ; **HEB240** (3^{eme}-4^{eme}-5^{eme} étages) ; **HEB220** (6^{eme}-7^{eme}-8^{eme} étages) ; **HEB 200** (9^{eme} et 10^{eme} étages)

- Palées triangulées en X et V : **double UPN 140**

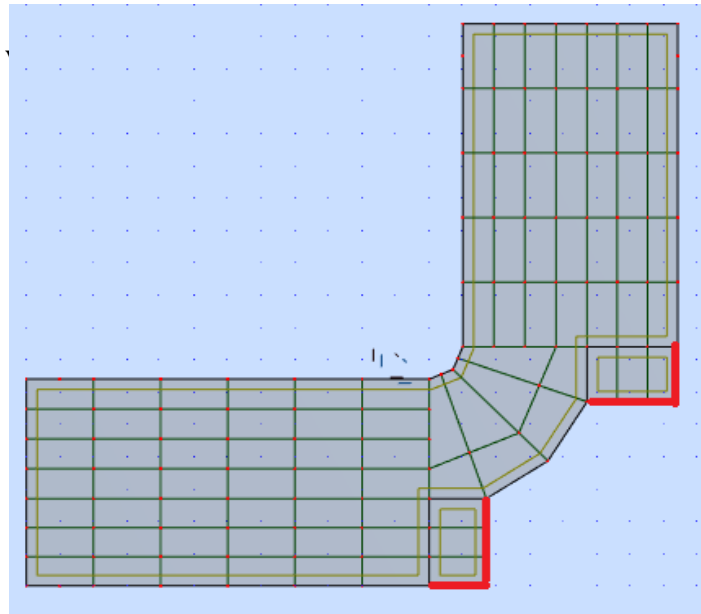


Figure.III.2: Vu en plan de model initial

Tableau.III.2: Période et facteurs de participation massique du modèle initial

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
7/ 1	0,54	1,85	61,37	0,38	61,37	0,38
7/ 2	0,58	1,72	63,56	43,45	2,19	43,07
7/ 3	0,69	1,44	72,56	70,07	9,00	26,63
7/ 4	1,77	0,57	82,31	70,23	9,75	0,16
7/ 5	2,00	0,50	85,84	78,12	3,53	7,89
7/ 6	2,49	0,40	87,69	84,91	1,85	6,79
7/ 7	2,74	0,37	87,69	84,93	0,00	0,02
7/ 8	3,08	0,32	87,69	84,94	0,00	0,01
7/ 9	3,37	0,30	90,57	85,07	2,87	0,13
7/ 10	4,01	0,25	91,83	87,87	1,26	2,80

- L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale $T = 1,85$ s

- Le **1^{er} mode** est un mode de translation suivant **X-X**
- Le **2^{ème} mode** est un mode couplé.
- Le **3^{ème} mode** est un mode couplé
- On rajoute les CV dans le but d'avoir une translation dans les deux premiers modes.

III.5.2. Model final

a. Caractéristiques dynamique propres du model final

- les dimensions des elements utilisé :
 - Poutre principale : **IPE 360**
 - Poutre secondaire : **IPE 120**
 - Solive : **IPE 120**
 - Poteaux : Poteau croisé (**2HEB500** pour RDC-1^{er}-2^{eme} étages)
 - Poteau croisé (**2HEB450** pour 3^{eme}-4^{eme}+5^{eme} étages)
 - Poteau croisé (**2HEB400** pour 6^{eme}-7^{eme}-8^{eme} étages)
 - Poteau croisé (**2HEB360** pour 9^{eme} et 10^{eme} étages)
 - Palées triangulées en X : Profilée Double **UPN 180**
 - Palées triangulées en V : Profilée Double **UPN 180**

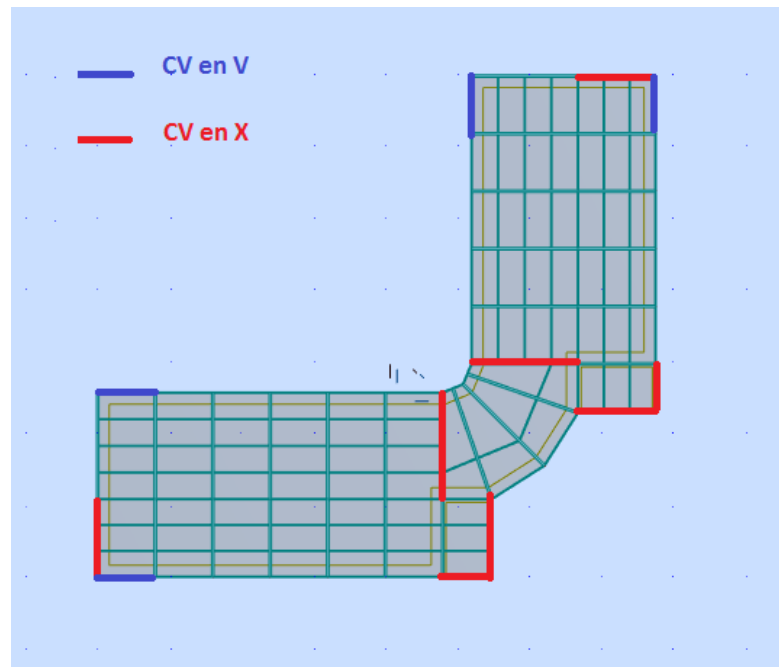


Figure.III.3: Vu en plan de model final

Tableau.III.3: Période et facteurs de participation massique du model final

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
6/ 1	0,82	1,22	72,19	0,23	72,19	0,23
6/ 2	0,87	1,15	72,41	70,27	0,22	70,04
6/ 3	1,04	0,96	72,51	70,72	0,10	0,45
6/ 4	2,70	0,37	88,82	70,72	16,30	0,00
6/ 5	2,97	0,34	88,82	86,13	0,00	15,41
6/ 6	3,48	0,29	88,82	86,67	0,00	0,55
6/ 7	4,69	0,21	89,93	86,67	1,11	0,00
6/ 8	5,22	0,19	92,88	86,67	2,95	0,00
6/ 9	5,71	0,18	93,40	86,68	0,51	0,01
6/ 10	5,84	0,17	93,40	90,87	0,00	4,19

- **Constatations**

L'analyse dynamique de la structure ce conduit à :

Une période fondamentale : **T = 1,22 s** ;

- Le **1^{er} mode** est un mode de translation parallèlement à **X-X**.
- Le **2^{ème} mode** est un mode de translation parallèlement à **Y-Y**
- Le **3^{ème} mode** est un mode de rotation.

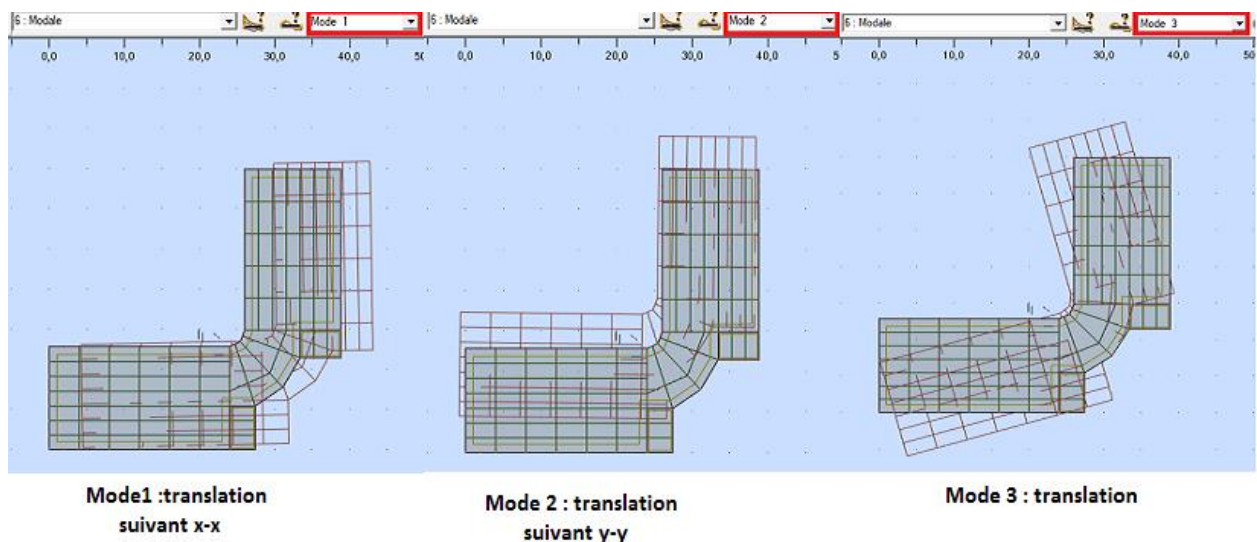


Figure.III.4: Schéma des trois premiers modes

b. Résultantes des forces sismiques

$$\text{Calcul de D : } \begin{cases} D_x = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,631}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,14 \\ D_y = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,667}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,06 \end{cases}$$

- **Résultantes des forces sismiques :**

W : Poids de la structure, donne par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'hôtel (**Tableau 4.5 [1]**).

W = 70003,19 kN (calcul automatique)

$$W = 70003,19 \quad \Rightarrow \quad \begin{array}{l} V_x = 8915,45 \text{ KN} \\ V_y = 8598,74 \text{ KN} \end{array} \quad \Rightarrow \quad \begin{array}{l} 0,8V_x = 6928,4 \text{ KN} \\ 0,8V_y = 6669,4 \text{ KN} \end{array} \quad \text{KN}$$

D'après le fichier des résultats de **ROBOT** on a :

$$V_{t_x} = 5588,44 \text{ kN} < 0,8V_x$$

$$V_{t_y} = 5604,37 \text{ kN} < 0,8V_y$$

- en calcule :

- $0,8V_x/V_{t_x} = 1,23$

- $0,8V_y/V_{t_y} = 1,19$

c. Vérification des déplacements inter étage

Tableau.III.4: Vérification des déplacements inter étages du model final

Z(m)	δ_x (cm)	Δ_x (cm)	δ_y (cm)	Δ_y (cm)	1%h étage (cm)	Observation
terrasse	26,9	2,3	24,1	2,0	3,06	Vérifiée
9	24,6	2,6	22,1	2,2	3,06	Vérifiée
8	22	2,7	19,9	2,4	3,06	Vérifiée
7	19,3	2,8	17,5	2,6	3,06	Vérifiée
6	16,5	2,8	14,9	2,7	3,06	Vérifiée
5	13,7	2,7	12,2	2,7	3,06	Vérifiée
4	11	2,7	9,5	2,6	3,06	Vérifiée
3	8,3	2,6	6,9	2,4	3,06	Vérifiée
2	5,7	2,4	4,5	2,1	3,06	Vérifiée
1	3,3	2,1	2,4	1,7	3,06	Vérifiée
RDC	1,2	1,2	0,7	0,7	3,06	Vérifiée

d. Justification vis-à-vis de l'effet P-delta-(les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

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

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003"[1]}$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k'.

Tableau.III.5: Justification vis-à-vis de l'effet P-delta

Niveau	P(kN)	Vx(kN)	Vy(kN)	Δx(cm)	Δy(cm)	h(cm)	Θx	Θy	Θ ≤ 0,1
terrasse	6625	1512	1477	2,3	2,0	306	0,05	0,03	vérifier
9	12902	2687	2621	2,7	2,2	306	0,08	0,06	vérifier
8	19215	3576	3495	2,8	2,4	306	0,09	0,07	vérifier
7	25527	4237	4184	2,8	2,6	306	0,09	0,08	vérifier
6	31840	4844	4767	2,7	2,7	306	0,09	0,08	vérifier
5	38200	5365	5286	2,7	2,7	306	0,09	0,08	vérifier
4	44560	5851	5761	2,6	2,6	306	0,08	0,07	vérifier
3	50919	6313	6197	2,4	2,4	306	0,07	0,06	vérifier
2	57387	6727	6567	2,1	2,1	306	0,06	0,05	vérifier
1	63855	7028	6809	1,2	1,7	306	0,05	0,05	vérifier
RDC	70003	7152	6895	2,3	0,7	306	0,04	0,04	vérifier

- Vu les résultats obtenus sont inférieurs à 0,1, d'où les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés

e. Justification du choix du coefficient de comportement « R »

Suivant l'article 3.4.10 [1], dans le cas des ossatures avec contreventement mixtes (portique + palées) la structure doit satisfaire les deux conditions suivantes :

- au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les CV

L'effort normal total à la base de la structure : **P Tot = 82462,4 kN.**

L'effort normal à la base repris par les CV : **P cv = 1065, 1 kN.**

$$\frac{P_{cv}}{P_{tot}} = 1,29 \%$$

- Pourcentage des sollicitations dues aux charges horizontales reprises par les portiques et les CV

Tableau.III.6: L'effort tranchant due à la charge horizontale

Etage	V _{x tot} (kN)	V _{y tot} (kN)	V _{x portique} (kN)	V _{y portique} (kN)	X%	Y%
terrasse	1512	1477	958,23	986,41	63,37	66,78
9	2687	2621	1509,11	1588,15	56,16	60,60
8	3576	3495	1930,58	2023,27	53,98	57,90
7	4237	4184	2293,21	2391,34	54,12	57,15
6	4844	4767	2623,48	2700,86	54,16	56,66
5	5365	5286	2911,36	2986,85	54,26	56,50
4	5851	5761	3160,18	3253,09	54,01	56,46
3	6313	6197	3378,08	3501,98	53,51	56,51
2	6727	6567	3570,60	3744,43	53,1	57,02
1	7028	6809	3738,94	3925,09	53,2	57,64
RDC	7152	6895	3814,85	3990,83	53,34	57,88

- Etant donné que :

Les contreventements reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R=4$) est justifié.

❖ **Conclusion :**

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle final étaient de :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que le 1^{ère} et 2^{ème} translation, le 3^{ème} torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérifier la résultante de l'effort tranchant à la base obtenue par l'approche statique équivalente pour savoir si on va amplifier ou pas les paramètres de réponse de la structure par le rapport ($0,8V_{st} / V_{dy}$)
- Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet $P-\Delta$ pour la stabilité de la structure.
- Justifié le facteur de comportement **$R=4$**

Chapitre IV

Vérification des éléments

IV.1 : Introduction

Dans ce chapitre, on vérifiera les éléments structuraux de notre ouvrage en se basant sur les règles de conceptions et de calcul des structures en acier CCM97 ou ECO 03 et en tenant compte des principes du règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

IV.2 : Classification des ossatures de la structure

Une structure métallique est classée sur base des critères suivants selon l'ECO 03:[art.5.2]

IV.2.1. Classification en ossature contreventées ou non- contreventées

Une ossature est classée comme contreventée lorsque le système de contreventement réduit les déplacements horizontaux d'au moins 80%.

