

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



UNIVERSITE «SAAD DAHLEB» BLIDA

جامعة سعد دحلب - البليدة

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية



MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

Pour l'Obtention du diplôme
DE MASTER EN GENIE CIVIL

Option : Construction métallique et mixte

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE
EN R+7

-Encadré par :

-AZZAZ ABDESSAMED

- Présenté par :

-DEHILI WAIL

-ZOUAOUI HAFID

PROMOTION 2019/2020

Dédicace

Je tiens à dédier cet humble travail à :

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

Mes chers frères.

Toute ma famille.

A mon binôme HAFID avec lequel j'ai partagé les haines et joies tout au long de mon cursus.

*Toute la promotion
2019*

Mes collègues et mes meilleurs amis.

Et à tous ceux qui sont proches de mon cœur.

Remerciements :

Nous remercions avant tout le Dieu de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Au terme de notre travail, nous tenons à remercier très sincèrement nos encadreurs AZZAZ ABDESSAMED pour tous les conseils, supports et l'aide qui nous ont apporté, afin de mener à bien ce travail dans les délais répartis.

Nous tenons également d'exprimer notre bienveillance au chef de notre département : SI AHMED Et aux membres de jury

Nous remercions aussi tous les enseignants du département (génie civil) et particulièrement HAMID.DS pour tous ses aides et soutien qui ont servi à la réalisation de ce modeste travail.

Enfin, nos remerciements à tous nos amis, nos collègues qui nous ont soutenu et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire.

Résumé

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique en R+7 à usage Administratif situé dans la wilaya d'ALGER

Le projet est élaboré par plusieurs étapes, on a effectué la descente de charge pour le pré-dimensionnement des éléments porteurs, une étude sismique pour arriver à un modèle qui respecter les exigences préconisées par le RPA 99 version 2003, vérification des éléments, puis le calcul des assemblages des éléments de notre structure selon le CCM 97 et enfin l'étude de fondation.

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en charpente métallique ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

المخلص

يتكون مشروع نهاية دراستنا من دراسة مبنى بإطار معدني في R + 7 للاستخدام الإداري يقع في ولاية الجزائر. تم تطوير المشروع من خلال عدة مراحل ، قمنا بتنفيذ نزول الحمل ، ودراسة زلزالية للوصول إلى نموذج يراعي المتطلبات الموصى بها بواسطة RPA 99 الإصدار 2003 ، والتحقق من العناصر ، ثم حساب مجموعات عناصر هيكلنا وفقاً لـ CCM 97 وأخيراً الدراسة التأسيسية.

دراسة هذا المشروع هي أول اختبار حقيقي لنا قبل الدخول في الحياة العملية ، وهذا سمح لنا بتحسين معرفتنا بمشاكل التصميم ودراسة إطارات الإطارات المعدنية بالإضافة إلى توسيع نطاق أعمالنا. المعرفة في المجال العملي. من خلال دراسة هذا المشروع ، تعلمنا استخدام برنامج الحساب (ROBOT V2019) و AutoCAD للرسومات ، بالإضافة إلى تطبيق اللوائح مثل EUROCODE 3 و RPA99 (الإصدار 2003).

لقد أدركنا أيضاً أن تطوير المشروع لا يعتمد فقط على الحسابات النظرية ولكن على التوافق مع الجانب العملي والحاجة إلى الخبرة المكتسبة في هذا المجال..

Abstract

As part of our master's training in Civil Engineering specialty "Metal construction" at Saad Dahlab "Blida" University, at the end of our course, we are led to carry out an end of studies project (PFE), The aim of this project is to be confronted with a professional scientific and technical situation. It therefore includes all the qualities that an engineer must possess in his daily work.

It is an administrative building R + 7 in metal frame which is located in the Wilaya of Algiers. This project was carried out on the basis of two criteria, namely the resistance of the load-bearing elements of a building and the stability of its shape with respect to the various stresses to ensure the safety of users and the adaptation of solutions. economic.

The study of this project is our first real test before entering the working life, this allowed us to improve our knowledge of the problems of the design and the study of metal frame frames as well as to broaden our knowledge in the practical field.

Through the study of this project, we learned to use the calculation software ROBOT (V2019) and AutoCAD for drawings, as well as the application of regulations such as EUROCODE 3 and RPA99 (version 2003).

After studying this project, we found not only to know:

- confronted our theoretical studies with the practice of the company and simultaneously and to the extent possible to begin to exercise our first managerial responsibilities.
- enrich our knowledge in the field of metal structures.
- Understand that our action must be oriented mainly towards the tasks that will allow us to derive the maximum technical and human benefit from this professional experience.

We have also realized that the development of a project is not based only on theoretical calculations but on the concordance with the practical side and the need for experience acquired in the field.

The realization of a metal construction requires the participation of several stakeholders at different levels.

In the end, we hope that this modest work will bring more to our department and will be used for future promotions.

Sommaire	
Chapitre I : Généralité	
I.1.Introduction	1
I .2 Présentation de l’ouvrage étudié	1
I.2.1 Les caractéristiques géométriques de bâtiment	1
I.2.2 Dimensions en plan	2
I.2.3 les étages	2
I.3 Description technique du bâtiment	3
I.3.1 Règlements techniques	4
I.4 Matériaux utilisés	4
I.4.2 Caractéristiques du béton	5
I.4.3 Contraintes limites	5
I.5 Moyen d’assemblages	6
Chapitre II : Etude climatique	
II. Introduction	7
II.2. Effet de la neige	7
II.2.1. Introduction	7
II.2.2. Etude de la neige	7
II.3. Etude de vent	8
II.3.1. Introduction	8
II.3.2.Données relatives au site	8
II.3.3.Calcul	8
II.4.Détermination de la pression due au vent	9
II.4.1.Détermination de coefficient dynamique C_d	9
II.4.2. Calcul de la fréquence propre du mode fondamentale	10
II.5. Détermination de la pression aérodynamique	13
II.5.1.Détermination de coefficient de pression	13
II.5.2.Direction du vent V_1	13
II.5.3.Coefficient de pression interne C_{pi}	16
II.5.4. Coefficient de pression intérieure C_{pi}	17
II.5.5.direction V_2 du vent	18
II.6. Action d’ensemble	22
II.6.1.Calcul des F_w à l’aide des coefficients de forces	22
II.6.2. Calcul du coefficient de forme	22
II.6.3. Calcul de la surface élémentaire $A_{réf}$	23
II.6.4.Calcul des forces à l’aide des pressions de surface	23
II.7. Calcul des forces de frottement F_{fr}	25
II.7.1. Calcul de (A_{fr})	25
II.8. Conclusion	26
Chapitre III : Pré.dimensionnement des éléments	
III.1. Introduction	27
III.2. Les planchers	27
III.2.1.Planchers collaborant mixte acier béton	27
III.2.2.les charges	29
III.2.3.Pré dimensionnement des éléments principaux	30
III.2.4.Calcul des solives	31

III.2.4 .1.Pré dimensionnement de la solive du plancher terrasse inaccessible	31
III.2.4.2.Pré dimensionnement des solives plancher courant	39
III.2.5.Pré dimensionnement des poutres principales	43
III.2.5.1.Pré dimensionnement de la poutre principale du plancher terrasse inaccessible	43
III.2.5.2.Pré dimensionnement des poutres principales plancher courant	49
III.2.6.Pré dimensionnement des poutres secondaires	56
III.3.Les poteaux	57
III.3.1.Principe de calcul	57
III.3.2.Etapes de pré dimensionnement	57
III.3.2.1.Pré dimensionnement des Poteaux	60
III.4.Calcul des éléments secondaires	64
III.4.1 Introduction	64
III.4.2 Les escaliers	65
III.4.2.1 Introduction	65
III.4.2.2 La vérification de la relation de BLONDEL	65
III.4.2.3 Dimensionnement des éléments porteurs	66
III.5.Acrotère	71
III.5.1 Introduction	71
III.5.2 Calcul des charges sollicitant l'acrotère	71
III.5.3 Calcul de la force sismique	72
III.5.3.1 Détermination des efforts	73
III.5.3.2 Ferrailage de la section de l'acrotère	73
CHAPITRE IV : Etude sismique et analyse dynamique	
IV.1.Introduction	
IV.2.Objectifs de l'étude dynamique	78
IV.3.Vérification de la structure selon le RPA99/V2003	78
IV.4.Etude sismique	78
IV.4.1.Analyse spectrale	81
IV.4.2.Calcul de la force sismique	81
	82
CHAPITRE V : Vérification des éléments	
V.1.Introduction	
V.2.Les Poutres	87
V.2.1.Poutres principale de terrasse et étage courant	87
V.5.Contreventements	87
V.3. Vérification au déversement	87
V.4. Les poteaux	88
V.2.2.Poutre secondaire terrasse et étage courant	88
	90
CHAPITRE VI : Etude Des assemblages	
VI.1 Introduction	
VI.2 Définition de l'assemblage articulé de type poteau poutre (âme)	92
VI.3 Définition de l'assemblage du pied de poteau encastré	92
VI.4 Définition de l'assemblage des contreventements	98
VI.5 Définition de l'assemblage de type poteau.poteau	105
VI.6 Définition de l'assemblage de type poutre.solive	112
	118