- Exemple de vérification suivant l'axe y-y pour l'étage le plus sollicité :

$$\psi_{CV} \leq 0,2 \quad \psi_{non-CV} \leq \psi_{CV} = 2,8 \text{ cm} < 0,2 \psi_{non-CV} = 0,2 \times 26,15 = 5,23 \text{ cm}$$

IV.2.2. Classification en ossature rigide ou souple

Une ossature est classée comme ossature rigide, si $\alpha_{cr} = \frac{\delta.V}{h.P} \leq 0,1$

$$\text{Pour le 7^{ème} étage : } \alpha_{cr} = \frac{2,8 \times 4237}{306 \times 25725} = 0,015 \leq 0,1 \dots \dots \dots CV$$

Les conditions étant vérifiées d'où notre structure est classée comme une structure à nœuds fixes.

IV.3 : Vérification des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux qui reprennent les charges venant des poutres et les transmettent aux fondations. Les poteaux travaillent généralement en flexion composées.

IV.3.1 . Les efforts internes

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

$$G+ Q \pm E \quad ; \quad 0,8G \pm E$$

$$N_{sd}^{\max} = 5462,55 \text{ KN} ; M_{sd,y}^{\text{cor}} = -222,67 \text{ KN.m} ; M_{sd,z}^{\text{cor}} = 25,04 \text{ KN.m (G+Q+Ey)}$$

$$M_{sd,y}^{\max} = 252,88 \text{ KN.m} ; N_{sd}^{\text{cor}} = 2739,98 \text{ KN.m} ; M_{sd,z}^{\text{cor}} = 46,89 \text{ KN.m (G+Q+Ex)}$$

$$M_{sd,z}^{\max} = 76,60 \text{ KN.m} ; N_{sd}^{\text{cor}} = 2862,49 \text{ KN} ; M_{sd,y}^{\text{cor}} = 76,60 \text{ KN.m (G+Q+Ex)}$$

IV.3.2 . Vérification de la stabilité au flambement composée

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{sd,y}}{W_{ply,rd}} + \frac{K_z M_{sd,z}}{W_{plz,rd}} \leq 1 \dots\dots\dots \text{classe 1.}$$

Avec :

$$N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{et} \quad \mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} (2 \cdot \beta_{M,y,z} - 4) + \left(\frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \leq 0,90$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{et} \quad M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1,5 \quad \text{et} \quad K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

IV.3.3 . Exemple de calcul :

a. Niveau RDC :

Tableau.IV.1: Caractéristiques du profilé croisé 2HEB500

Section	Caractéristiques							
$A \text{ cm}^2$	$I_y \text{ cm}^4$	$I_z \text{ cm}^4$	$W_{ply} \text{ cm}^3$	$W_{ely} \text{ cm}^3$	$W_{plz} \text{ cm}^3$	$W_{elz} \text{ cm}^3$	$i_y \text{ cm}$	$i_z \text{ cm}$
475,2	119917	119917	6103	4792	6103	4792	15,9	15,9

{ Poteau : 2 HEB 500 (poteau croisé)
 { Poutre : IPE 360

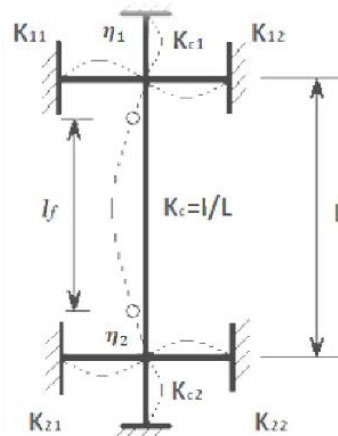


Figure IV.1 : Longueur de flambement pour un mode fixe.

○ Sens Y-Y : (Nœud fixe)

- Facteurs de distribution de rigidité dans les nœuds 1 et 2 ($\eta_1 + \eta_2$) :

$$K_C^{\text{HEB 500 croisé}} = K_{C,1}^{\text{HEB 500 croisé}} = \frac{119917,8}{306} = 391,88 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{b,11}^{\text{IPE 360}} = K_{b,12}^{\text{IPE 360}} = \frac{16270}{640} = 25,42 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{C,2} = 0 ; \quad K_{b,21} = K_{b,22} = 0 ;$$

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 391,88)}{(2 \times 391,88) + (2 \times 25,14)} = 0,94 \quad \text{et} \quad \eta_2 = 0 \dots \dots \dots \text{encastrement.}$$

$$L_{f,y} = \left[\frac{1 + (0,145 \times 0,94)}{2 - (0,364 \times 0,94)} \right] \times 3,06 \quad \longrightarrow \quad L_{f,y} = 2,09 \text{ m}$$

○ Sens Z-Z : (Nœud fixe)

- Facteurs de distribution de rigidité dans les nœuds 1 et 2 ($\eta_1 + \eta_2$) :

$$K_C^{\text{HEB 500 croisé}} = K_{C,1}^{\text{HEB 500 croisé}} = \frac{119917,8}{306} = 391,88 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{b,11}^{\text{IPE 360}} = K_{b,21}^{\text{IPE 360}} = \frac{1043}{640} = 1,62 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{C,2} = 0 ; \quad K_{b,21} = K_{b,22} = 0 ;$$

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 391,88)}{(2 \times 391,88) + (2 \times 1,62)} = 0,995 \quad \text{et} \quad \eta_2 = 0 \dots \dots \dots \text{encastrement.}$$

$$L_{f,z} = \left[\frac{1 + (0,145 \times 0,995)}{2 - (0,364 \times 0,995)} \right] \times 3,06 \quad \longrightarrow \quad L_{f,z} = 2,13 \text{ m}$$

- Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{y,z}$

$$\lambda_y = \frac{L_{f,y}}{i_y} = \frac{209}{15,88} = 13,16 \quad \longrightarrow \quad \lambda_y = \frac{13,16}{93,91\varepsilon} = 0,15 < 0,2 \text{ alors il y a pas risque de flambement.}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{f,z}}{i_z} = \frac{213}{15,88} = 13,41 \quad \longrightarrow \quad \lambda_z = \frac{13,41}{93,91\varepsilon} = 0,15 < 0,2 \text{ alors il y a pas risque de flambement.}$$

$$\text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} ; f_y = 275 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 0,924$$

➤ D'où le poteau ne risque pas de se flamber dans les deux sens.

➤ Calcul de χ_{\min} :

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

Avec :

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{300} = 1,66 < 1,2$$

et $T_f > 100 \text{ mm}$

\Rightarrow Courbe de flambement (Z-Z) $b \Rightarrow \alpha_y = 0,34$

\Rightarrow Courbe de flambement (Y-Y) $b \Rightarrow \alpha_z = 0,34$

$$\Phi_z = 0,56 \implies \chi_z = 0,5 < 1$$

$$\Phi_y = 0,67 \implies \chi_y = 0,5 < 1$$

➤ **Calcul de K_y et K_z**

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$\bullet \quad K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_y = \frac{1}{\lambda_y} \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ avec } \mu_y \leq 0,90$$

$$\mu_z = \frac{1}{\lambda_z} \times ((2 \times \beta_{Mz}) - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \text{ avec } \mu_z \leq 0,90$$

Avec : β_{My}, β_{Mz} : « facteur de moment uniforme équivalent »

$$\beta_{M\phi y} = 1,8 - 0,7 \cdot \phi \text{ Avec } \phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{-281,55}{280,53} = -1 \quad \longrightarrow \quad B_{my} = 2,8$$

$$\beta_{M\phi z} = 1,8 - 0,7 \cdot \phi \text{ Avec } \phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{-0,03}{127,99} = -1 \quad \longrightarrow \quad B_{mz} = 2,8$$

A.N

$$\mu_y = 0,51 < 0,90 \quad (\text{OK})$$

$$k_y = 1 + \frac{0,51 \times 5462,55 \times 10^3}{0,5 \times 47520 \times 275} = 1,42 < 1,5$$

$$\mu_z = 0,51 < 0,90 \quad (\text{OK})$$

$$k_z = 1 + \frac{0,51 \times 5462,55 \times 10^3}{0,5 \times 47520 \times 275} = 1,42 < 1,5$$

- **Vérification**

$$\frac{5462,55 \times 10^3}{0,5 \times 47520 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,42 \times (-222,67) \times 10^3}{6103 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,42 \times 25,04 \times 10^3}{6103 \times \frac{275}{1,1}} = 0,71 < 1$$

⇒ condition vérifiée

- **Vérification du déversement**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} \times M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times W_{pl.y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{W_{pl.z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Où :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{pour } K_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M.LT} - 0,15 \quad \text{pour } \mu_{LT} \leq 0,90$$

Avec :

$\beta_{M.LT}$: Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$$\beta_{M.LT} = 1,43$$

$$\mu_{LT} = -0,11 \leq 0,90$$

$$K_{LT} = 1$$

➤ **Calcul de χ_{LT}**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{L / iz}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L / iz}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \sqrt{C_1}$$

$$C_1 = 1,132 \quad (\text{CCM97.Tab.B.1.2})$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 12,49$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{Lt}}{86,80} = \frac{12,49}{86,80}$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,14 < 0,4 \implies$ alors il y a pas risque de déversement

$$\Phi_{Lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{Lt}(\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0,34$$

$$\Phi_{LT} = 0,49$$

$$\text{Donc : } \chi_{Lt} = 0,95$$

- Vérification

$$\frac{5462,55 \times 10^3}{0,5 \times 47520 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1 \times (-222,67) \times 10^3}{0,95 \times 6103 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,09 \times 25,04 \times 10^3}{6103 \times \frac{275}{1,1}} = 0,76 < 1$$

⇒ condition vérifiée

b. Niveau 3^{ème}-4^{ème}-5^{ème} étages :

Poteau : 2 HEB 450 (poteau croisé)

Poutre : IPE 360

- Les efforts internes du niveau

$$N_{sd}^{\max} = 3703,54 \text{ KN} ; M_{sd,y}^{\text{cor}} = -114,57 \text{ KN.m} ; M_{sd,z}^{\text{cor}} = 10,54 \text{ KN.m} \text{ (G+Q+Ex)}$$

- La stabilité du poteau intermédiaire au flambement composée

Tableau.IV.2: Vérification de la stabilité au flambement du (3-4-5)^{ème} niveau

Suivant l'axe YY		Suivant l'axe ZZ	
Poteau	$K_C^{\text{HEB450}} = K_{C,1}^{\text{HEB450}} = 299,7 \text{ cm}^3$	Poteau	$K_C^{\text{HEB450}} = K_{C,1}^{\text{HEB450}} = 299,7 \text{ cm}^3$
	$K_{C,2}^{\text{HEB500}} = 391,88 \text{ cm}^3$		$K_{C,2}^{\text{HEB500}} = 391,88 \text{ cm}^3$
Poutre	$K_{b1,1}^{\text{IPE360}} = K_{b1,2}^{\text{IPE360}} = 25,42 \text{ cm}^3$	Poutre	$K_{b1,1}^{\text{IPE360}} = K_{b1,2}^{\text{IPE360}} = 1,62 \text{ cm}^3$
	$K_{b2,1}^{\text{IPE360}} = K_{b2,2}^{\text{IPE360}} = 0$		$K_{b2,1}^{\text{IPE360}} = K_{b2,2}^{\text{IPE360}} = 0$
$L_{fy} = 2,08 \text{ m}$		$L_{fy} = 2,13 \text{ m}$	
$\bar{\lambda}_y = 0,16 < 0,2$ alors ; y a pas de risque de flambement		$\bar{\lambda}_y = 0,16 < 0,2$ alors ; y a pas de risque de flambement	
$\phi_y = 0,61$		$\phi_y = 0,58$	
$\chi_y = 0,99 < 1,0$		$\chi_y = 0,98 < 1,0$	
$\beta_{Mw} = 1,1$		$\beta_{Mw} = 1,07$	
$\mu_y = 0,62 < 0,9$		$\mu_y = 0,71 < 0,9$	
$K_y = 1,22 < 1,5$		$K_y = 1,26 < 1,5$	
Vérification du flambement composé : $0,4 < 1$ d'où le poteau ne risque pas de se flamber			

c. Niveau 6^{ème}-7^{ème}-8^{ème} étages :

Poteau : 2 HEB 400 (poteau croisé)

Poutre : IPE 360

• Les efforts internes du niveau

$$N_{sd}^{\max} = 2022,5 \text{ KN} ; M_{sd,y}^{\text{cor}} = -109,3 \text{ KN.m} ; M_{sd,z}^{\text{cor}} = 19,27 \text{ KN.m} \text{ (G+Q+Ex)}$$

• La stabilité du poteau intermédiaire au flambement composée

Tableau.IV.3: Vérification de la stabilité au flambement du (6-7-8)^{ème} niveau

Suivant l'axe YY		Suivant l'axe ZZ	
Poteau	$K_C^{\text{HEB400}} = K_{C,1}^{\text{HEB400}} = 223,85 \text{ cm}^3$	Poteau	$K_C^{\text{HEB400}} = K_{C,1}^{\text{HEB400}} = 223,85 \text{ cm}^3$
	$K_{C,2}^{\text{HEB450}} = 299,7 \text{ cm}^3$		$K_{C,2}^{\text{HEB450}} = 299,7 \text{ cm}^3$
Poutre	$K_{b1,1}^{\text{IPE360}} = K_{b1,2}^{\text{IPE360}} = 25,42 \text{ cm}^3$	Poutre	$K_{b1,1}^{\text{IPE360}} = K_{b1,2}^{\text{IPE360}} = 1,62 \text{ cm}^3$
	$K_{b2,1}^{\text{IPE360}} = K_{b2,2}^{\text{IPE360}} = 0$		$K_{b2,1}^{\text{IPE360}} = K_{b2,2}^{\text{IPE360}} = 0$
$L_{fy} = 2,06 \text{ m}$		$L_{fy} = 2,1 \text{ m}$	
$\bar{\lambda}_y = 0,17 < 0,2$ alors ; y a pas de risque de flambement		$\bar{\lambda}_y = 0,14 < 0,2$ alors ; y a pas de risque de flambement	
$\phi_y = 0,51$		$\phi_y = 0,5$	
$\chi_y = 0,97 < 1,0$		$\chi_y = 0,98 < 1,0$	
$\beta_{Mw} = 0,97$		$\beta_{Mw} = 1,2$	
$\mu_y = 0,65 < 0,9$		$\mu_y = 0,69 < 0,9$	
$K_y = 1,15 < 1,5$		$K_y = 1,16 < 1,5$	
Vérification du flambement composé : $0,3 < 1$ d'où le poteau ne risque pas de se flamber			

d. Niveau 9^{ème}-10^{ème} étages :

Poteau : 2 HEB 360 (poteau croisé)

Poutre : IPE 360

• **Les efforts internes du niveau**

$$N_{sd}^{\max} = 752,96 \text{ KN} ; M_{sd,y}^{\text{cor}} = 110,31 \text{ KN.m} ; M_{sd,z}^{\text{cor}} = 9,5 \text{ KN.m (ELU)}$$

• **La stabilité du poteau intermédiaire au flambement composée**

Tableau.IV.4: Vérification de la stabilité au flambement du (9-10)^{ème} niveau

Suivant l'axe YY		Suivant l'axe ZZ	
Poteau	$K_C^{\text{HEB360}} = K_{C,1}^{\text{HEB360}} = 174,28 \text{ cm}^3$	Poteau	$K_C^{\text{HEB360}} = K_{C,1}^{\text{HEB360}} = 174,28 \text{ cm}^3$
	$K_{C,2}^{\text{HEB400}} = 223,85 \text{ cm}^3$		$K_{C,2}^{\text{HEB400}} = 223,85 \text{ cm}^3$
Poutre	$K_{b1,1}^{\text{IPE360}} = K_{b1,2}^{\text{IPE360}} = 25,42 \text{ cm}^3$	Poutre	$K_{b1,1}^{\text{IPE360}} = K_{b1,2}^{\text{IPE360}} = 1,62 \text{ cm}^3$
	$K_{b2,1}^{\text{IPE360}} = K_{b2,2}^{\text{IPE360}} = 0$		$K_{b2,1}^{\text{IPE360}} = K_{b2,2}^{\text{IPE360}} = 0$
$L_{fy} = 2,04 \text{ m}$		$L_{fy} = 2,1 \text{ m}$	
$\bar{\lambda}_y = 0,16 < 0,2$ alors ; y a pas de risque de flambement		$\bar{\lambda}_y = 0,18 < 0,2$ alors ; y a pas de risque de flambement	
$\phi_y = 0,57$		$\phi_y = 0,51$	
$\chi_y = 0,94 < 1,0$		$\chi_y = 0,99 < 1,0$	
$\beta_{Mw} = 0,97$		$\beta_{Mw} = 1,2$	
$\mu_y = 0,56 < 0,9$		$\mu_y = 0,62 < 0,9$	
$K_y = 1,1 < 1,5$		$K_y = 1,12 < 1,5$	
Vérification du flambement composé : $0,2 < 1$ d'où le poteau ne risque pas de se flamber			

❖ Dimensionnement du cordon de soudure :

$$N_{sd} = 5462,55 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 163,15 \text{ kN}$$

$$a \geq \beta_{\omega} \times \delta m \times \frac{t_w}{2}$$

β_{ω} : coef de corrélation

δm : coef de sécurité

$$S275 \left\{ \begin{array}{l} \beta_{\omega} = 0.85 \\ \delta m = 1.3 \end{array} \right.$$

$$a \geq 0.85 \times 1.3 \times (11,5/2) \Rightarrow a \geq 6,35 \text{ mm}$$

On Prend : $a = 8 \text{ mm}$

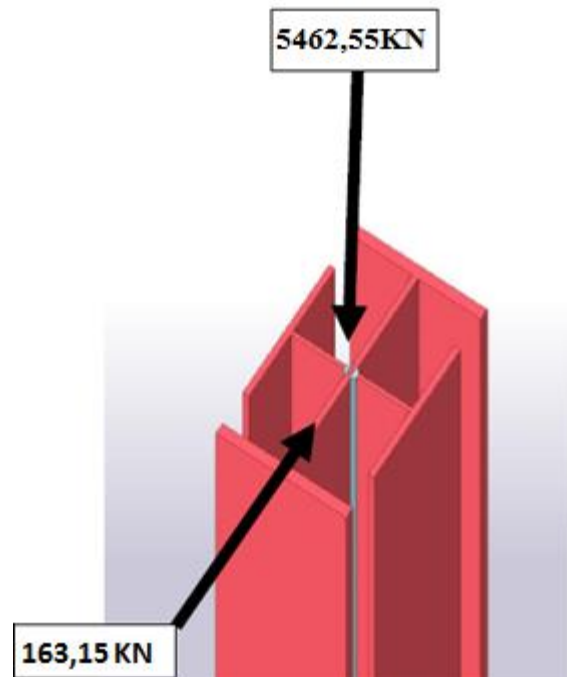


Figure IV.2: Soudure du Poteau

• Vérification des contraintes :

a- Perpendiculaire :

$$\frac{F}{2\sqrt{2} \times a \times L} \leq \frac{Fu}{\beta_{\omega} \times \gamma_{mw}}$$

$$\frac{163,15 \times 10^3}{2\sqrt{2} \times 8 \times 9180} = 0,78 \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3} = 389,14$$

b- Parallèle :

$$\tau = \frac{P}{2\sqrt{2} \times a \times L} \leq \frac{Fu}{\beta_{\omega} \times \gamma_{mw}}$$

$$\frac{5462,55 \times 10^3}{2\sqrt{2} \times 8 \times 9180} = 22,29 \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3} = 389,14$$

IV.4 : Vérification des poutres principales d'étage courant :

On prend un IPE 360.

D'après le Logiciel **ROBOT**, on prend la valeur **G+Q+Ey**.

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs

$$M_{sd} = 261,75 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 170,39 \text{ KN}$$

1- Vérification de la résistance

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = 261,75 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 558,54 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

2- Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = 170,39 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 557,89 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

3- Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 176,81 \text{ kN} > V_{sd} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

➤ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

IV.5 : Vérification des poutres principale de terrasse

On prend un IPE 360.

D'après le Logiciel **ROBOT**, on prend la valeur G+Q+Ey.

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs:

$$M_{sd} = 187,64 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 132,15 \text{ KN}$$

1- Vérification de la résistance

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{pl,rd}$:

$$M_{sd} = 187,64 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 280,22 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

2- Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = 132,15 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 557,89 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

3- Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 278,94 \text{ kN} > V_{sd} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

➤ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Remarque :

4- Pour la vérification au déversement

Il n'y a pas lieu de vérifier le déversement pour les poutres car on a un plancher collaborant, donc les poutres sont prémunies contre ce phénomène.

IV.6 : Vérification des palées de stabilité

- Vérification des palées en (X) 2UPN 180

1- Vérifications à la traction simple

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$$N_{sd} = 519,82 \text{ KN}$$

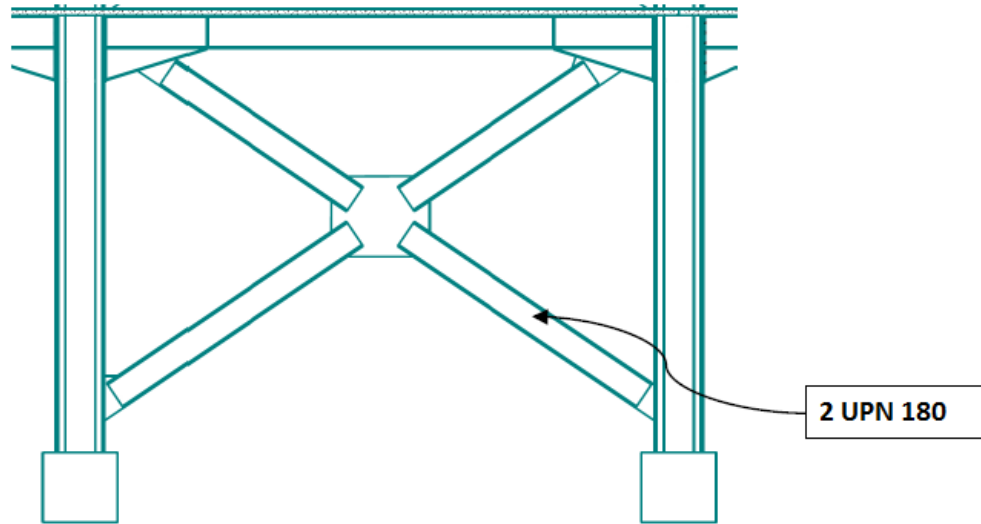


Figure IV.3 : Les système de contreventements en X

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 2800 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1400 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 447,61 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 1400 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2- Vérifications à la compression simple

$$\text{Il faut vérifier que : } N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ Pour les sections classe 1 et 2}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$l_f = \sqrt{7,4^2 + 3,06^2} = 8 \text{ m}$$

$$L = \frac{l_f}{2} = 4$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{400}{6,95} = 57,55$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{306}{2,02} = 151,48$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,66$$

Remarque

Pour les sections en U la courbe de flambement est " C "

\Rightarrow Courbe de flambement C $\Rightarrow \alpha = 0,49$ (CCM97.Tab 5.5.1)

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_y = 0,94$$

$$\chi_y = 0,72$$

$$N_{sd} = 447,6 \text{ kN} < \frac{0,72 \times 1 \times 2 \times 2800 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1008 \text{ kN}$$

Condition Vérifiée

• Vérification des palée en (V) 2 UPN180

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel **ROBOT**

$$N_{sd} = 519,82 \text{ KN}$$

Le profilé choisit 2UPN 180

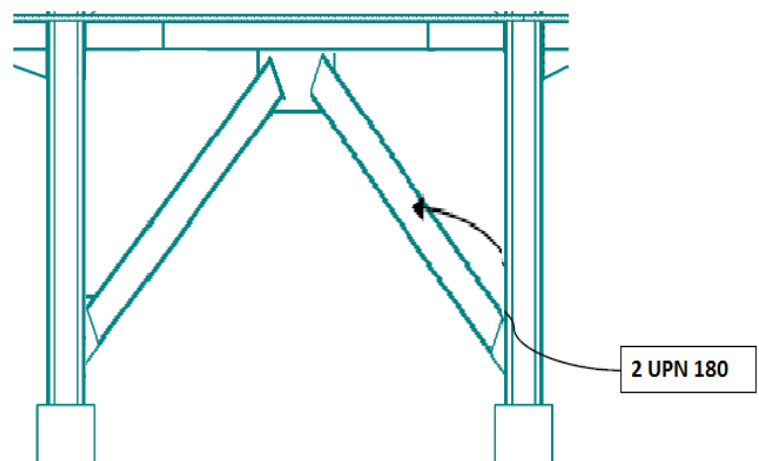


Figure IV.4 : Les système de contreventements en V

1- Vérifications à la traction simple

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 2800 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1400 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 519,82 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 2940 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2- Vérifications à la compression simple :

$$\text{Il faut vérifier que : } N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ Pour les sections classe 1 et 2}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$l_f = \sqrt{4^2 + 3,06^2} = 3,65 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{182}{6,95} = 26,18$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{306}{2,02} = 151,48$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,3$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_y = 0,57$$

$$\chi_y = 0,94$$

$$N_{sd} = 519,82 \text{ kN} < \frac{\chi \times 1 \times 2 \times 2800 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1316,0 \text{ kN}$$

Chapitre V

Les assemblages

V.1. Introduction

Un assemblage est un système qui permet de réunir un ou plusieurs éléments métallique sa fin d'assurer une continuité entre eux. Ce système peut être soit par boulonnage ou soit par soudure ou les deux en même temps.

Les assemblages ont pour fonction :

- Assurer la transmission des efforts entre les différents éléments structuraux ;
- Créer une liaison de continuité ;
- Correspondre au type de liaison adéquat ;

V.2. Les différents modes d'assemblages

Dans la construction métallique, les différents modes d'assemblages les plus utilisés sont le boulonnage et la soudure.

V.2.1. Assemblage par boulonnage

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable, qui consiste à relier les éléments métalliques entre eux. On distingue deux types boulons : les boulons ordinaires et les boulons à haute adhérence. Et ces deux types de boulons se différencient par leur nuance d'acier.

Tableau.V. 1: Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.

Valeur de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

- **Fonctionnement des assemblages**

- **Fonctionnement des assemblages par obstacle**

C'est le cas des boulons ordinaires non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

- **Fonctionnement des assemblages par hadhérence**

Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage et le boulonnage par les boulons à haute résistance.

V.2.2. Assemblage par soudure

La soudure est un moyen d'assemblage le plus fréquemment utilisé pour la fabrication des pièces métalliques en atelier. Elle est régulièrement utilisée dans les constructions particulières comme : les réservoirs d'eau, les silos etc...

V.3. Assemblage poutre-solive (IPE 360 – IPE120)

L'assemblage poutre-solive est un assemblage articulé à doubles cornières boulonnées (les âmes sont reliées, les ailes sont libres), qui permet de relier la solive à la poutre avec un jeu entre les deux éléments. Pour assurer la continuité de la solive, on réalise une grugeage pour permettre le passage de l'aile de la poutre.

– L'effort tranchant maximum: $V_{sd} = 38,81 \text{ KN}$

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poutre IPE 360:

$h = 360 \text{ mm}$; $b = 170 \text{ mm}$; $t_f = 12,7 \text{ mm}$; $t_w = 8 \text{ mm}$; $A = 72,73 \text{ cm}^2$

Solive IPE 120 :

$h = 120 \text{ mm}$; $b = 64 \text{ mm}$; $t_f = 6,3 \text{ mm}$; $t_w = 4,4 \text{ mm}$; $A = 13,2 \text{ cm}^2$

V.3.1. Dimension de la platine (cornier)

La hauteur $h_p \geq 0,6h_{b1} = 0,6 \times 120 = 72 \text{ mm}$ alors on prend $h_p = 80 \text{ mm}$.

L'épaisseur $t_p = [10 \text{ à } 12\text{mm}]$ alors on prend $t_p = 12 \text{ mm}$

Alors on choisit un cornier à aile égale de dimension : $100 \times 100 \times 12 \text{ mm}$

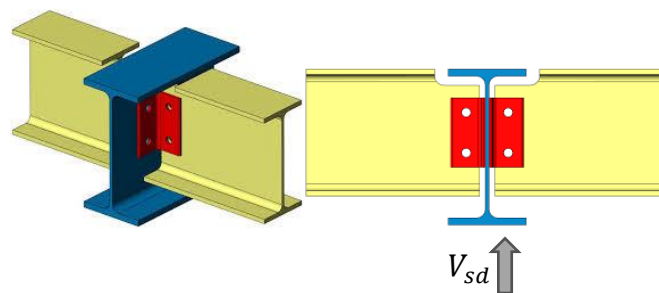


Figure.V.1 : Schéma d'assemblage poutre -solive.