CHAPITRE VI : Etude des fondations	
VII .1Introduction	
VII .2.Calcul des fondations	125
VII.2.1Choix du type de fondation	125
VII.3.Semelles filantes	126
VII.4.Radier générale	126
VII.4.1.Introduction	127
VII.4.2Pré dimensionnement de radier	127
VII.4.3.Les vérifications nécessaires	128
VII.4.4.Caractéristiques géométriques du radier	130
VII.4.5.Calcul des contraintes	131
VII.4.6.Ferraillage du radier	131
VII.4.7.Ferraillage des nervures	133
VII.4.8.Armature de peau	136
	138

Liste de tableaux

Tableau I.1 : Caractéristique des nuances d'acier	4
Tableau I.2 : Caractéristiques mécanique	5
Tableau II.1 : Coefficients de Cpe parois verticales	14
Tableau II.2 : Coefficients de Cpe de la toiture	15
Tableau II.3 : Direction V1	17
Tableau II.4 : Les valeurs des pressions Wzj	18
Tableau II.5 : Coefficients de Cpe parois verticale	19
Tableau II.6: Coefficients de Cpe de la toiture	20
Tableau II.7: Direction V2	21
Tableau II.8 : les valeurs des pressions Wzj	22
Tableau II.9 la force exercée par le vent Fw sur V1	23
Tableau II.10 : la force exercée par le vent Fw sur V2	23
Tableau II.11 : Valeurs des Forces de pressions extérieures(V1)	24
Tableau II.12 : Valeurs des forces de pression extérieure sur la toiture(V1)	24
Tableau II.13: Valeurs des Forces de pressions extérieures(V2)	24
Tableau II.14: Valeurs des forces de pression extérieure sur la toiture (V2)	24
Tableau II.15 : Valeurs des forces de pression intérieure sur les étages et la toiture(V1)	25
Tableau II.16: Valeurs des forces de pression intérieure sur les étages et la toiture(V2)	25
Tableau II.17: Valeurs des forces de frottement direction V1	25
Tableau II.18: Valeurs des forces de frottement direction V2	26
Tableau III.1: Caractéristiques du profilé IPE 160	32
Tableau III.2 : caractéristiques du profilés IPE360	44
Tableau III.3 : Valeurs de réactions Rult&Rser	44
Tableau III.4 : Valeurs de réactions Rult&Rser	47
Tableau III.5 : caractéristiques du profilés IPE360	49
Tableau III.6 : Valeurs de réactions Rult&Rser	50
Tableau III.7: Valeurs de réactions Rult& Rser	52
Tableau III.8: La descente de charges permanentes (poteau centre)	59
Tableau III.9: La descente des charges d'exploitation	60
Tableau III.10: les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux	61
Tableau III.11: Vérification au flambement de 7 ^{eme} étage jusqu'à RDC	63
Tableau III.12: choix final des profilés	64
Tableau IV.1 : période et facteurs de participation massique du modèle initial	79
Tableau IV.2 : période et facteurs de participation massique du modèle final	80
Tableau IV.3: Résultante des forces sismiques	84
Tableau IV.4: Déplacement dans le sens X	85
Tableau IV.5: Déplacement dans le sens Y	85
Tableau IV.6: Vérification dans le sens X de l'effet P-Δ	86
Tableau IV.7: Vérification dans le sens Y de l'effet P-Δ	86
Tableau V.1: Valeur du N _{sd} etN _{b,Rd}	90

Tableau VII.1 : Sections des semelles filantes	126
Tableau VII.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU	132
Tableau VII.3 : Vérification des contraintes à l'ELS	133
Tableau VII.4 : Calcul des moments à l'ELU	135
Tableau VII.5 : Calcul des moments à l'ELS	135
Tableau VII.6 : Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier	135
Tableau VII.7 : Vérification des contraintes	136
Tableau VII.8 : Ferrailage des nervures suivant x-x	137
Tableau VII.9 : Ferrailage des nervures suivant y-y	137
Tableau VII.10 : Vérification des contraintes	137

Liste de figures

Figure I.1 : Schéma de la façade principale	1
Figure I.2 : Plan RDC	2
Figure I.3 : Plan des étages	2
Figure I.4 : Composition d'un plancher collaborant	3
Figure I.5 : Composition d'un plancher terrasse	3
Figure II.1 : Action du vent	8
Figure II.2 : Légende pour les parois verticales	13
Figure II.3 : zone de pression pour les parois verticales	14
Figure II.4 : Légende pour les toitures plates	15
Figure II.5 : valeur de c_p pour la toiture	15
Figure II.6 : Légende pour les parois verticales	19
Figure II.7 : zone de pression pour les parois verticales	19
Figure II.8 : Légende pour les terrasses plates	20
Figure II.9 : valeur de c_p pour la toiture	20
Figure III.1 : Schéma statique de la solive	31
Figure III.2 : Schéma statique de poutre principal	45
Figure III.3 : Schéma statique de poutre principal	50
Figure III.4 : Schéma des différents types de poteaux	57
Figure III.5 : Schéma des appuis poteaux RDC+ les étages	58
Figure III.6 : Escaliers en charpente métallique	64
Figure III.7 : Vue en plan d'escalier métallique	66
Figure III.8 : Schéma de la conception d'une marche	66
Figure III.9 : Schéma représentant les dimensions d'escaliers	68
Figure III.10 : Dimensions de l'acrotère	71
Figure III.11 : Schéma statique de l'acrotère	72
Figure III.12 : Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée	75
Figure IV.1 : vu 3D du modèle initial	79
Figure IV.2 : Structure avec contreventements en X	80
Figure IV.3 : Spectre de réponse	81
Figure V.1 : Contreventement en X dans le sens X	90

Figure V.2 : Contreventement en X dans le sens Y	91
Figure VI.1:l'assemblage articule de type poteau poutre	98
Figure VI.2 : L'assemblage du pied de poteau encastré	92
Figure VI.3 : L'assemblage des contreventements	105
Figure VI.4 : L'assemblage de type poteau-poteau	112
Figure VI.5 : L'assemblage de type poutre-solive	119
Figure VII.1 : Disposition des poteaux	127
Figure VII.2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux	125
Figure VII.3 : Présentation de la zone d'impacte de la charge concentrée	130
Figure VII.4 : contraintes sous le radier	132

Liste des notations

Liste des notations

A : Section brute d'une pièce
A_{net} : Section nette d'une pièce
A_{réf}: Surface élémentaire
A_w: Section de l'âme
A_v : Aire de cisaillement
b_r: La largeur de la solive
b_e: La largeur associée aux solives
C_f: Coefficient de force
C_t : Coefficient de topographie
C_r : Coefficient de rugosité
C_{p,net}: Coefficient de pression nette
C_e : Coefficient d'exposition
C_d: Coefficient dynamique
E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier
G : Charge permanente
G : Module de Young
G_c: Effort appliqué sur le connecteur
I : Moment d'inertie
I_{v(z)} : Intensité de la turbulence
K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poutre - Poteau
K₀: Coefficient de flambement
K_t: Facteur de terrain
M_{s,d}: Moment sollicitant en générale
M : Moment fléchissant
M_{Rd}: Moment résistant
M_{Pl}: Moment plastique
M_{cr}: Moment critique
M_{b,Rd}: Valeur de calcul de la résistance au déversement
N_{Pl,Rd}: Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute
N_{b,Rd}: Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement
N_{s,d}: Effort normal sollicitant
N_{t,s,d}: Effort normal de traction
N_{pl}: Effort normal plastique
N_{c,Rd}: La résistance de calcul à la compression de la section transversale
n : le coefficient d'équivalence acier/ béton
P_K: Poids total de la structure
Q : Charge d'exploitation
q_{p(z_e)} : Pression dynamique de pointe
R : Coefficient de comportement de la structure
S : Charge de la neige
S_k: Charge de la neige sur le sol
V_{s,d}: Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant
V_{pl,Rd}: Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement
V_{réf}: Vitesse de référence du vent
W : Pression aérodynamique
W_(z_j) : Pression dynamique
W_e: Pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur z_e