On choisit 4 boulons ordinaires de diamètre 14 mm (M14) et de classe 5.8

M14 \rightarrow $d = 14 \text{ mm}$ \rightarrow $d_0 = 16\text{mm}$ \rightarrow $A_S = 157 \text{ mm}^2$

V.3.2 . Disposition constructive :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \text{maxi (12t ou 150 mm)} \quad \Rightarrow \quad 21,60 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_1 = 30\text{mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \text{maxi (12t ou 150 mm)} \quad \Rightarrow \quad 21,60 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_2 = 30\text{mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min (14t ou 200 mm)} \quad \Rightarrow \quad 39,6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 168 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_1 = 60 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \text{min (14t ou 200 mm)} \quad \Rightarrow \quad 54 \text{ mm} \leq P_2 \leq 168 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_2 = 60 \text{ mm.}$$

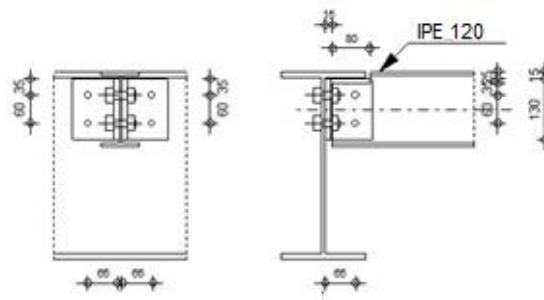


Figure.V.2 : Vérification d'assemblage poutre-solive par ROBOT

V.3.3 . Vérifications :

a. Résistance des boulons au cisaillement

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_p} = \frac{38,81}{4} = 9,7 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{EC3. tab. 6. 5. 3})$$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 400 \times 115}{1,25} = 22,08 \text{ kN}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc :

$$F_{vrd} = n \times F_{vrd} = 4 \times 22,08 = 88,32 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 38,81 \text{ kN} < F_{vrd} = 88,32 \text{ k}$$

➤ Donc la condition est vérifiée

b. Résistance à la pression diamétrale

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec} \quad \alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$f_u = 430 \text{ MPa}$; $d = 14 \text{ mm}$; $d_0 = 16 \text{ mm}$; $t = 12 \text{ mm}$; $\gamma_{mb} = 1,25$;
 $e_1 = 30 \text{ mm}$; $P_1 = 60 \text{ mm}$.

$$\alpha = \min \left[0,71 ; 1 ; 0,86 ; 1 \right]$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,71 \times 430 \times 12 \times 12}{1,25} = 78,92 \text{ KN} > F_{v,sd} = 38,81 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

V.4. Assemblage poteau-poutre (2HEB 500 – IPE 360)

- **Caractéristiques géométriques des profils et données mécaniques**

- Poutre IPE 360 :

$h = 360 \text{ mm}$; $b = 170 \text{ mm}$; $t_f = 12,7 \text{ mm}$; $t_w = 8 \text{ mm}$; $A = 72,73 \text{ cm}^2$

- Poteau croisé 2HEB500:

$h = 500 \text{ mm}$; $b = 300 \text{ mm}$; $t_f = 28 \text{ mm}$; $t_w = 14,5 \text{ mm}$; $A = 475,2 \text{ cm}^2$

V.4.1. Efforts internes

$M_{sd} = 141,29 \text{ KN.m}$

$V_{sd} = 58,88 \text{ KN}$

$N_{sd} = 1826,89 \text{ KN}$

V.4.2. Assemblage poutre-platine (soudure)

Cet assemblage est réalisé en reliant la poutre et la platine à l'aide de la soudure.

On fixe le cordon de soudure **a= 6mm**.

$l_1 = b_s = 170 \text{ mm}$

$l_2 = \frac{b_s - t_w}{2} = 81 \text{ mm}$

$l_3 = h - 2t_f = 334,6 \text{ mm}$

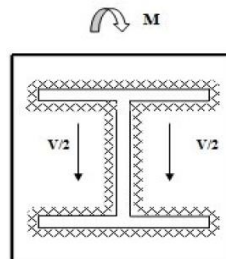


Figure.V.3 : Assemblage poutre - platine.

$$A_s = \sum l_i a_i = (2l_1 + 4l_2 + 2l_3)a = 7999,2 \text{ mm}^2$$



$$I_{s/yy} = 2[(al_1 d_1^2) + (2 al_2 d_2^2)]$$

Avec :

$$d_1 = \frac{h}{2} + \frac{a}{2} = 183 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{h}{2} - t_f - \frac{a}{2} = 164,3 \text{ mm}$$

$$I_{s/yy} = 120,79 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016	
	Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

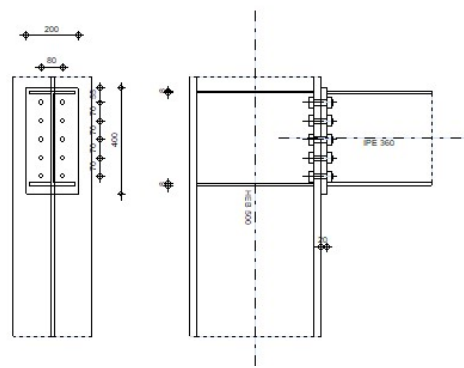


Figure.V.4 : Vérification d'assemblage poteau-poutre par ROBOT

• **Vérification de la résistance**

- **Effet de N_{sd} et V_{sd}**

$$\sqrt{2\left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i a_i}\right)^2 + 3\left(\frac{V_{sd}}{2 l_3 a}\right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \quad \Rightarrow \quad 88,59 \leq 389,14 \dots\dots\dots CV.$$

- **Effet de N_{sd} et M_{sd}**

$$\sqrt{2\left[\frac{N_{sd}}{\sum l_i a_i} + \left(\frac{M_{sd}}{I_{s/yy}} \times \frac{h}{2}\right)\right]^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \quad \Rightarrow \quad 322,65 \leq 389,14 \dots\dots\dots CV.$$

V.4.3. Assemblage poteau-platine (boulonnage)

• **Disposition constructive**

On choisit d'utiliser 10 boulons HR de diamètre 20mm et de classe 10.9, avec une platine de dimension 400 x 200 x 14 mm.

M20 \Rightarrow d = 20 mm \Rightarrow d₀ = 22 mm \Rightarrow A_S = 245 mm²

$$1,5d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 33 \text{ mm} \leq e_1 \leq 168 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 168 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_2 = 50 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 48,4 \text{ mm} \leq P_1 \leq 196 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_1 = 95 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 6,6 \text{ mm} \leq P_2 \leq 196 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_2 = 140 \text{ mm.}$$

• **Détermination des efforts dans le boulon**

Ces efforts sont obtenus par la formule : $N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$ avec $M_{sd} = 141,29 \text{ KN.m}$

$d_5 = 396 \text{ mm}$	\Rightarrow	$N_5 = 150,5 \text{ KN}$
$d_4 = 346 \text{ mm}$	\Rightarrow	$N_4 = 131,5 \text{ KN}$
$d_3 = 251 \text{ mm}$	\Rightarrow	$N_3 = 95,38 \text{ KN}$
$d_2 = 156 \text{ mm}$	\Rightarrow	$N_2 = 59,28 \text{ KN}$
$d_1 = 61 \text{ mm}$	\Rightarrow	$N_1 = 23,44 \text{ KN}$

$\sum d_i^2 = 367590 \text{ mm}^2$

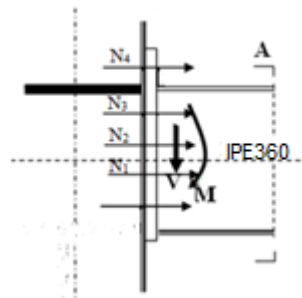


Figure.V.5 : Disposition des boulons avec raidisseur.

• **Résistance des boulons à la traction**

Pour que cette condition soit satisfaite, il faut vérifier que : $N_{tr} \leq nF_P$

Avec :

N_1 : effort maximal de traction,

n : nombre de boulons par rangée,

F_P : effort admissible en traction pour un boulon, $F_P = 0,7f_{us}A_s$

f_{us} : résistance à la traction des boulons égale à 1000 MPa,

A_s : section du boulon ;

$N_{tr} = 150,5 \text{ KN} \leq n F_P = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 245 = 343 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$

- **Vérification du moment effectif de l'assemblage**

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{rd}$

Avec :

M_{sd} : moment résistant maximal,

M_{rd} : moment résistant effectif, $M_{rd} = \frac{n F_p \cdot \sum d_i^2}{d_5}$

$F_p = 0,7 \times 1000 \times 245 = 171,5 \text{ KN}$ (pour un boulon)

$$M_{rd} = \frac{2 \times 171,5 \times 367 \times 10^3}{396} \times 10^{-3} = 317,88 \text{ KN.m} > M_{sd} = 141,29 \text{ KN.m} \dots \text{CV.}$$

- **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{s,rd}$

$$V_{sd} = \frac{V}{n} = \frac{58,88}{10} = 5,8 \text{ KN}$$

$$V_{s,rd} = \frac{k_s m \mu (F_p - 0,8 N_{tr})}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 [(0,7 \times 245 \times 1000) \times 10^{-3} - (0,8 \times 150,5)]}{1,25} = 15,33 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 5,8 \text{ KN} < V_{s,rd} = 15,33 \text{ KN} \dots \text{CV.}$$

- **Résistance de l'âme du poteau en traction**

Il faut vérifier que : $F_v \leq F_t$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{141,29}{(0,36 - 0,0127)} = 406,82 \text{ KN}$$

$$F_t = t_{wc} b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 14,5 \times 140 \times \frac{275}{1,1} = 507,5 \text{ KN} > F_v = 406,82 \text{ KN} \dots \text{CV.}$$

- **Résistance de l'âme du poteau au cisaillement**

Il faut vérifier que : $F_v \leq F_r$

$$F_r = 0,58 f_y h_c \frac{t_{wc}}{\gamma_{m0}} = 0,58 \times 275 \times 500 \times \frac{14,5}{1,1} = 1051,25 \text{ KN} > F_v = 406,82 \text{ KN} \dots \text{CV.}$$

- **Résistance de l'âme du poteau en compression**

Il faut vérifier que : $F_v \leq F_c$

$$F_c = f_y \times t_{wc} \left[1,25 - 0,5 \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y} \right] \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_b) = 12,7 + (2 \times 20) + [5(28 + 18)] = 282,7 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{ely}} = \frac{58,88 \times 10^3}{72,73 \times 10^2} + \frac{141,29 \times 10^6}{903,6 \times 10^3} = 164,46 \text{ Mpa}$$

$$F_c = 275 \times 14,5 \left[1,25 - \left(0,5 \times 1,1 \times \frac{164,46}{275} \right) \right] \frac{222}{1,1} = 540,05 \text{ KN} > F_v = 406,82 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

V.5. Assemblage des éléments de contreventement

VI.5.1. Assemblage du contreventement V inversé

L'assemblage se fait avec l'élément le plus sollicité avec une section de **2UPN 180**

- **Assemblage du contreventement sur le gousset au niveau de la base du portique**

Dans cet assemblage, on choisit d'utiliser des boulons ordinaires de classe 8.8 et un diamètre de 18 mm avec une disposition de boulon de deux rangés.

On a un effort tranchant repris par 2UPN 180 : $V_{sd}^{max} = 348,23 \text{ KN}$.

- **Disposition constructive**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \text{maxi (12t ou 150 mm)} \quad \Rightarrow \quad 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \text{maxi (12t ou 150 mm)} \quad \Rightarrow \quad 21,6 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_2 = 50 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min (14t ou 200 mm)} \quad \Rightarrow \quad 39,6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 200 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_1 = 100 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \text{min (14t ou 200 mm)} \quad \Rightarrow \quad 54 \text{ mm} \leq P_2 \leq 200 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_2 = 100 \text{ mm.}$$

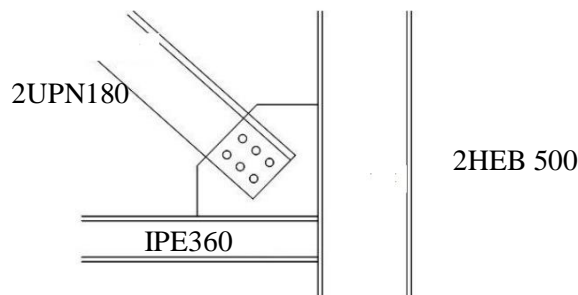


Figure.V.6 : Assemblage gousset – contreventement

- **Nombre de boulon nécessaire pour 1UPN**

On sait que : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd} \quad \Rightarrow \quad \frac{V_{sd}}{n_p} \leq \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{mb}}$

$$n_p = \frac{V_{sd} \cdot \gamma_{mb}}{0,6 f_{ub} A_s} = \frac{174,11 \times 1,25}{0,6 \times 800 \times 245} \times 10^3 = 1,85 \quad \text{alors on prend } n_p = 4 \text{ pour 1UPN.}$$

- **Résistance à la pression diamétrale**

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec} \quad \alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right]$$

$f_u = 430 \text{ MPa}$; $d = 18 \text{ mm}$; $d_0 = 20 \text{ mm}$; $t = 12 \text{ mm}$; $\gamma_{mb} = 1,25$;
 $e_1 = 50 \text{ mm}$; $P_1 = 100 \text{ mm}$.

$$\alpha = \min \left[0,83 ; 1,41 ; 1,86 ; 1 \right]$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,83 \times 430 \times 20 \times 12}{1,25} = 189,88 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{V_{sd}}{n_p} = \frac{348,23}{4} = 87,05 \text{ KN} < F_{b,rd} = 189,88 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

• **Assemblage du gousset sur le nœud du portique**

On choisit un plat de gousset 400 x 400 x 12 et un cordon de soudure $a = 6 \text{ mm}$.

L'effort de traction sollicité par le gousset se décompose suivant les deux sens :

$$N_{t,rd}^{x-x} = N_{t,rd} \cos \alpha = 348,24 \times \cos 64 = 152,65 \text{ KN}$$

$$N_{t,rd}^{y-y} = N_{t,rd} \sin \alpha = 348,24 \times \sin 64 = 313 \text{ KN}$$

- **Suivant le sens x-x :**

$$N_{t,rd}^{x-x} = \frac{f_u \sum l a}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{mw}} = \frac{312 \times 800 \times 6}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,30} = 782,48 \text{ KN} > N_{t,rd}^{x-x} = 152,65 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Suivant le sens y-y :**

$$N_{t,rd}^{x-x} = \frac{f_u \sum l a}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{mw}} = \frac{312 \times 800 \times 6}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,30} = 782,48 \text{ KN} > N_{t,rd}^{y-y} = 313 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

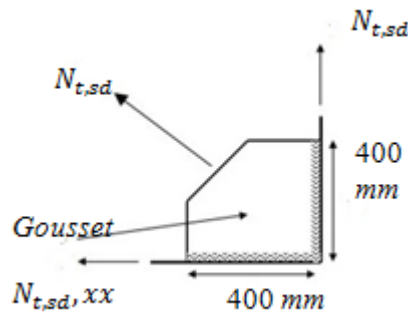


Figure.V.7 : Assemblage gousset - nœud de portique par soudure.