Liste des notations

W_i : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de de la hauteur z_e
 W_{pl} : Module de résistance plastique
 W_{el} : Module de résistance élastique
 d : Diamètre d'une section circulaire
 f : Flèche
 f_y : Limite d'élasticité
 f_u : Résistance à la traction
 f_{cj} : Résistance à la compression à "j" jours
 f_{bu} : Contrainte admissible de compression a l'état limite ultime
 H : Hauteur d'une pièce
 L : Longueur d'une pièce
 L_f : Longueur de flambement
 r : Rayon d'une section circulaire
 t : Épaisseur d'une pièce
 t_f : Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau)
 t_w : Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau)
 Z : Hauteur au-dessus du sol
 Z_0 : Paramètre de rugosité
 $Z_{\text{éq}}$: Hauteur équivalente
 Z_{min} : Hauteur minimale
 α : Coefficient du système statique et de la travée étudiée
 χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié
 β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation
 β_w : Facteur de corrélation
 β_M : Facteur de moment uniforme équivalent
 γ_M : Coefficient partiel de sécurité
 γ_{M0} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (1, 2,3)
 γ_{M2} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections nettes au droit des trous
 γ_b : Coefficient de sécurité
 λ : Élancement
 λ_t : Élancement de déversement
 α : Facteur d'imperfection
 η : Contrainte limite de cisaillement en élasticité
 ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier
 σ_a : Contrainte de l'acier
 σ_b : Contrainte du béton
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression a l'état limite de service
 σ_{st} : La contrainte admissible de l'acier à l'ELU
 $\bar{\tau}$: Contrainte limite de cisaillement
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique
 η : Facteur de correction d'amortissement
 δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique F_i
 Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 »
 μ : Coefficient de forme de la charge de neige

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil spécialité « Construction métallique » à l'Université Saad Dahlab «Blida», nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE), Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

Il s'agit d'un bâtiment administratif R+7 en charpente métallique qui se situe à la Wilaya d'Alger

Dans ce projet de fin d'études, nous allons appliquer et compléter les connaissances et les informations acquises le long de notre formation, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que le moyen de calcul informatique.

Notre travail contient plusieurs chapitres après l'introduction :

- Un premier chapitre de généralités qui mentionne la démarche adoptée pour mener à bien ce travail où l'ouvrage est présenté par ces données géométriques et localisation ainsi que les règlements et les matériaux utilisés.
- Le deuxième chapitre présente l'étude de neige et vent.
- Le troisième chapitre est le dimensionnement des éléments de la structure (principale et secondaire).

-Le quatrième chapitre, l'étude dynamique et sismique du bâtiment selon le « RPA99 » pour choisir le système de contreventement afin d'assurer la stabilité de la structure en utilisant le logiciel « Robot 2019 ».

- Le chapitre 5ème Le calcul des assemblages, fondé sur les résultats du logiciel **ROBOT** et le chapitre 6ème c'est les fondations

Comme tout travail, ce mémoire s'achève par une conclusion générale qui synthétise tout ce qui a été fait.

Chapitre I : Généralités

I. Généralités :

I.1 Introduction

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique R+7 dans la wilaya d'Alger, qui est classée selon RPA99 version 2003 comme zone de forte sismicité (ZONE III). Voir schéma ci-dessous)

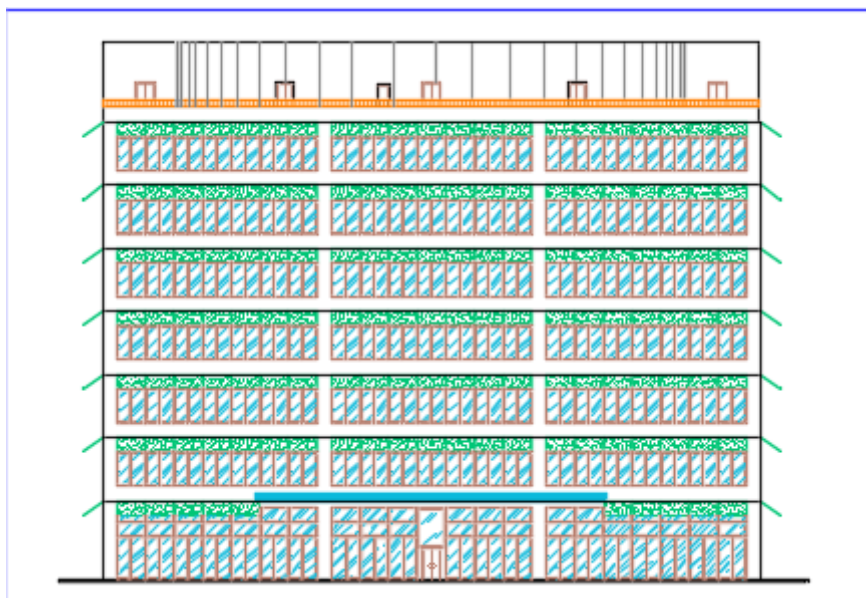


Figure I.1 : Schéma de la façade principale.

I.2 Présentation de l'ouvrage étudié

Le bâtiment à usage administratif, d'un Rez-de chaussée et de 07 étages

I.2.1 Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

Longueur en plan.....	45.90 m
Largeur en plan.....	20.02m
Hauteur du RDC.....	6.00 m.
Hauteur étage courant (1 ^{er} a 7 ^{eme} étage).....	4.40 m.
Hauteur totale.....	36,80m.

Chapitre I : Généralités

I.2.2 Dimensions en plan : (voire les schémas représentés ci-dessous)

- RDC :
- Longueur en plan 45.90 m
- Largeur en plan 20.02 m
- Hauteur du RDC 6.00 m.

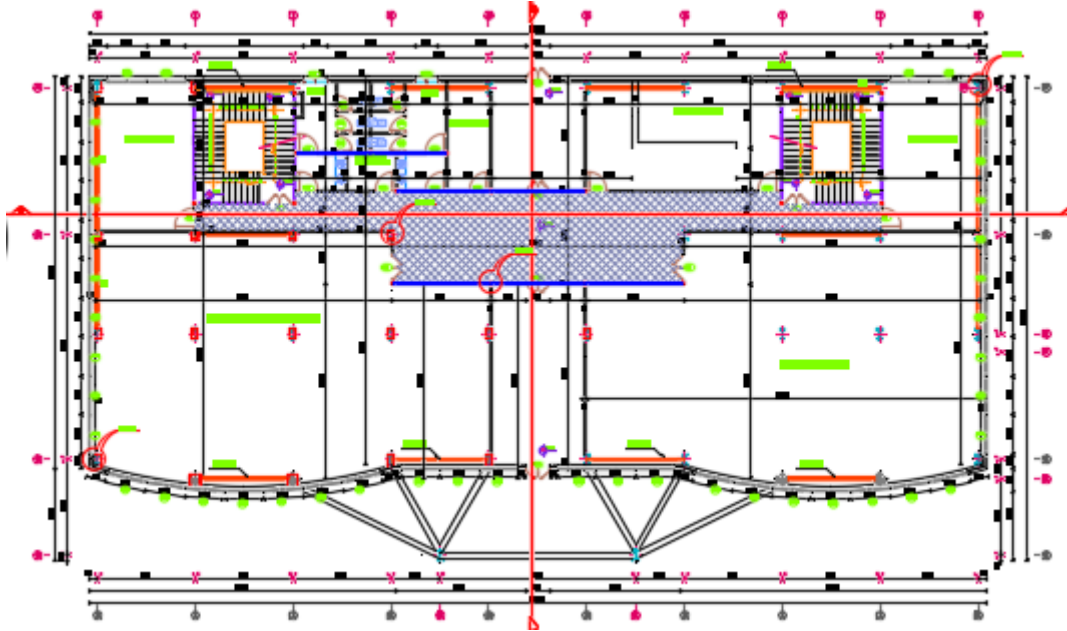


Figure I.2 : Plan du RDC .

I.2.3 les étages :

Hauteur étage courant (1^{er} a 7eme étage)..... 4.40 m.

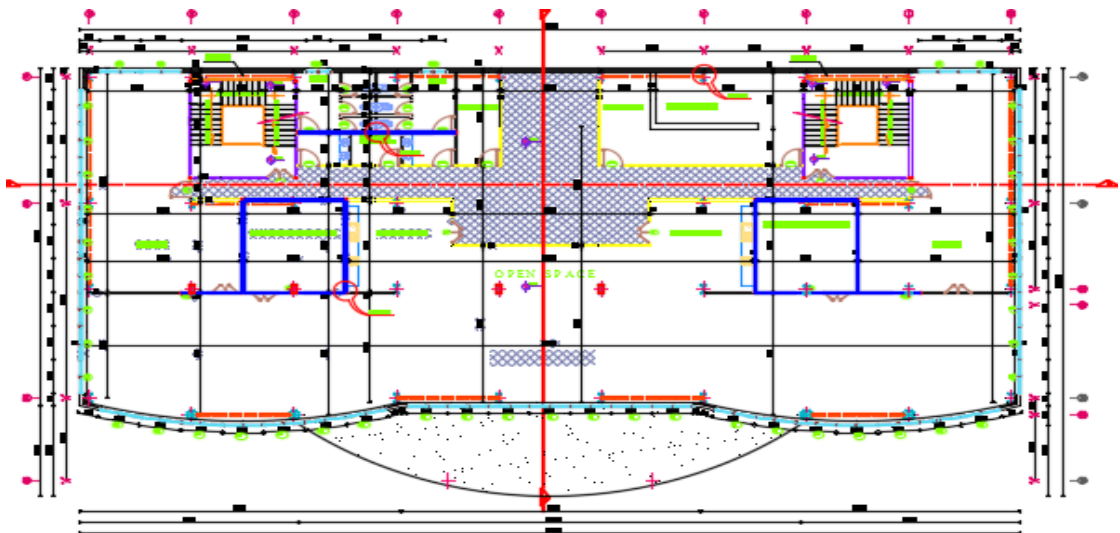


Figure I.3 : Plan des étages courants .

I.3 Description technique du bâtiment:

a) **Structure horizontale** : Elle désigne les planchers courants et terrasses.

- **Plancher courant** :

Les planchers courants sont mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la Figure ci-dessous :

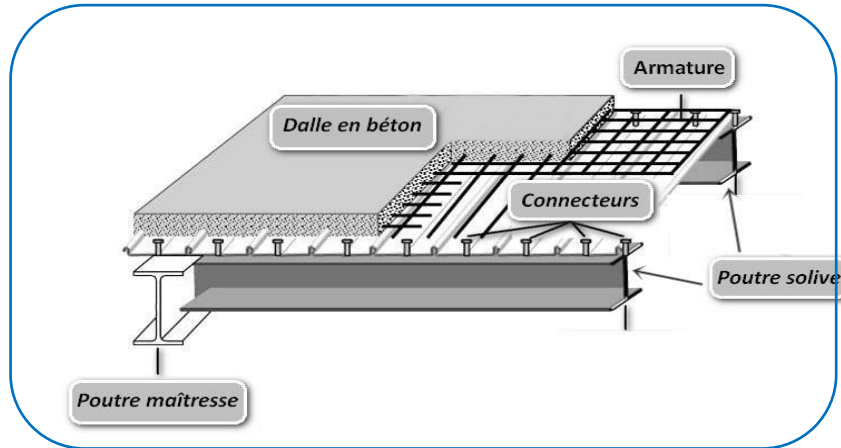


Figure I.4: Composition d'un plancher collaborant.

- **Plancher terrasse** :

Il est identique aux planchers courants sauf pour la partie supérieure qui comprend des couches supplémentaires :

- Étanchéité.
- Gravillon.
- Isolant.

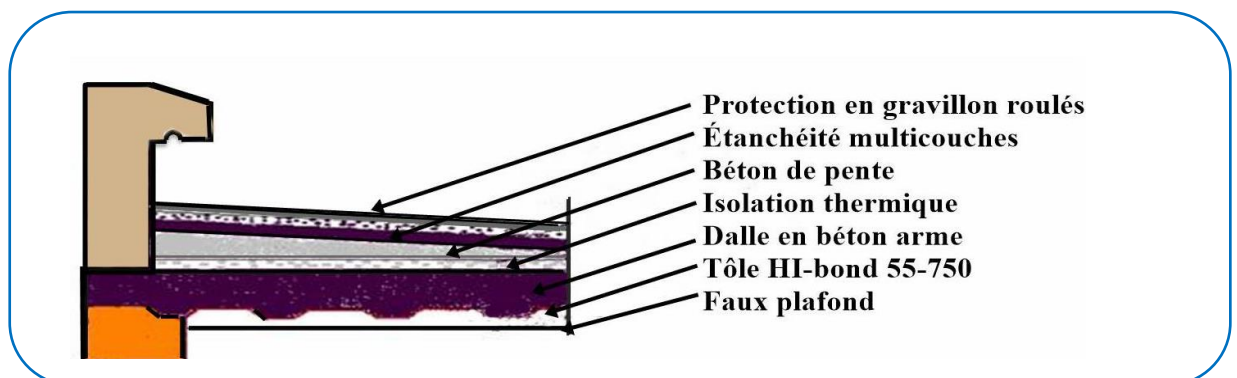


Figure I.5: Composition d'un plancher terrasse.

Chapitre I : Généralités

b) Structure verticale :

- **Systèmes de stabilités** : La structure est une ossature poutres-poteaux auto-stables en charpente métallique.
- **Escaliers** : Les escaliers qui permettent l'accès du niveau RDC aux étages, Nous avons un seul type d'escalier (escalier droit constitué d'un palier de repos et de 4 volée).

I.3.1 Règlements techniques :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- **DTR BC2.2** : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- **RNV2013** : Règles définissant les effets de la neige et du vent.
- **CCM 97** : Règle de calcul des constructions en acier.
- **RPA99** : Règlement Parasismique Algériennes version 2003.
- **CBA93** : Règle de conception et de calcul des structures en béton armée.

Calcul des structures métalliques se fait selon **L'EUROCODE 3** .

I.4 Matériaux utilisés :

a) Acier :

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Tableau I.1 :Caractéristiques des nuances d'acier .

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa.
- La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- Le module de Young : $E = 210\,000$ MPa
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- Module de Young : $G = E / (2(1+\nu)) = 80769 = 81000$ MPa.

b)Le béton:

- Béton de utilisé est dosé à 250 kg/m^3 .

I.4.2 Caractéristiques du béton :

Les caractéristiques sont :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1$ Mpa.
- La masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.
- Le module d'élasticité longitudinale $E = 14000$ Mpa.

I.4.3 Contraintes limites :

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

- **État limite de service :**

La contrainte de compression limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

- **Contraintes de cisaillement :**

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau} = \min(0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}.$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min(0,10 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}.$$

- **Coefficient de Poisson :**

Selon le CBA93, les valeurs sont les suivantes :

$$v = 0 \text{ à l'ELU}$$

$$v = 0,2 \text{ à l'ELS}$$

- **Caractéristiques mécaniques :**

Nuances		Fy (Mpa)
Ronds lisses	Fe220	215
	Fe240	235
Barres HA	Fe400	400
	Fe500	500

Tableau I.2 : Caractéristiques mécanique .

Chapitre I : Généralités

– Contraintes limites :

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

- En cas de situations accidentelles $\sigma_{st} = 400 \text{ Mpa}$.
- En cas de situations normales $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$.

– État limite de service :

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f t_j})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f t_j})$.

I.5. Moyen d'assemblages :

Les principaux moyens d'assemblages des systèmes structuraux, qui assurant la stabilité sont :

- Boulons à haute résistance et boulons HR.
- Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées.

Chapitre II : Etude climatique

II. Introduction

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

- **Charges climatique**

II.2.Effet de la neige

II.2.1.Introduction

Parmi les charges climatiques on a la neige qui s'accumule sur la toiture de la structure et produit une surcharge qu'il faut la prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure.

Notre projet se trouve à une altitude de 200m.

II.2.2.Etude de la neige

D'après RNV2013 (page 18), la sur charge de la neige est donnée en fonction de la région et l'altitude du site d'implantation, par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

S : La charge caractéristique de la neige par unité de surface, en KN/m^2

S_k : La charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone en KN/m^2 .

μ : Coefficient de forme, dépend de la forme de toiture.

Notre construction se situe dans la zone B du neige (ALGER) d'où :

$$s_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100} \quad (\text{RNV2013 page 21})[1]$$

AN: $H=200$ m, $\mu = 0,8$ ($0 \leq \alpha \leq 30^\circ$)

$$S_k = \frac{0.04 \times 200 + 10}{100} = 0,18 \text{KN}/\text{m}^2$$

$$S_k = 18 \text{ daN}/\text{m}^2$$

$$\text{Donc : } S = 0,8 \times 18 = 14,4 \text{ daN}/\text{m}^2$$

Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE

II.3. Etude du vent

II.3.1. Introduction :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Selon le règlement **RNV 2013**, Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires Aux différentes parois de la construction.

- Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :
- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

II.3.2. Données relatives au site

Catégorie du terrain IV

(Tableau 2.4. RNV2013) [1]

Site plat : $C_T=1$

(Tableau 2.5. RNV2013)

Zone du vent : I

(ANNEXE.1 .RNV2013)

$q_{réf}= 37,5 \text{ daN/m}^2$

(Tableau 2.2 .RNV2013)

Facteur de terrain : $K_T= 0,234$

Paramètre de rugosité $Z_0= 1\text{m}$

Hauteur minimale $Z_{min}= 10\text{m}$

(Tableau 2.4.RNV2013) [1]

ε : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d

$$\varepsilon = 0,67$$

II.3.3. Calcul :

Selon le règlement RNV 2013, le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, et perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage. Pour des raisons de symétrie de notre bâtiment on va étudier une face pour chaque direction du vent.

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

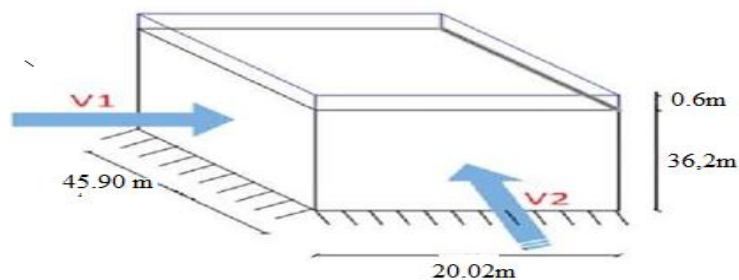


Figure II.1 : Action du vent.

II.4. Détermination de la pression due au vent :

La pression due au vent qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(z, j)$$

II.4.1. Détermination de coefficient dynamique C_d :

La structure de bâtiment étant métallique on utilise la (formule 3.1 du RNV2013)

On doit déterminer la valeur de C_d pour chaque direction du vent :

-La direction vent parallèle à la façade principale : V2

Calcul de coefficient dynamique C_d :

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})}$$

Z_{eq} : Hauteur équivalente de la construction.

$$Z_{eq} = 0,6 \times h \geq Z_{min}$$

$$H = 36,2 \text{ m}$$

$$Z_{eq} = 0,6 \times 36,2 = 21,72 \text{ m}$$

$$Z_{eq} \geq Z_{min} = 10 \text{ m}$$

- **$I_v(z_{eq})$: Intensité de la turbulence pour $z = z_{eq}$:**

$$I_v = \frac{1}{c_t \cdot \ln\left(\frac{z_{eq}}{z_0}\right)} \text{ pour } Z > Z_{min} \quad (\S 2.4.6 \text{ RNV.2013}) [1]$$

$$I_v = 0,325$$

- **Q^2 : Partie quasi statique :**

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \left(\frac{b+h}{L_i}\right)^{0,63}} (\S 3.3.1 \text{ RNV.2013}) [1]$$

$$l_i(z) = 300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^{0,67} \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$l_i(z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{Z_{eq}}{200}\right)^{0,67}$$

$$l_i(z_{eq}) = 67,78 \text{ m}$$

$$\rightarrow Q^2 = 0,555$$

- **R^2 : Partie résonnante :**

$$1 - R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b \quad (\S 3.3.2 \text{ RNV.2013})$$

δ : Décrément logarithmique d'amortissement structural

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

$$\delta_s = 0,05 \quad (\text{Tableau 3.1 RNV.2013})$$

$$\delta_a = 0 \quad (\S 3.3.2 \text{ RNV.2013})$$

$$\delta = 0,05 + 0 = 0,05$$

n_{lx} : Fréquence propre de mode fondamentale dans la direction x

R_N : Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance

$$R_N = \frac{6,8 \times N_x}{(1 + 10,2 \times N_x)^{5/3}} \quad (\S 3.3.2. \text{ RNV.2013}) [1]$$

N_x : Fréquence adimensionnelle dans la direction x du vent donnée par :

$$N_x = \frac{n_{lx} \times l_{i(\text{zeq})}}{V_{m(\text{zeq})}} \quad (\S 3.3.2 \text{ RNV.2013}) [1]$$

- $V_{m(z)} = C_{r(z)} \times C_{t(z)} \times V_{\text{ref}}$
 $V_{m(\text{zeq})} = C_r(\text{zeq}) \times C_t(\text{zeq}) \times V_{\text{ref}}$

$$C_r(\text{zeq}) = k_t \times \ln\left(\frac{Z_{\text{eq}}}{Z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{\text{min}} < Z < 200 \text{ m}$$

$$C_t = 1$$

$$C_r = 0.7203$$

V_{ref} : Vitesse de référence du vent

$$V_{\text{ref}} = 25 \text{ m/s}$$

$$V_{m(\text{zeq})} = 0.7203 \times 1 \times 25 = 18.007 \text{ m/s}$$

II.4.2. Calcul de la fréquence propre du mode fondamentale :

$$n_{lx} = \frac{0,5}{\sqrt{f}} \quad [\text{Hz}] \quad \text{Avec } f = 0.362 \quad (\S 3.3.4 \text{ RNV.2013})$$

- f : est la flèche de la structure due au poids propre appliqué dans la direction de vibration

$$f = \frac{h}{100} = \frac{36.2}{100} = 0.362 \text{ m}$$

- $N_{lx} = 0.831$
- $N_x = 3.13$
- $R_n = 0.0624$

2- R_h et R_b : Fonctions d'admittance aérodynamique :

Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \frac{1}{2 \times \eta_h^2} \times (1 - e^{-2 \times \eta_h}) \text{ pour } \eta_h > 0$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b}) \text{ pour } \eta_b > 0$$

Avec :

$$\eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{I_{i(z_{eq})}} \eta_h = 7.689 \quad (\S 3.3.2 \text{ RNV.2013})$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times b}{I_{i(z_{eq})}} \eta_b = 4.252 \quad (\S 3.3.2 \text{ RNV.2013})$$

$$N_h = 7.689$$

$$N_b = 4.252$$

$$R_h = 0.1303$$

$$R_b = 0.2234$$

$$\Rightarrow R^2 = 0.1771$$

- **Calcul de facteur de pointe « g » :**

$$\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3$$

- **Calcul de la fréquence moyenne :**

$$v = n_{l,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08 \text{ [Hz]}$$

$$\Rightarrow V = 0.409 > 0.08$$

$$\Rightarrow \text{Alors on trouve : } g = 3.50 > 3$$

Calcul de coefficient dynamique Cd :

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})}$$

$$C_d = 1.042$$

La direction du vent perpendiculaire à la façade principale : V1

Calcul de coefficient dynamique Cd :

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})}$$

$$\underline{\text{On a H}} = 36.2\text{m et } b = 45.90\text{m}$$

Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE

$$Z_{eq} = 0.6 \times 36.2 = 21.72 \text{m}$$

- **$I_v(z_{eq})$: Intensité de la turbulence pour $z = z_{eq}$:**

$$I_v = 0.325$$

- **Q^2 : Partie quasi statique :**

$$Q^2 = 0.555$$

- **R^2 : Partie résonnante :**

$$1- R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b \quad (\text{§3.3.2 RNV.2013}) [1]$$

- **Décrément logarithmique d'amortissement structural**

$$\delta = 0,05 + 0 = 0,05$$

Calcul de la fréquence propre du mode fondamentale :

$$n_{1x} = \frac{0,5}{\sqrt{f}} \quad [\text{Hz}] \quad (\text{§3.3.4. RNV.2013}) [1]$$

$$-N_{1x} = 0.877 \text{Hz}$$

$$-N_x = 3.30$$

$$-R_n = 0.0663$$

2- R_h et R_b : Fonctions d'admittance aérodynamique :

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h} \right) - \frac{1}{2 \times \eta_h^2} \times (1 - e^{-2 \times \eta_h}) \text{ pour } \eta_h > 0$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b} \right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2} \right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b}) \text{ pour } \eta_b > 0$$

$$N_h = 8.107 \quad (\text{§3.3.2 RNV.2013})$$

$$N_b = 10.279 \quad (\text{§3.3.2 RNV.2013})$$

$$R_h = 0.1240$$

$$R_b = 0.0991$$

$$\Rightarrow R^2 = 0.804$$

- **Calcul de facteur de pointe « g » :**

$$\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3$$

- **Calcul de la fréquence moyenne :**

$$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08 \quad [\text{Hz}]$$

$$\Rightarrow V = 0.674 > 0.08$$

$$\Rightarrow \text{Alors on trouve : } g = 3.870 > 3$$

Calcul de coefficient dynamique Cd :

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})}$$

$$C_d = 0.875$$

II.5. Détermination de la pression aérodynamique :

La pression dynamique $W(Z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante

$$w(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [\text{N/m}^2] \quad (\S 2.5.2. \text{ RNV.2013}) [1]$$

II.5.1. Détermination de coefficient de pression :

Calcul des coefficients de pressions extérieures :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned} C_{pe} &= C_{pe.1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} &= C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} &= C_{pe.10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{aligned} \right\} (\S 5.1.)$$

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$

II.5.2. Direction du vent V1 :

- b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V1. $b = 45.90 \text{ m}$.
- d : La dimension parallèle à la direction du vent V1.
 $d = 20.02 \text{ m}$.
- $e = \min [b ; 2h] = \min [45.90 ; 72.4] \quad e = 45.90 \text{ m}$.