• **Assemblage du contreventement sur le gousset au niveau du nœud du portique**

Dans cet assemblage, on choisit d'utiliser des boulons ordinaires de classe 6.8 et un diamètre de 18 mm avec une disposition de boulon de deux rangés.

On a un effort tranchant repris par 2UPN 180 : $V_{sd}^{max} = 348,23 \text{ KN}$

• **Disposition constructive**

- $1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_1 = 50 \text{ mm.}$
- $1,2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 21,6 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_2 = 50 \text{ mm.}$
- $2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 39,6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 200 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_1 = 100 \text{ mm.}$
- $3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 54 \text{ mm} \leq P_2 \leq 200 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_2 = 100 \text{ mm.}$

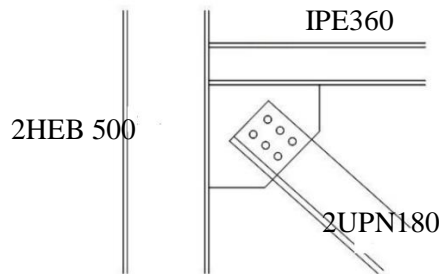


Figure.V.8 : Assemblage gousset – contreventement au nœud du portique.

• **Nombre de boulon nécessaire pour 1UPN**

On sait que : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd} \quad \Rightarrow \quad \frac{V_{sd}}{n_p} \leq \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{mb}}$

$n_p = \frac{V_{sd} \cdot \gamma_{mb}}{0,5 f_{ub} A_s} = \frac{174,11 \times 1,25}{0,5 \times 600 \times 245} \times 10^3 = 2,96$ alors on prend $n_p = 4$ pour 1UPN

• **Résistance à la pression diamétrale**

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$F_{b,rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{mb}}$ avec $\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right]$

$f_u = 430 \text{ MPa} ; \quad d = 18 \text{ mm} ; \quad d_0 = 20 \text{ mm} ; \quad t = 12 \text{ mm} ; \quad \gamma_{mb} = 1,25 ;$

$e_1 = 50 \text{ mm} ; \quad P_1 = 100 \text{ mm.}$

$\alpha = \min \left[0,83 ; 1,41 ; 1,86 ; 1 \right]$

$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,83 \times 430 \times 20 \times 12}{1,25} = 171,31 \text{ KN}$

$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_p} = \frac{348,2}{4} = 87,05 \text{ KN} < F_{b,rd} = 171,31 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$

• **Assemblage du gousset sur le nœud du portique**

On choisit un plat de gousset 300 x 300 x 12 et un cordon de soudure $a = 6 \text{ mm.}$

L'effort de traction sollicité par le gousset se décompose suivant les deux sens :

$$N_{t,rd}^{x-x} = N_{t,rd} \cos\alpha = 348,24 \times \cos 36 = 281,73 \text{ KN}$$

$$N_{t,rd}^{y-y} = N_{t,rd} \sin\alpha = 348,24 \times \sin 36 = 204,7 \text{ KN}$$

- **Suivant le sens x-x :**

$$N_{t,rd}^{x-x} = \frac{f_{us} \sum la}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{mw}} = \frac{430 \times 600 \times 6}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,30} = 808,81 \text{ KN} > N_{t,rd}^{x-x} = 281,73 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Suivant le sens y-y :**

$$N_{t,rd}^{x-x} = \frac{f_{us} \sum la}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{mw}} = \frac{430 \times 600 \times 6}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,30} = 808,81 \text{ KN} > N_{t,rd}^{y-y} = 204,7 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

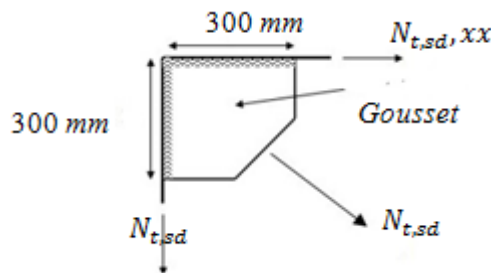


Figure.V.9 : Assemblage gousset - nœud de portique par soudure.

• **Assemblage du contreventement sur le gousset au niveau de la poutre**

Dans cet assemblage, on choisit d'utiliser des boulons ordinaires de classe 8.8 et un diamètre de 18mm avec une disposition de boulon de deux rangés.

On a un effort tranchant repris par 2UPN 260 : $V_{sd}^{max} = 551,32 \text{ KN}$

• **Disposition constructive**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \text{maxi (12t ou 150 mm)} \quad \Rightarrow \quad 2,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \text{maxi (12t ou 150 mm)} \quad \Rightarrow \quad 2,4 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_2 = 50 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min (14t ou 200 mm)} \quad \Rightarrow \quad 44 \text{ mm} \leq P_1 \leq 200 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_1 = 100 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \text{min (14t ou 200 mm)} \quad \Rightarrow \quad 66 \text{ mm} \leq P_2 \leq 200 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_2 = 100 \text{ mm.}$$

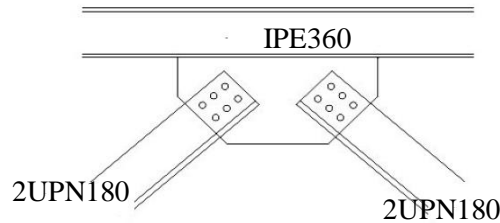


Figure.V.10 : Assemblage gousset –contreventement à la poutre.

• **Nombre de boulon nécessaire pour 1UPN**

On sait que : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd} \implies \frac{V_{sd}}{n_p} \leq \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{mb}}$

$n_p = \frac{V_{sd} \cdot \gamma_{mb}}{0,6 f_{ub} A_s} = \frac{551,32 \times 1,25}{0,6 \times 800 \times 245} \times 10^3 = 5,8$ alors on prend $n_p = 6$ pour 1UPN

• **Résistance à la pression diamétrale**

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$F_{b,rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{mb}}$ avec $\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right]$

$f_u = 430 \text{ MPa} ; \quad d = 20 \text{ mm} ; \quad d_0 = 22 \text{ mm} ; \quad t = 12 \text{ mm} ; \quad \gamma_{mb} = 1,25 ;$

$e_1 = 50 \text{ mm} ; \quad P_1 = 100 \text{ mm}.$

$\alpha = \min \left[0,83 ; 1,41 ; 1,86 ; 1 \right]$

$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,83 \times 430 \times 20 \times 12}{1,25} = 171,31 \text{ KN}$

$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_p} = \frac{551,31}{6} = 91,88 \text{ KN} < F_{b,rd} = 171,31 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV.}$

• **Remarque :**

On prendra les mêmes choix d’assemblages au niveau de la deuxième extrémité des barres (liaison des trois barres).

➤ **Choix retenu pour l’assemblage des palées de stabilité**

- Soudure de gousset : **6mm.**
- Epaisseur de gousset : **12mm.**
- Boulonnage : **6 boulons** ordinaires de diamètre **18 mm**, de **classe 6.8 et 8.8**

V.6. Assemblage de continuité poteau (2HEB 500 - 2HEB 450) avec contacte :

Dans ce type d'assemblage on distingue 4 cas :

- Poteau croisé (2HEB500) avec poteau croisé (2HEB450)
- Poteau croisé (2HEB450) avec poteau croisé (2HEB400)
- Poteau croisé (2HEB400) avec poteau croisé (2HEB360)
- Poteau croisé (2HEB360) avec poteau croisé (2HEB340)

V.6.1. Efforts internes (donnés par ROBOT) :

Les efforts internes maximums au niveau de l'assemblage :

$$M^{\max} = 130,43 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 73,25 \text{ KN}$$

$$N^{\max} = 638,95 \text{ KN}$$

L'assemblage se fera au 1er étage.

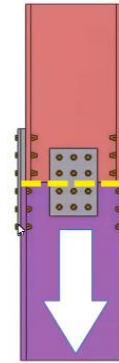


Figure.V.11 : Assemblage poteau par couvre – joint.

On va traiter cet assemblage manuellement.

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poteau **2HEB500** :

$$h = 500\text{mm}; b=300\text{mm}; t_f=28\text{mm}; t_w=14\text{mm}; A=475,2\text{cm}^2$$

Poteau **2HEB450** :

$$h = 450\text{mm}; b=300\text{mm}; t_f=26\text{mm}; t_w=14\text{mm}; A=390\text{cm}^2$$

V.6.2. Dimensionnement du couvre joint (éclisse)

- **Eclisse de la semelle**

La hauteur $h_{fp} \geq 2b = 2 \times 300 = 600 \text{ mm}$ alors on prend $h_{fp} = 680 \text{ mm}$.

La largeur $b_{fp} \geq b = 2 \times 300 = 300 \text{ mm}$

L'épaisseur $e_{fp} \geq [\frac{t_f}{2} = \frac{28}{2} \text{ et } 10\text{mm}] = [14\text{mm et } 10\text{mm}]$ alors on prend $e_{fp} = 14 \text{ mm}$

- **Eclisse de l'âme**

La hauteur h_{wp} , on prend $h_{fp} = 500 \text{ mm}$.

La largeur $b_{wp} \geq 0,5h = 0,5 \times 500 = 250 \text{ mm}$ alors avec le choix d'un poteau croisé, on prend 150mm pour chaque côté de l'âme.

L'épaisseur $e_{wp} \geq \frac{t_w}{2} = \frac{14,5}{2} = 7,25$ mm alors on prend $e_{wp} = 10$ mm.

L'épaisseur de la plaque d'ajustassions est $t_{pa} = 25$ mm

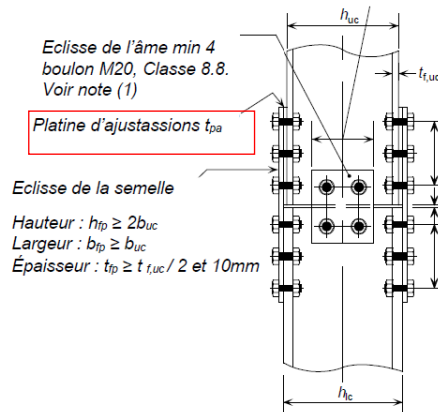


Figure.V.12 : Schéma d'assemblage pour la position de la plaque d'ajustassions.

V.6.3. Disposition constructive pour la semelle

On choisit des boulons ordinaires de diamètre $\phi 20$ et de classe 8.8 alors $d_0 = 22$ mm

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 168 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 26,4 \text{ mm} \leq e_2 \leq 168 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_2 = 60 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 48,4 \text{ mm} \leq P_1 \leq 196 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_1 = 80 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 66,0 \text{ mm} \leq P_2 \leq 196 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_2 = 180 \text{ mm.}$$

V.6.4. Disposition constructive pour l'âme

On choisit des boulons ordinaires de diamètre $\phi 20$ et de classe 8.8 alors $d_0 = 22$ mm

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 26,4 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_2 = 40 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 48,4 \text{ mm} \leq P_1 \leq 140 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_1 = 80 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 66 \text{ mm} \leq P_2 \leq 140 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_2 = 70 \text{ mm.}$$

V.6.5. Vérification de la résistance du couvre - joint de semelle

a. Résistance à la compression

Il faut vérifier que $N_{Ed,f,p,c} \leq N_{cf,p,rd}$

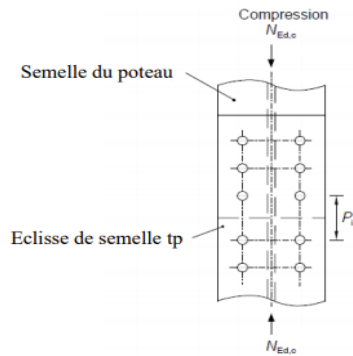


Figure.V.13 : Disposition des boulons couvre-joint semelle pour la compression.

$$N_{Ed,f,p,c} = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} \left(\frac{A_{fc}}{A_c} \right) = \frac{130,43 \times 10^6}{450} + 638,95 \times 10^3 \left(\frac{7800}{43450} \right) = 404,7 \text{ KN}$$

$$N_{cf,p,rd} = \frac{A_{fp} f_{yp}}{\gamma_{m1}} = \frac{4200 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1050 \text{ KN} > N_{Ed,c} = 404,7 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Avec :

$N_{Ed,f,p,c}$: Effort maximal de compression s'exerçant dans un couvre-joint de semelle.

$N_{cf,p,rd}$: Effort résistance à la compression.

A_{fc} : L'air de la semelle du plus petit poteau, $A_{fc} = b_{fc} \times t_{fc} = 30 \times 2,6 = 78 \text{ cm}^2$

A_c : L'air du plus petit poteau, $A_c = 434,5 \text{ cm}^2$

A_{fp} : L'air de la platine du semelle, $A_{fp} = b_{fp} \times t_{fp} = 30 \times 1,4 = 42 \text{ cm}^2$

f_{yp} : Résistance élastique de l'éclisse

b. Résistance à la traction

Il faut vérifier que $N_{Ed,f,p,t} \leq N_{tf,p,rd}$

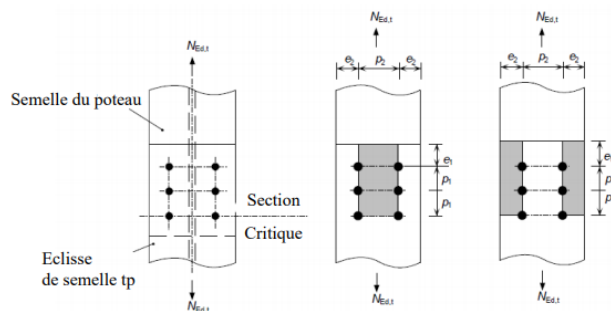


Figure.V.14 : Disposition des boulons couvre-joint semelle pour la traction.

$M_{sd} = 130,43 \text{ KN.m} < \frac{N_{sd} \times h}{2} = \frac{638,95 \cdot 10^3 \times 450}{2} = 143,76 \text{ KN.m}$ alors la traction nette ne se produit pas dans l'éclisse.