$d < e$ La paroi est divisée en 2 zones de pression A, B, C, D et E qui sont illustrées sur la figure suivant :

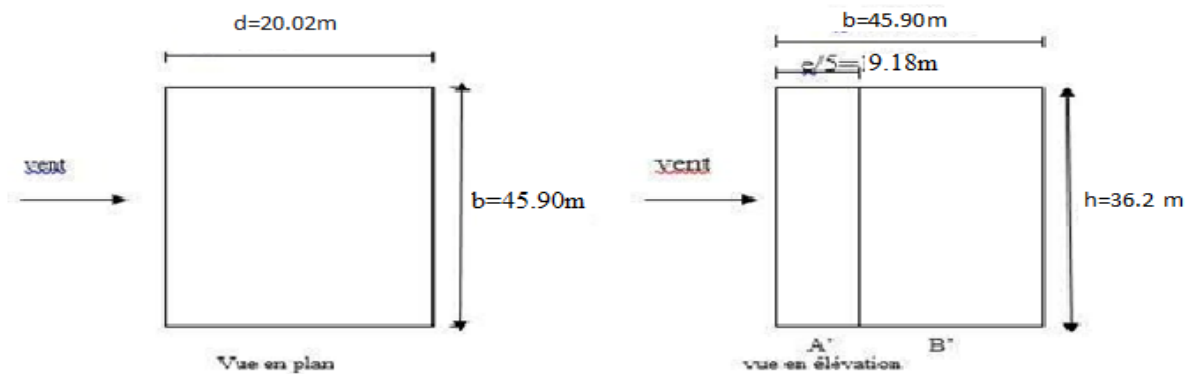


Figure II.2 : Légende pour les parois verticales.

Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE

La surface de la paroi considérée :

$$S = 45.90 \times 36.2 = 1661.58 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2.$$

Selon la formule (§5.1. RNV2013)

donc :

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

-D'après le tableau (5.1.RNV2013) on a :

A'	B'	D	E
C _{pe.1}	C _{pe.1}	C _{pe.1}	C _{pe.1}
0	0	0	0
-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

Tableau II.1: Coefficients de C_{pe} parois verticales

-Les valeurs des coefficients correspondants aux zones A', B', D et E sont portées sur la *figure ci-dessous* :

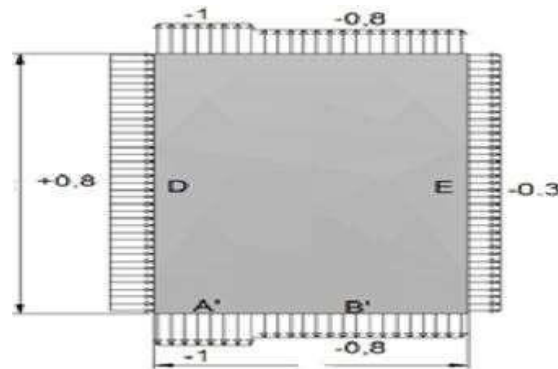


Figure II.3: zone de pression pour les parois verticales.

Terrasse :

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0,6 \text{ m}$

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5° .

Selon (§1.1.5 chap5.[1]) les différentes zones de pression F, G, H et I sont

Représentées sur la figure ci-dessous.

$$e = \text{Min} [b ; 2h] = 45.90 \text{ m}$$

Selon le tableau (5.2.[1]) on a:

$$h_p/h = 0,016$$

$$e/4 = 11.47 \text{ m}$$

$$e/10 = 4.59 \text{ m}$$

$$e/2 = 22.95 \text{ m}$$

Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE

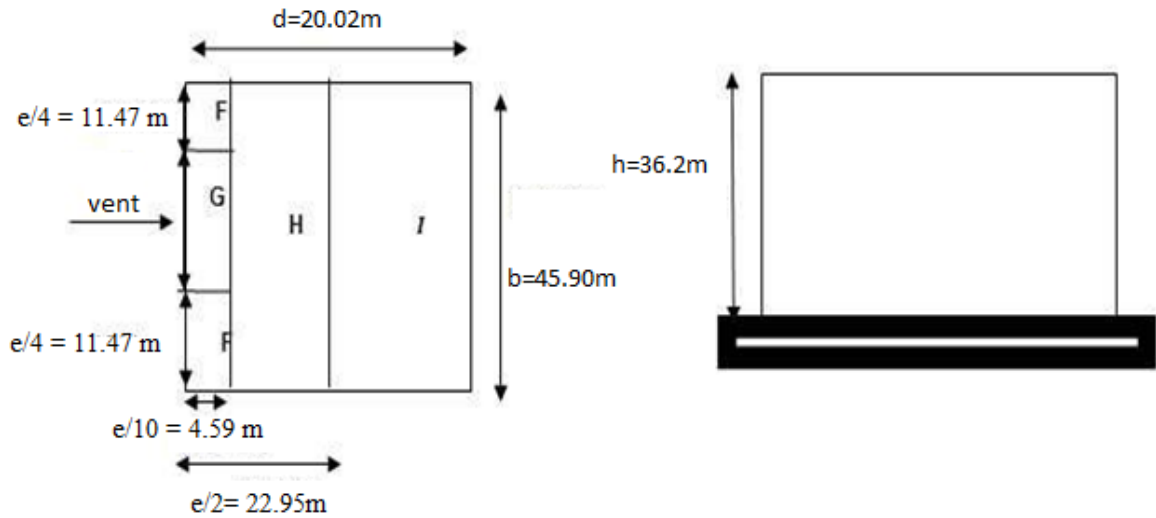


Figure II.4 :Légende pour les toitures plates.

Selon le tableau (5.2. RNV2013) on a :

Dans notre cas $h_p/h = 0,6/36.2 = 0,02$

Donc on néglige l'acrotère.

D'où :

Les valeurs respectives des coefficients correspondantes à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

F	G	H	I
C_{pe.1}	C_{pe.1}	C_{pe.1}	C_{pe.1}
0	0	0	0
-1,8	-1,2	-0,7	+0,2

TableauII.2 :Coefficients de C_{pe} de la toiture.

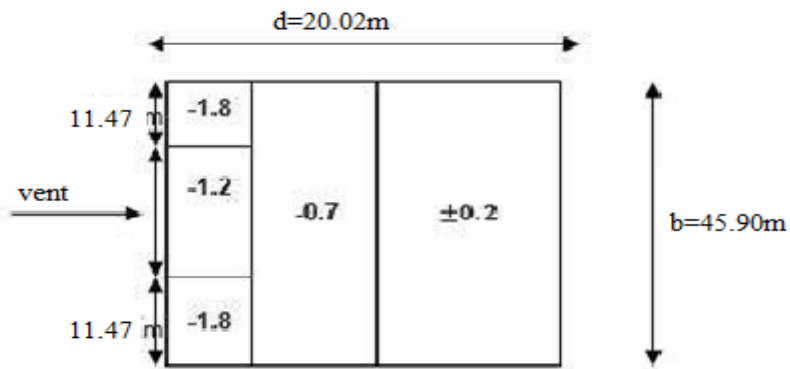


Figure II.5: :valeur de cp pour la toiture.

II.5.3. Coefficient de pression interne C_{pi}

$$\mu_p = \sum \text{surface } C_{pe} < 0 / \text{toute surface} = 1$$

Le coefficient d'exposition dépend de plusieurs facteurs dont le coefficient de rugosité, Coefficient de topographie et la catégorie de terrain.