V.6.6. Vérification de la résistance des boulons de l'éclipse de la semelle

Il faut vérifier que $N_{Ed,f,p c} \leq F_{vw,f p,rd}$

L'effort maximal de compression s'exerçant dans un couvre-joint de semelle est :

$$N_{Ed,f,p c} = 404,7 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} F_{vw,f p,rd} &= \sum F_{b,rd} & \text{si} & \quad F_{v,rd} \geq (F_{b,rd})_{\max} \\ &= n_{fp}(F_{b,rd})_{\min} & \text{si} & \quad (F_{b,rd})_{\min} \leq F_{v,rd} < (F_{b,rd})_{\max} \\ &= n_{fp}F_{v,rd} & \text{si} & \quad (F_{b,rd})_{\min} > F_{v,rd} \end{aligned}$$

a. La résistance à la pression diamétrale d'un seul boulon sur le couvre-joint de semelle :

$$F_{b,rd} = \frac{K_1 \alpha_b f_{ub} d t_{fp}}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$$\alpha_b = (\alpha_d ; \frac{f_{ub}}{f_{up}} ; 1,0)$$

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{50}{3 \times 22} = 0,75, \quad \text{pour les boulons de rive,}$$

$$\alpha_d = \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{80}{3 \times 22} - \frac{1}{4} = 0,96, \quad \text{pour les boulons intérieurs,}$$

$$\frac{f_{ub}}{f_{up}} = \frac{800}{430} = 1,86$$

$$\alpha_b = \min(0,75; 1,86 ; 1,0) = 0,75 \quad \text{pour les boulons de rive,}$$

$$\alpha_b = \min(0,96; 1,86 ; 1,0) = 0,96 \quad \text{pour les boulons intérieurs,}$$

$$k_1 = \min(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 1,4 \frac{P_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5)$$

$$2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \frac{60}{22} - 1,7 = 5,93$$

$$1,4 \frac{P_2}{d_0} - 1,7 = 1,4 \frac{180}{22} - 1,7 = 9,75$$

$$k_1 = \min(5,93 ; 9,75 ; 2,5) = 2,5$$

$$(F_{b,rd})_{\min} = \frac{2,5 \times 0,75 \times 430 \times 20 \times 14}{1,25} = 180,6 \text{ KN, pour les boulons de rive}$$

$$(F_{b,rd})_{\max} = \frac{2,5 \times 0,96 \times 430 \times 20 \times 14}{1,25} = 231,17 \text{ KN, pour les boulons intérieurs}$$

b. La résistance au cisaillement d'un seul boulon :

$$F_{v,rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{up} A_s}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$$t_{pa} = 25 \text{ mm} > d/3 = 20/3 = 6,66 \text{ mm} ; \text{ alors } \beta_p = \frac{9d}{8d + t_{pa}} = 0,87 \text{ et } \alpha_v = 0,6 \text{ (boulon de classe 8.8)}$$

- $t_{pa} = 25 \text{ mm}$ (L'épaisseur de la plaque d'ajustations)

$$F_{v,rd} = \frac{0,87 \times 0,6 \times 800 \times 245}{1,25} = 81,84 \text{ KN} < (F_{b,rd})_{\min} = 180,6 \text{ KN}$$

$$F_{vwf,p,rd} = n_{fp} F_{v,rd} = 8 \times 81,84 = 654,72 \text{ KN} > N_{Ed,f,pc} = 404,7 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

V.6.7. Vérification de la résistance minimum du couvre -joint de la semelle

Il faut vérifier que $0,25N_{Ed} \leq N_{Rd}$

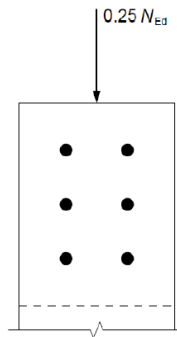


Figure.V.15 : Schéma de la vérification de la section de la semelle.

$$N_{Rd} = \frac{2 A_{fp} f_{fp}}{\gamma_{Mo}} = \frac{2 \times 300 \times 14 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1050 \text{ KN}$$

$$0,25N_{Ed} = 0,25 \times 638,95 = 159,74 \text{ KN} < N_{Rd} = 1050 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

V.6.8. Vérification de la résistance des boulons minimum du couvre -joint de la semelle

Il faut vérifier que $0,25N_{Ed} \leq 2 F_{Rd,fp}$

$$F_{Rd,fp} = n_{wp} F_{b,rd} \quad \text{si} \quad F_{b,rd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{Rd,fp} = n_{wp} F_{v,rd} \quad \text{si} \quad F_{b,rd} > F_{v,rd}$$

a. La résistance au cisaillement d'un seul boulon

$$F_{v,rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{up} A_s}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$$t_{pa} = 25 \text{ mm} > d/3 = 20/3 = 6,66 \text{ mm} \quad \text{alors} \quad \beta_p = \frac{9d}{8d + t_{pa}} = 0,87$$

et $\alpha_v = 0,6$ (boulon de classe 8.8)

$$F_{v,rd} = \frac{0,87 \times 0,6 \times 800 \times 353}{1,25} = 81,84 \text{ KN}$$

b. La résistance en pression diamétrale d'un seul boulon

$$F_{b,rd} = \frac{K_1 \alpha_b f_{up} d t_{fp}}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$$\alpha_b = (\alpha_d ; \frac{P_{1,fp}}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_{up}} ; 1,0)$$

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{50}{3 \times 22} = 0,75$$

$$\alpha_d = \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{80}{3 \times 22} - \frac{1}{4} = 0,96$$

$$\frac{f_{ub}}{f_{up}} = \frac{800}{430} = 1,86$$

$$\alpha_b = \min (0,75 ; 0,96 ; 1,86 ; 1,0) = 0,75$$

$$k_1 = \min (2,8 \frac{e_{2,fp}}{d_0} - 1,7 ; 1,4 \frac{P_{2,fp}}{d_0} - 1,7 ; 2,5)$$

$$2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \frac{60}{22} - 1,7 = 5,93$$

$$1,4 \frac{P_2}{d_0} - 1,7 = 1,4 \frac{180}{22} - 1,7 = 9,75$$

$$k_1 = \min (4,76 ; 7,99 ; 2,5) = 2,5$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,75 \times 430 \times 20 \times 14}{1,25} = 180,6 \text{ KN} > F_{v,rd} = 81,84 \text{ KN} \quad \text{alors} \quad F_{Rd,fp} = n_{wp} F_{v,rd}$$

$$F_{Rd,fp} = 6 \times 81,84 = 491,04 \text{ KN}$$

$$0,25 N_{Ed} = 638,95 \text{ KN} < 2 F_{Rd,fp} = 982,1 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

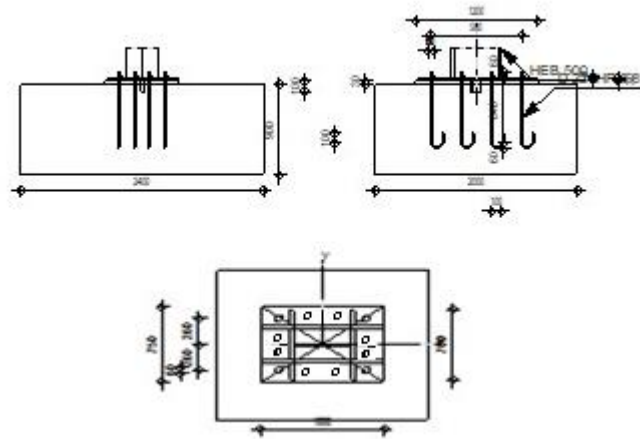


Figure.V.16 : Assemblage pied de poteau (PRS)

Poteau			
2HEB 500			
L_c	3,06	[m]	Longueur du poteau
a	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_c	500	[mm]	Hauteur de la section du poteau
b_{fc}	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
t_{wc}	14,5	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
t_{fc}	28	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
r_c	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
A_c	475,2	[cm ²]	Aire de la section du poteau
I_{yc}	119917	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E28		
f_{yc}	275,00	[MPa]	Résistance
f_{uc}	405,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

a- Platine de parcellement

l_{pd}	750	[mm]	Longueur
b_{pd}	750	[mm]	Largeur
t_{pd}	40	[mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER E28		
f_{ypd}	275,00	[MPa]	Résistance
f_{upd}	405,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

b- Ancrage

Classe	HR 10.9	Classe de tiges d'ancrage
f_{yb}	900,00	Limite de plasticité du matériau du boulon
f_{ub}	1200,00	Résistance du matériau du boulon à la traction
d	27	Diamètre du boulon
A_s	4,59	Aire de la section efficace du boulon
A_v	5,73	Aire de la section du boulon
n_H	4	Nombre de colonnes des boulons
n_V	4	Nombre de rangées des boulons
Ecartement e_{Hi}	120 [mm]	
Entraxe e_{vi}	120 [mm]	

c- Dimensions des tiges d'ancrage

L_1	100	[mm]
L_2	600	[mm]
L_3	100	[mm]

d- Plaque d'ancrage

l_p	100	[mm]	Longueur
b_p	100	[mm]	Largeur
t_p	20	[mm]	Epaisseur

e- Platine

l_{wd}	60	[mm]	Longueur
b_{wd}	60	[mm]	Largeur
t_{wd}	20	[mm]	Epaisseur

f- Raidisseur

l_s	1000	[mm]	Longueur
w_s	700	[mm]	Largeur
h_s	550	[mm]	Hauteur
t_s	40	[mm]	Epaisseur

g- Coefficients de matériau

t_g	0	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g}$	12,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d}$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton
γ_{M0}	1,00		Coefficient de sécurité partiel
γ_{M2}	1,25		Coefficient de sécurité partiel
γ_C	1,50		Coefficient de sécurité partiel

h- Mortier de calage• **Soudures**

a_p	10	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
a_s	10	[mm]	Raidisseurs

V.2.3. Efforts

Cas 11 : G+Q+Ey

$N_{j,Ed}$	-6298,00	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y}$	-131,68	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z}$	8,23	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y}$	-24,60	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z}$	15,12	[kN*m]	Moment fléchissant

VI.7.1. Résultats**a. Zone comprimée**• **Compression du béton**

f_{cd}	16,67	[MPa]	Résistance de calcul à la compression
f_j	20,49	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise
$c = t_p \cdot \ddot{O}(f_{yp}/(3 \cdot f_j \cdot g_{M0}))$			
c	85	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle
b_{eff}	209	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T
l_{eff}	475	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T
A_{c0}	994,24	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation
A_{c1}	8948,19	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge
$F_{rd,u} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \ddot{O}(A_{c1}/A_{c0}) \leq 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$			

$F_{rd,u}$	4971,22	[kN]	Résistance du béton à l'appui rigide
b_j	0,67		Coefficient réducteur pour la compression
$f_{jd} = b_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$			
f_{jd}	33,33	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint
$A_{c,n}$	5947,60	[cm ²]	Aire de compression efficace
$A_{c,y}$	2210,98	[cm ²]	Aire de flexion My
$A_{c,z}$	2499,70	[cm ²]	Aire de flexion Mz
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$			
$F_{c,Rd,n}$	19825,33	[kN]	Résistance du béton à la compression
$F_{c,Rd,y}$	7369,93	[kN]	Résistance du béton à la flexion My
$F_{c,Rd,z}$	8332,34	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz

• **Aile et âme du poteau en compression**

CL	1,00		Classe de la section
$W_{pl,y}$	33173,31	[cm ³]	Facteur plastique de la section
$M_{c,Rd,y}$	9122,66	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion
$h_{f,y}$	589	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y}$	15481,43	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées
$W_{pl,z}$	21587,30	[cm ³]	Facteur plastique de la section
$M_{c,Rd,z}$	5936,51	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion
$h_{f,z}$	396	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z}$	14991,7	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées

• **Résistance de la semelle dans la zone comprimée**

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd}$	19825,33	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{C,Rd,y}$	7369,93	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{C,Rd,z}$	8332,34	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée

a- Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)			0,34 < 1,00	vérifié
e_y	4	[mm]	Excentricité de l'effort axial	
$Z_{c,y}$	295	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	
$Z_{t,y}$	350	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	
$M_{j,Rd,y}$	52,92	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)			0,46 < 1,00	vérifié
e_z	2	[mm]	Excentricité de l'effort axial	
$Z_{c,z}$	198	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	
$Z_{t,z}$	260	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	
$M_{j,Rd,z}$	36,81	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)			0,41 < 1,00	vérifié
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$			0,88 < 1,00	vérifié

b. Cisaillement

- Pression du boulon d'ancrage sur la plaque d'assise

➤ Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y}$	1,32	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement		
$\alpha_{b,y}$	1,00	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$		
$k_{1,y}$	2,50	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement		
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$				
$F_{1,vb,Rd,y}$	874,80	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	

➤ Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z}$	1,72	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement		
$\alpha_{b,z}$	1,00	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$		
$k_{1,z}$	2,50	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement		
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$				
$F_{1,vb,Rd,z}$	874,80	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	

➤ **Cisaillement du boulon d'ancrage**

α_b	0,25		Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$
A_{vb}	5,73	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f_{ub}	1200,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
γ_{M2}	1,25		Coefficient de sécurité partiel
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$			
$F_{2,vb,Rd}$	136,31	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier

➤ **Glissement de la semelle**

$C_{f,d}$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton
$N_{c,Ed}$	6769,53	[kN]	Effort de compression
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd}$	2030,86	[kN]	Résistance au glissement

➤ **Contrôle du cisaillement**

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y}$	3121,37	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$		0,04 < 1,00	vérifié
$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z}$	3121,37	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		0,00 < 1,00	vérifié
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		vérifié	(0,04)

➤ **Contrôle des raidisseurs**

- **Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

M_1	105,53	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur
Q_1	886,79	[kN]	Effort tranchant du raidisseur
z_s	195	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)
I_s	133275,23	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur

σ_d	12,31	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle
σ_g	31,24	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures
t	40,31	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur
σ_z	70,89	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle
$\max(\sigma_g, t / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$		0,26 < 1,00	vérifié

- **Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

M_1	61,71	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur
Q_1	678,13	[kN]	Effort tranchant du raidisseur
z_s	175	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)
I_s	146894,05	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur
σ_d	5,65	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle
σ_g	17,45	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures
t	30,82	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur
σ_z	53,69	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle
$\max(\sigma_g, t / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$		0,20 < 1,00	vérifié

VI.7.2. Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_n =$	49,40	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure
$t_\perp =$	49,40	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire
$t_{yII} =$	-4,77	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$
$t_{zII} =$	0,17	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance
$\sigma / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)		0,17 < 1,00	vérifié
$\ddot{O}(\sigma^2 + 3.0 (t_{yII}^2 + t_\perp^2)) / (f_u / (b_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		0,26 < 1,00	vérifié
$\ddot{O}(\sigma^2 + 3.0 (t_{zII}^2 + t_\perp^2)) / (f_u / (b_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		0,25 < 1,00	vérifié

VI.7.3. Rigidité de l'assemblage

- Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

b_{eff}	209	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T
l_{eff}	475	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T
$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$			
$k_{13,y}$	38	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé
l_{eff}	567	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
m	142	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement
$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,y}$	11	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction
L_b	290	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$			
$k_{16,y}$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction
$\lambda_{0,y}$	0,20		Elancement du poteau
$S_{j,ini,y}$	1373969,43	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale
$S_{j,rig,y}$	2684612,37	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE			

- Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 \cdot E)$			
$k_{13,z}$	60	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé
l_{eff}	54	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
m	14	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement
$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,z}$	597	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction
L_b	290	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$			
$k_{16,z}$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction
$\lambda_{0,z}$	0,59		Elancement du poteau
$S_{j,ini,z}$	983813,16	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale
$S_{j,rig,z}$	317564,76	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$ RIGIDE			

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,88

Chapitre VI

Etude de fondation

VI.1. Introduction

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans ce présent chapitre on va dimensionner et ferrailer la fondation de notre bâtiment en déterminants les efforts sous les semelles par la méthode classique (manuellement)

VI.2. Choix du type de fondations

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu, on peut citer

- Contrainte du sol σ_{sol}
- La classification du sol
- Les efforts transmis à la base

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars

VI.3. Calcul des fondations

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- N : Effort normal appliqué sur la fondation.
- S : Surface de la fondation.

VI.4. Semelle isolée sous poteaux :

1. Calcul les dimensions A, B :

Condition d'homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

$$A = \frac{a \times B}{b}$$

$$B = \frac{A \times b}{a}$$

Pour les poteaux carrés $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = B^2$

$$\sigma_{\text{cal}} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{cal}} = \frac{N}{S} = \frac{N}{A \times B} = \frac{N}{B^2}$$

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

Selon logiciel ROBOT et sous la combinaison à l'ELS (G + Q)

Nser = 3051,48 kN

$$\frac{3051,48}{B^2} \leq 200$$

$$B \geq \sqrt{\frac{3051,48}{200}} = 3,91 \text{ m}$$

On choisit $B = 4 \text{ m}$.

Donc $A = 4 \text{ m}$.

2. Vérification de l'interférence entre deux semelles

$$L_{\text{min}} \geq 1,5 \times B$$

Il faut vérifier que

Avec : L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

B : Largeur maximum de la semelle ($B = 4 \text{ m}$).

On $L_{\text{min}} = 4 \text{ m} < 1,5 \times 4 = 6 \text{ m}$ La condition non vérifiée.

- **Conclusion**

La condition précédente n'est pas vérifiée, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

VI.5. Semelle filante

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

Nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment
($S_s / S_b < 50\%$)

On doit vérifier que : $S_{semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Tel que :

- $N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.
- $S = B \times L$
- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur du fil considéré.

$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$ **Selon BAEL91**

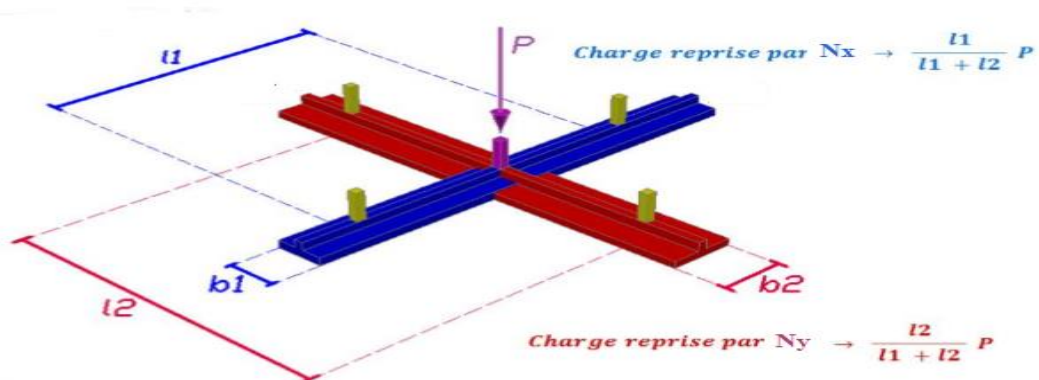


Figure.VI.1 : répartition des charges pour les poteaux centraux

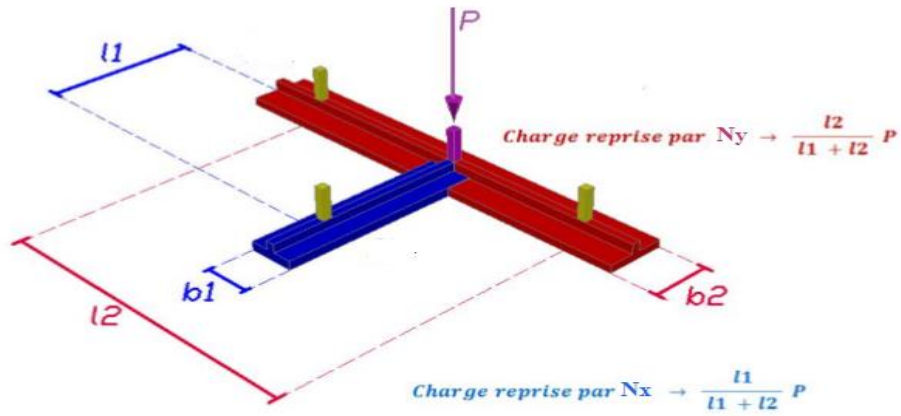


Figure.VI.2 : répartition des charges pour les poteaux de rives

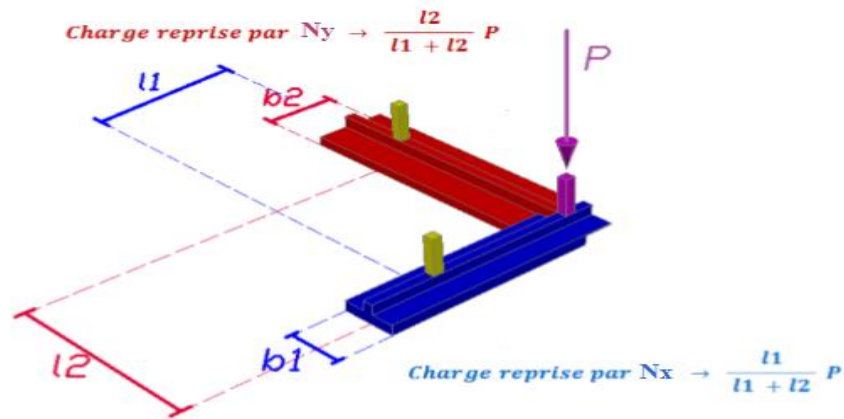


Figure.VI.3 : répartition des charges pour les poteaux d'angles

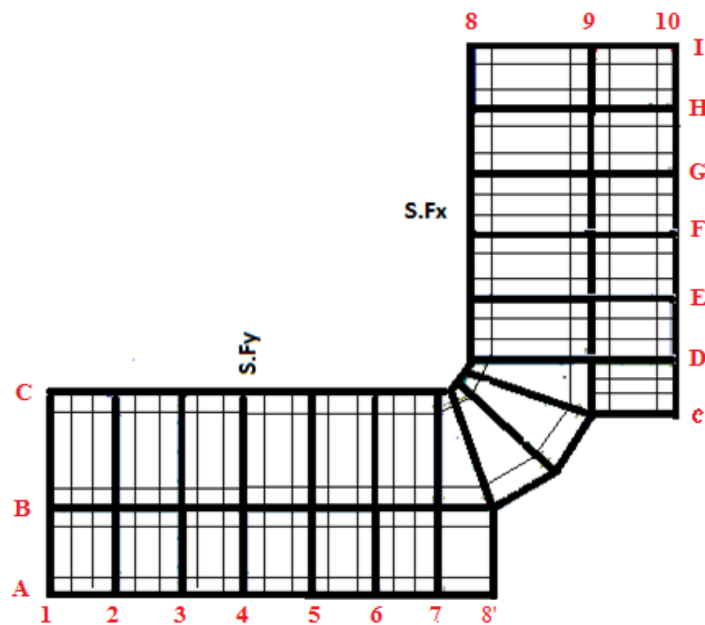


Figure.VI.4 : Schéma de la semelle filante

VI.5.1. Exemple de calcul

Le poteau le plus sollicité $P = 3051,48 \text{ kN}$

$l_1 = 4 \text{ m}$; $l_2 = 6,3 \text{ m}$

$$N_{(10-G)x} = \frac{4}{6,3 + 4} \times 3051,48 = 0,39 \times 3051,48 = 1185,04 \text{ Kn}$$

$$N_{(10-G)y} = \frac{6,3}{6,3 + 4} \times 3051,48 = 0,61 \times 3051,48 = 1861,4 \text{ kN}$$

a. Les répartitions :

- **Les poteaux centraux :**

Tableau VI.1 : La répartition pour les poteaux centraux

	Centrale			
	Sens x-x %	Sens y-y %	Nx	Ny
N_{2-B}	0,38	0,61	1132,39	1817,77
N_{3-B}	0,38	0,61	1149,7	1845,51
N_{4-B}	0,38	0,61	1140,2	1844,3
N_{5-B}	0,38	0,61	1185,04	1810
N_{6-B}	0,38	0,61	1144,60	1837,4
N_{7-B}	0,61	0,36	1202,31	709,56
N_{9-B}	0,30	0,70	711,57	1660,33
N_{9-C}	0,70	0,30	1680,80	720,34
N_{9-E}	0,61	0,36	1545,03	911,82
N_{9-F}	0,61	0,38	1826,46	1158,56
N_{9-G}	0,61	0,38	1861,40	1159,56
N_{9-H}	0,61	0,38	1832,65	1141,65
N_{9-I}	0,61	0,38	1860,84	1159,56

- Les poteaux des rives

Tableau VI.2 : La répartition pour les poteaux rive

	rive			
	Sens x-x %	Sens y-y %	Nx	Ny
N_{1-B}	0,76	0,23	871,59	263,77
N_{2-A}	0,51	0,48	725,82	683,12
N_{3-A}	0,51	0,48	727,27	684,49
N_{4-A}	0,51	0,48	727,34	684,55
N_{5-A}	0,51	0,48	723,6	681,1
N_{6-A}	0,51	0,48	752,96	708,66
N_{7-A}	0,42	0,57	484,89	715,22
N_{2-c}	0,52	0,48	973,63	898,73
N_{3-c}	0,52	0,48	975,80	900,27
N_{4-c}	0,52	0,48	975,79	900,73
N_{5-c}	0,52	0,48	975,93	900,85
N_{6-c}	0,52	0,48	975,93	900,85
N_{7-c}	0,44	0,55	864,32	1080,4
N_{8-E}	0,55	0,44	1108,05	886,44
N_{8-F}	0,41	0,59	762,62	1097,44
N_{8-G}	0,41	0,59	764,65	1100,35
N_{8-H}	0,41	0,59	765,15	1101,06
N_{8-I}	0,41	0,59	802,99	1155,52
N_{10-D}	0,23	0,76	353,57	1168,32
N_{10-E}	0,57	0,42	575,19	423,83
N_{10-F}	0,48	0,52	676,29	732,65
N_{10-G}	0,48	0,52	677,54	734,01
N_{10-H}	0,48	0,52	674,61	730,83
N_{1-B}	0,76	0,23	871,59	263,77

- Les poteaux d'angles

Tableau VI.3 : La répartition pour les poteaux d'angles

	Angle			
	Sens x-x %	Sens y-y %	Nx	Ny
N_{1-A}	0,57	0,43	419,37	778,83
N_{1-C}	0,35	0,65	501,52	931,40
$N_{8'-A}$	0,38	0,61	397,68	662,78
$N_{10-C'}$	0,61	0,38	638,39	397,70
N_{8-I}	0,65	0,35	929,17	500,29
N_{10-I}	0,43	0,57	532,61	694,09

- Les charges qui reviennent pour chaque file

Tableau VI.4 : Sections des semelles filantes sens X

Files	N (kN)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)	S (m ²)
A	4958,9	27,4	0,9	1	27,4
B	7812,5	27,4	1,42	1,5	41,1
D	6242,8	24	1,3	1,4	33,6
E	3228,3	12,8	1,26	1,3	16,6
F	3265,4	12,8	1,27	1,3	16,6
G	3303,6	12,8	1,3	1,4	17,9
H	3272,4	12,8	1,28	1,3	16,6
I	3360,4	12,8	1,31	1,4	16,6
J	1815,3	12,8	0,7	1	12,8

Tableau VI.5 : Sections des semelles filantes sens Y

Files	N (kN)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)	S (m ²)
1	1792,5	12,8	0,67	1	12,8
2	2831,8	12,8	1,05	1,1	14,1
3	2852,8	12,8	1,06	1,1	14,1
4	2843,3	12,8	1,07	1,1	14,1
5	2884,6	12,8	1,08	1,1	14,1
6	2873,5	12,8	1,07	1,1	14,1
7	2551,5	12,8	0,95	1	12,8
8	5132,6	20	1,28	1,4	28
10	7870,7	23,4	1,68	1,7	39,78
11	4365,4	23,4	0,93	1	23,4

S _s	S _b	%
346,7	780,32	44,43

➤ **Conclusion :**

La surface totale de la semelle ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise du bâtiment.

• **La hauteur « h_t »**

La hauteur de la semelle est : $h_t > d + 0,05$

Pour satisfaire la condition de l'inclinaison de 45° de la bielle moyenne, la hauteur utile vaut :

$$h_t \geq \frac{B - b}{4} + 0,05 = \frac{1,8 - 0,306}{4} + 0,05 = 0,373 \text{ m}$$

Avec :

b = 0,306m pour les poteaux.

On adopte : **h_t = 0,40m**

- **Dimensionnement de la poutre de libage**

- ✓ **Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \implies \frac{7,4}{15} = 0,49m \leq h \leq \frac{7,4}{10} = 0,74m$$

Donc : $h = 0,7m$

- **Condition de rigidité des semelles**

Les semelles filantes ou continues sous poteaux sont soumises à des contraintes linéaires réparties, pour cela elles doivent être suffisamment rigides pour ne pas se comporter comme une poutre sur un sol élastique, on doit alors vérifier la condition suivante vis à vis de la longueur élastique :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$$

$$\text{Avec : } L_e = \left(\frac{4EI}{KB} \right)^{1/4}$$

- L_{max} : longueur max entre axe des poteaux.
- E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000MPa$).
- K: Coefficient de raideur du sol ($5MPa/m \leq K \leq 120MPa/m$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=5$ [MPa/m] → pour un très mauvais sol.
- $K=40$ [MPa/m] → pour un sol de densité moyenne. (la valeur prise dans notre cas)
- $K=120$ [MPa/m] → pour un très bon sol.