$C_e(z)$ est donné par :

$$C_e(z) = C_{r,z}^2 * C_{t,z}^2 * [1 + 7I(z)]$$

Coefficient de rugosité :

le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent .il est défini par la loi suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(z) = K_t \ln(Z/Z_0) \text{ pour } Z_{min} \leq Z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_t \ln(Z_{min}/z_0) \text{ pour } Z < Z_{min} \end{array} \right.$$

Coefficient de topographie :

Le site où notre projet se situe est plat, d'après le **RNV partie 2.4.5** :

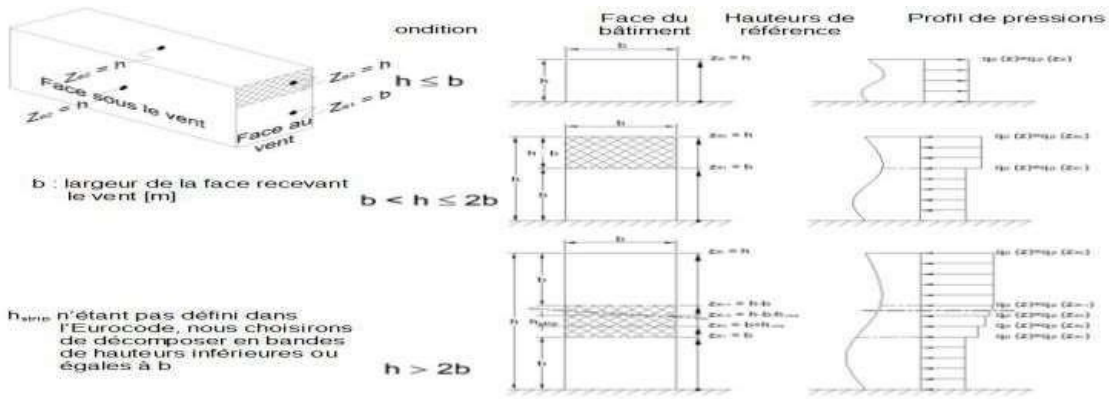
$$C_t = 1$$

Intensité de turbulence :

Elle est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par équation suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_v(z) = 1/(z) \times \ln(Z_0/z) \text{ pour } Z > Z_{min} \\ I_v(z) = 1/(z) \times \ln(Z_{min}/Z_0) \text{ pour } Z \leq Z_{min} \end{array} \right.$$

Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE



Direction V1 :

Donc: $h=36.2 \leq b=45.90$

z_e (m)	$C_r(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$	$q_p(z)$ (N/m ²)
36.2	0.658	0.487	2.57	785.09

Tableau II.3 : Direction V1.

II.5.4. Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

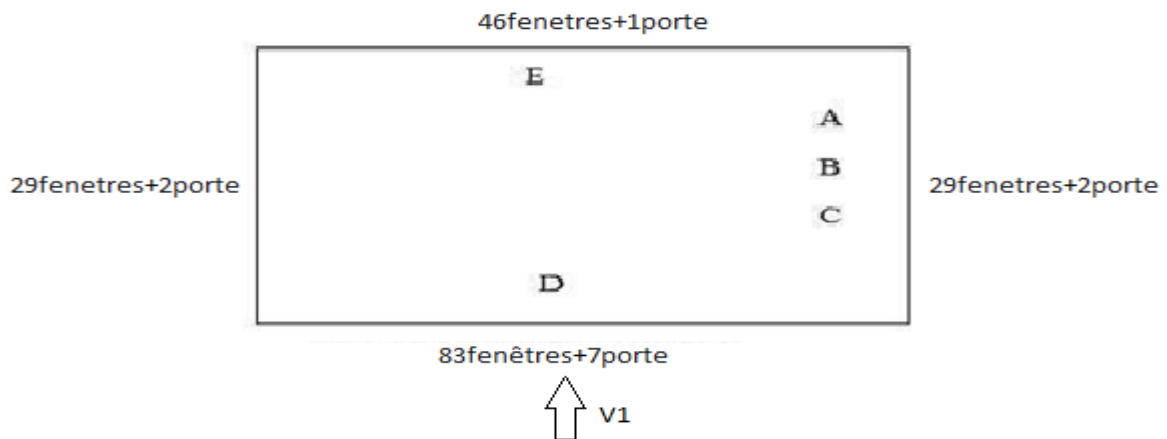
Le coefficient de la pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieures est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces des toutes les ouvertures}}$$

Note : à la fin de la réalisation (toutes les

ouvertures fermées) $W(z_j) = q_p(z_j) * (C_{pe} - C_{pi})$



Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE

Dimension de fenêtre(1) :(5m ;2m) S=10m²

Dimension de fenêtre(2) :(3.40m ;2m) S=6.8m²

Dimension de fenêtre(3) :(60mm ;60mm) S=0.36m²

Dimension de la porte(1):(2,20m;1.30m) S=2.86m²

Dimension de la porte (2):(2,12m;1m) S=2.12m²

Donc : 83fenêtres=628.4m² 29fenetres=213.2m² 29fenetres=213.2m²

46fenetres=196.8m² 7porte=18.2m² 2porte=4.98m²

2porte=4.98m² 1porte=2.86m²

On a V1 → (29fenetres+2porte+29fenetres+2porte) **S=436.36m²**

St=1282.62m²

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.RNV) on doit utiliser les deux valeurs du Cpi :

$$\frac{h}{d} = \frac{36.2}{20.02} = 1.80$$

$$\mu_p = \frac{436.36}{1282.62} = 0,35 \rightarrow \text{DONC : } C_{pi} = 0.035$$

-Les valeurs des pressions qj sont données dans les tableaux suivants :

Zone	Cd	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi	W(zj)1(daN/m ²)
A'	0,875	785.09	-1	0,035	-812.57
B'	0,875	785.09	-0,8	0,035	-655.55
D	0,875	785.09	0,8	0,035	600.59
E	0,875	785.09	-0,3	0,035	-263.01

Tableau II.4: Les valeurs des pressions Wzj.

II.5.5.direction V2 du vent :

Les dimensions en sens V2 :

b = 20.02 m.

d=45.90 m.

h = 36.2m

e = min [b ; 2h] = min [20.02; 72.4]

e = 20.02m.

Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE

d>e : on obtient la division suivant :

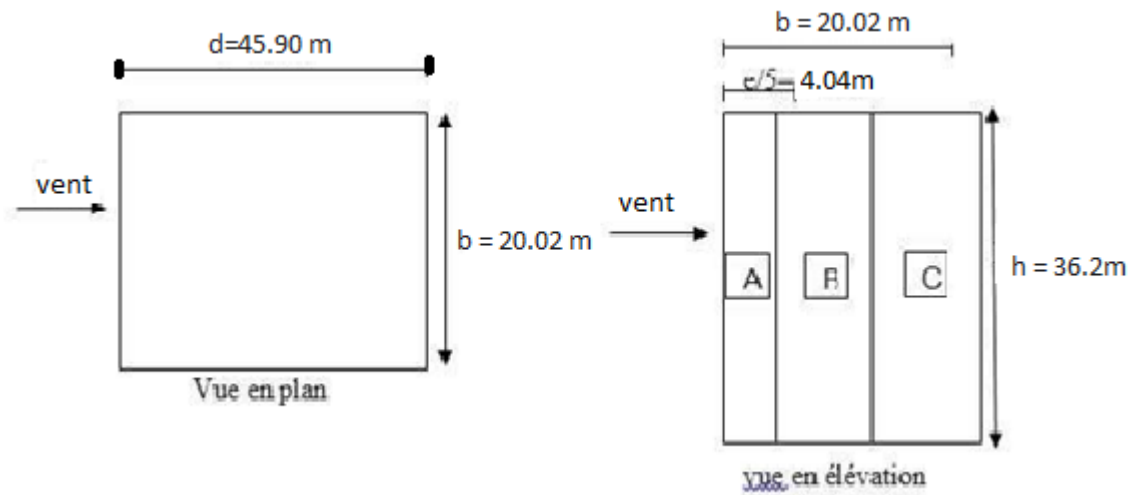


Figure II.6 :Légende pour les parois verticales.

La surface de la paroi considérée :

$$S = 20.02 \times 36.2 = 724.724 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2.$$

Selon la formule (§5.1. RNV2013)

donc :

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

-D'après le tableau (5.1.RNV2013) on a :

-C_{pe}10 pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire

A	B	C	D	E
C_{pe}.	C_{pe}.	C_{pe}.	C_{pe}.	C_{pe}.
10	10	10	10	10
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau II.5 : Coefficients de C_{pe} parois verticales.