- I : moment d'inertie de la semelle ; $I = \frac{b h_N^3}{12}$

- **Calcul hauteur de nervure h_N :**

$$h_N \geq \left(\frac{48KB l^4}{Eb\pi^4} \right)^{1/3}$$

Pour la grande travée $l = 7,4 m$: $h_N \geq 1,38 m \longrightarrow$ **choix $h_N = 1,40 m$**

VI.6. Vérification de la Stabilité de la semelle :

- Vérification au renversement :

Selon [1] (Art.10.1.5), quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié de la centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4}$$

Avec : $Mr = V_0h + M_0$

Tableau VI.6 : Vérification au renversement

sens	Nr	Mr	$\frac{Mr}{Nr}$	$\frac{B}{4}$	remarque
X-X	129801.24	201821,5	1,55	8,6	Vérifie
Y-Y	129801.24	224816,3	1.73	9,7	Vérifie

- Vérification des Contraintes Sous le Radier

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol}$

$$\frac{129801,24}{731,1} = 177,54 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VI.7. Vérification de la portance du sol

$$\sigma_{structure} < \sigma_{sol}$$

VI.7.1. Vérifications contraintes à ELS

Tableau VI.7 : Vérification de la contrainte à ELS sens X

Files	N (kN)	S (m ²)	σ (kN/m ²)	σ_{sol}	Résultat
A	4958,9	27,4	180,9	200	Vérifiée
B	7812,5	43,8	194,9	200	Vérifiée
D	6242,8	36	173,4	200	Vérifiée
E	3228,3	19,2	168,1	200	Vérifiée

F	3265,4	19,2	170,1	200	Vérifiée
G	3303,6	19,2	172,1	200	Vérifiée
H	3272,4	19,2	170,4	200	Vérifiée
I	3360,4	19,2	175,0	200	Vérifiée
J	1815,3	12,8	141,8	200	Vérifiée

Tableau VI.8 : Vérification de la contrainte à ELS sens Y

Files	N (kN)	S (m²)	σ (kN/m²)	σ_{sol}	Résultat
1	1792,5	13,4	133,8	200	Vérifiée
2	2831,8	20,1	140,8	200	Vérifiée
3	2852,8	20,1	141,9	200	Vérifiée
4	2843,3	20,1	141,4	200	Vérifiée
5	2884,6	20,1	143,5	200	Vérifiée
6	2873,5	20,1	149,9	200	Vérifiée
7	2551,5	20,1	126,9	200	Vérifiée
8	5132,6	30	171,1	200	Vérifiée
10	7870,7	39,78	197,8	200	Vérifiée
11	4365,4	23,4	186,5	200	Vérifiée

VI.7.2. Vérifications contraintes à ELU

Les mêmes étapes pour les résultats a l'ELU

Tableau VI.9 : Sections des semelles filantes sens X

Files	N (kN)	L(m)	B^{choisie}(m)	S (m²)
A	6137,6	27,4	1,2	32,88
B	8537,4	27,4	1,6	43,84
D	7626,7	24	1,6	38,4
E	4108,7	12,8	1,7	21,76
F	4148,2	12,8	1,7	21,76
G	4363,6	12,8	1,8	23,1
H	4367,4	12,8	1,8	23,1

I	4292,6	12,8	1,7	21,8
J	3374,4	12,8	1,4	17,9

Tableau VI.10 : Sections des semelles filantes sens Y

Files	N (kN)	L(m)	B^{choisie}(m)	S (m²)
1	3452,5	13,4	1,3	17,42
2	4234,4	13,4	1,6	21,44
3	4245,6	13,4	1,6	21,44
4	4259,3	13,4	1,6	21,44
5	4257,1	13,4	1,6	21,44
6	4125,4	13,4	1,6	21,44
7	4115,7	13,4	1,6	21,44
8	7059,2	20	1,8	36,00
10	8126,5	23,4	1,8	42,12
11	7248,4	23,4	1,6	37,44

Tableau VI.11 : Vérification de la contrainte à ELU sens X

Files	N (kN)	S (m²)	σ (kN/m²)	1,5σ_{sol}	Résultat
A	6137,6	32,88	186,6	300	Vérifiée
B	8537,4	43,84	194,7	300	Vérifiée
D	7626,7	38,4	198,6	300	Vérifiée
E	4108,7	21,76	188,9	300	Vérifiée
F	4148,2	21,76	190,6	300	Vérifiée
G	4363,6	23,1	188,9	300	Vérifiée
H	4367,4	23,1	189,1	300	Vérifiée
I	4292,6	21,8	196,9	300	Vérifiée
J	3374,4	17,9	188,5	300	Vérifiée

Tableau VI.12 : Vérification de la contrainte à ELU sens Y

Files	N (kN)	S (m²)	σ (kN/m²)	1,5σ_{sol}	Résultat
1	3452,5	17,42	198,2	300	Vérifiée

2	4234,4	21,44	197,5	300	Vérifiée
3	4245,6	21,44	198,0	300	Vérifiée
4	4259,3	21,44	198,6	300	Vérifiée
5	4257,1	21,44	198,5	300	Vérifiée
6	4125,4	21,44	192,4	300	Vérifiée
7	4115,7	21,44	191,9	300	Vérifiée
8	7059,2	36,00	196,0	300	Vérifiée
10	8126,5	42,12	192,9	300	Vérifiée
11	7248,4	37,44	193,6	300	Vérifiée

VI.8. Calcul du ferrailage

VI.8.1. Calcul le ferrailage de la semelle

➤ Exemple de calcul « A »

On applique la méthode des bielles :

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b = 180\text{cm}$;
 $h=40\text{cm}$

$d=0,9h =36\text{cm}$

À l'état limite ultime :

$$N_u = \sum N_{if} = 10324,29\text{kN}$$

$$P_u = \frac{N_u}{L_{sf}} = \frac{6137,6}{27,4} = 224,0 \text{ kN/ml}$$

$$A_s = \frac{P_u (B - b)}{8d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$d = 0,36 \text{ m}$

$$A_s = \frac{224,0 (1,8 - 0,5)}{8 \times 0,36 \times 348 \times 10^3} = 2,9 \text{ cm}^2$$

Choix 4T12 \longrightarrow $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ avec : $e = 25 \text{ cm}$

Tableau VI.13 : Ferrailage pour les semelles sens X

Files	N_{ELU} (kN)	P_u (kN/m)	A_s (mm ²)	Choix	A_s (mm ²)
A	6137,6	224,0	2,9	4T12	4,52
B	8537,4	311,6	4,04	4T12	4,52
D	7626,7	317,7	4,07	4T12	4,52
E	4108,7	320,9	4,15	4T12	4,52
F	4148,2	324,1	4,18	4T12	4,52
G	4363,6	340,9	4,44	4T12	4,52
H	4367,4	341,2	4,48	4T12	4,52
I	4292,6	335,4	4,35	4T12	4,52
J	3374,4	263,6	3,42	4T12	4,52

Tableau VI.14 : Ferrailage pour les semelles sens Y

Files	N_{ELU} (kN)	P_u (kN/m)	A_s (mm ²)	Choix	A_s (mm ²)
1	3452,5	257,65	3,33	4T12	4,52
2	4234,4	316,0	4,01	4T12	4,52
3	4245,6	316,83	4,02	4T12	4,52
4	4259,3	317,86	4,1	4T12	4,52
5	4257,1	317,70	4,1	4T12	4,52
6	4125,4	307,86	3,81	4T12	4,52
7	4115,7	307,14	3,81	4T12	4,52
8	7059,2	352,96	4,47	4T12	4,52
10	8126,5	347,28	4,39	4T12	4,52
11	7248,4	309,7	4,01	4T12	4,52

VI.8.2. Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_s \times B}{4} = \frac{4,52 \times 1,8}{4} = 2,03 \text{ cm}^2$$

Choix 4T10 \longrightarrow $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$

VI.8.3. Ferrailage max en travée et sur appui de la nervure

Tableau VI.15 : Calcul des charges sens X

Files	N_{ELU} (kN)	q_u (kN/m)
A	6137,6	224,0
B	8537,4	311,6
D	7626,7	317,7
E	4108,7	320,9
F	4148,2	324,1
G	4363,6	340,9
H	4367,4	341,2
I	4292,6	335,4
J	3374,4	263,6
A	6137,6	224,0

Tableau VI.16 : Calcul des charges sens Y

Files	N_{ELU} (kN)	q_u (kN/m)
1	3452,5	257,65
2	4234,4	316,0
3	4245,6	316,83
4	4259,3	317,86
5	4257,1	317,70
6	4125,4	307,86
7	4115,7	307,14
8	7059,2	352,96
10	8126,5	347,28
11	7248,4	309,7

Comme les charges revenant sont presque égales alors on prend la poutre la plus sollicitée :

- **Ferraillage longitudinal**

$$q_u = 352,96 \text{ kN/m}$$

$$M_0 = ql^2 / 8$$

$$\text{En travée } M_t = 0,85 M_0$$

$$\text{Sur appui } M_a = 0,5 M_0$$

Pour la travée ($L = 4\text{m}$, nervure 80×140)

$$M_0 = 2416,0 \text{ kN.m} ; M_t = 2053,6 \text{ kN.m} ; M_a = 1208,0 \text{ kN.m} ; b = 80 \text{ cm} ; d = 126 \text{ cm}$$

a- Travée

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \text{ Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{2053,6 \times 10^6}{800 \times 1260^2 \times 14,17} = 0,114$$

$$\mu_u = 0,114 < \mu_R = 0,391$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,15$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 118,35 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_s} \text{ Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{2053,6 \times 10^6}{1183,5 \times 348} = 49,86 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **12T25** \longrightarrow **A = 58,9 cm²**

b- Appui

$$\mu_u = \frac{1208 \times 10^6}{800 \times 1260^2 \times 14,17} = 0,1$$

$$\mu_u = 0,1 < \mu_R = 0,391$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,13$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 119,34 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{z \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{1208 \times 10^6}{1193,4 \times 348} = 2990,9 \text{ mm}^2 = 29,9 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **12T20** \longrightarrow **A = 31,42 cm²**

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,56 \text{ mm}^2 \leq 31,42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Tableau VI.17 : Dimensionnement des armatures.

	A_s^{cal}(cm²)	Choix	A_s^{adp}(cm²)
Travée	49,04	12T25	58,91
Appui	31,42	12T20	37,70

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{352,96 \times 7,4}{2} = 709,92 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,7 \text{ Mpa} < 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Ferrailage transversale**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_y K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

• RPA99 version 2003

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\varphi_t \right) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 70 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \varphi_t; \frac{b}{10} \right) = 2,5 \text{ cm}$$

Fe=400MPa ; $\tau_u=1,70\text{Mpa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$; b=40cm ; d=126cm

On trouve :

$S_t= 15\text{cm}$Zone nodale.

$S_t= 25\text{cm}$Zone courante.

$$A_t \geq 4,50 \text{ cm}^2$$

On prend : 6T10=4,71 cm²

Donc on prend **4T12 = 4,52 cm²**

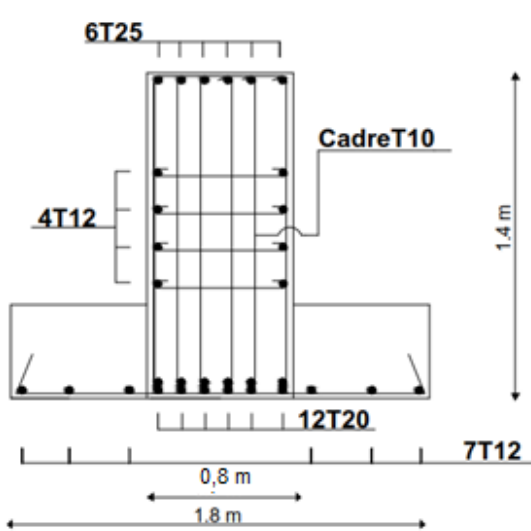


figure.VI.5 : Ferrailage en appuis

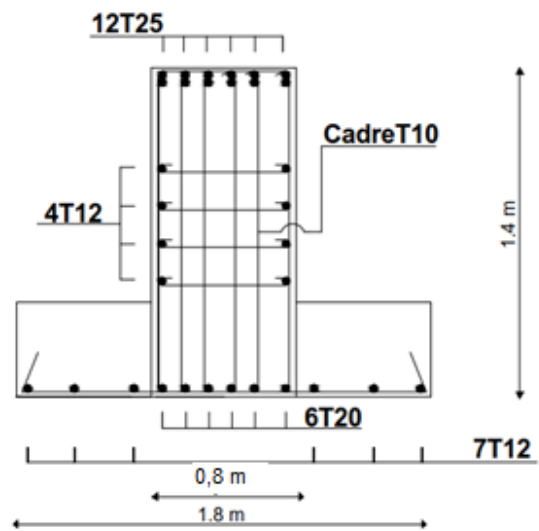


figure.VI.6 : Ferrailage en travée

Conclusion générale

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'engager dans la vie professionnelle. Ce mémoire nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul des structures, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- Les contraintes architecturales durant la disposition des palées de stabilité influent sur le comportement adéquat de la structure, ces derniers peuvent être évités si l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en collaboration dès le début du projet.
- Le séisme, un des effets à considérer dans le cadre de la conception des structures, reste le plus dangereux, ainsi la modélisation des structures nécessite une bonne maîtrise de la méthode des éléments finis et des logiciels de calcul **ROBOT**.
- La disposition optimale des palées de stabilité de contreventement assurera le comportement idéal de la structure et évitera un surdimensionnement
- La vérification des poutres et des poteaux a été fait avec la méthode classique, en vérifiant les critères imposés par **RPA99ver2003** et **BAEL99**.
- La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique d'une importance équivalente à celle du dimensionnement des éléments pour la sécurité finale de la structure
- Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et du volume des charges pour notre cas la semelle filante croisé a vérifié toutes les critères de sécurité imposé par les règlements on vigueur

Références

- [1] **RPA 99 version 2003** : Règles Parasismiques Algériens, Document technique réglementaire DTR-BC 2.48, Ministère de l'habitat, Centre Nationale de Recherche en Génie Parasismique, Alger
- [2] **Charges permanentes et Charges d'exploitation, DTR-BC 2.2**, Ministère de l'habitat, Centre Nationale de Recherche en Génie Parasismique, Alger
- [3] **Eurocode 3** : Calcul des Structures en Acier, Partie 1-1 : Règles générales et Règles pour les Bâtiments, Norme Européenne XP P 22 – 311- 1/A1, Novembre 1999.
- [4] **Eurocode 4** : Conception et Dimensionnement des Structures Mixtes Acier-Béton, Partie 1-1 : Règles générales et Règles pour les Bâtiments, Norme Européenne ENV 1994-1 - 1, Septembre 1994.
- [5] **BAC ACIER**, Fiche technique – Hibond-55 Planchers collaborant, DTA 3/15 – 806.
- [6] **CCM97** : Règles de Conception et Calcul des Structures en Acier, DTR-BC 2.44, Ministère de l'habitat, Centre Nationale de Recherche en Génie Parasismique, Alger.
- [7] **BAEL 91 version 99** : Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites, DTU P 18-702, février 2000.