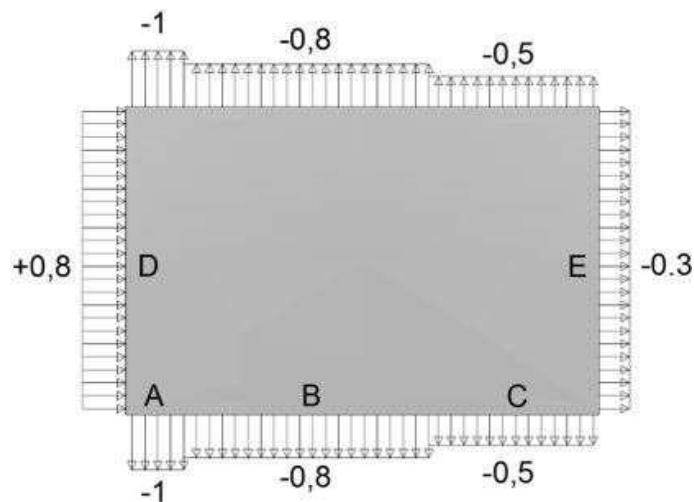


Figure II.7 : zone de pression pour les parois verticales.

Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE

Terrasse :

Les zones de pression sont portées sur la figure:

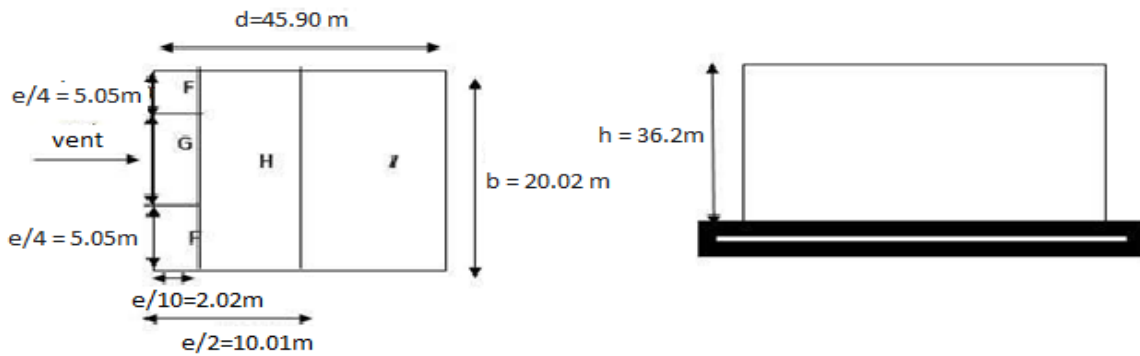


Figure II.8 :Légende pour les terrasses plates.

Selon le tableau (5.2. RNV2013) on a :

Dans notre cas $h_p/h = 0,6/36.2 = 0,02$

Donc on néglige l'acrotère.

D'où :

Les valeurs respectives des coefficients correspondantes à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

F	G	H	I
C_{pe.1}	C_{pe.1}	C_{pe.1}	C_{pe.1}
0	0	0	0
-1,6	-1,1	-0,7	+0,2

Tableau II.6: Coefficients de C_{pe} de la toiture.

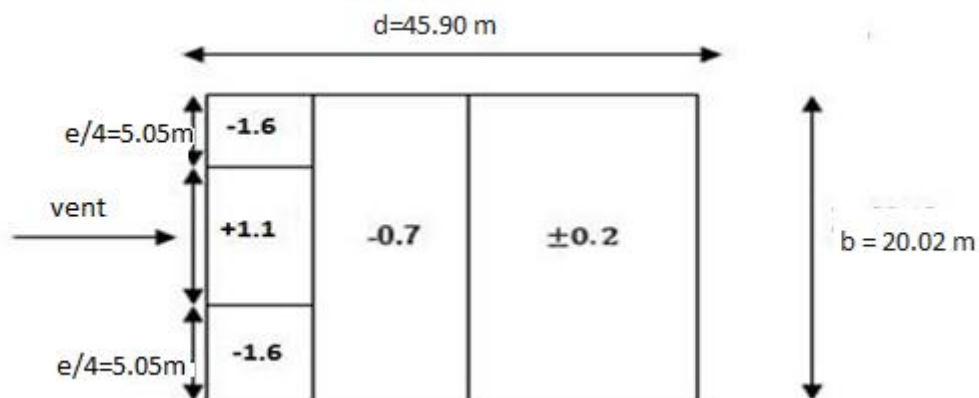


Figure II.9 : valeur de cp pour la toiture.

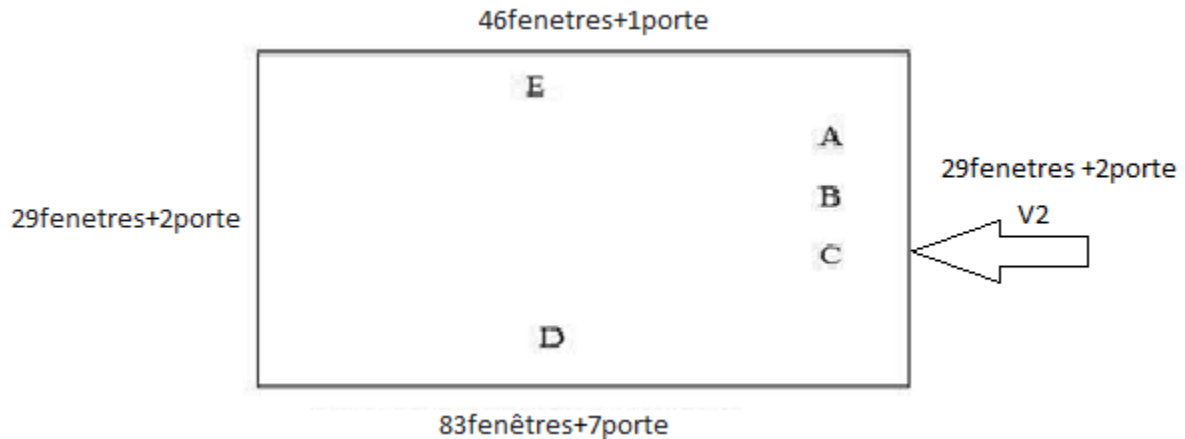
Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE

Direction V2 :

Ze (m)	Cr(z)	Iv(z)	Ce(z)	qp(z) (N/m ²)
36.2	0.658	0.487	2.57	785.09

Tableau II.7: Direction V2.

Coefficient de pression intérieure Cpi :



Dimension de fenêtre(1) :(5m ;2m) S=10m²

Dimension de fenêtre(2) :(3.40m ;2m) S=6.8m²

Dimension de fenêtre(3) :(60mm ;60mm) S=0.36m²

Dimension de la porte (1):(2,20m;1.30m) S=2.86m²

Dimension de la porte (2):(2,12m;1 m) S=2.12m²

Donc : 83fenêtres=628.4m² 29fenetres=213.2m² 29fenetres=213.2m²

46fenetres=196.8m² 7porte=18.2m² 2porte=4.98m²

2porte=4.98m² 1porte=2.86m²

On a V2 → (83fenetres+7porte+46fenetres+1porte) **S=846.26m²**

⇒ **St=1282.62m²**

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.RNV) on doit utiliser les deux valeurs du Cpi :

$$\frac{h}{d} = \frac{36.2}{45.90} = 0.79$$

$$\mu_p = \frac{846.26}{1282.62} = 0,66 \rightarrow \text{DONC : Cpi} = -0.066$$

Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE

Les valeurs des pressions q_j sont données dans les tableaux suivants :

Zone	C_d	$q_p(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)1(\text{daN/m}^2)$
A	1.042	785.09	-1	-0.066	-733.27
B	1.042	785.09	-0,8	-0.066	-576.26
C	1.042	785.09	-0,5	-0.066	-340.72
D	1.042	785.09	0,8	-0.066	679.89
E	1.042	785.09	-0,3	-0.066	-183.71

Tableau II.8 : Les valeurs des pressions W_{zj} .

II.6.Action d'ensemble :

II.6.1.Calcul des F_w à l'aide des coefficients de forces :

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de Construction peut être déterminée directement en utilisant l'expression suivante :

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(Z_j) \times A_{ref} \text{ [N]} \text{ (§2.6.1.RNV2013) [1]}$$

C_d : Coefficient dynamique

C_f : Coefficient de force

A_{ref} : Surface élémentaire

II.6.2.Calcul du coefficient de forme :

$$C_f = C_{f.0} \times \psi \lambda \quad (\text{§4.1 RNV2013}) \text{ [1]}$$

$C_{f.0}$: Coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini

$\psi \lambda$: Facteur d'élancement donné par (Figure 4.1 RNV 2013) en fonction de l'élancement Effectif λ_e .

$$C_{f.0} = 2,2 \text{ pour } V1 \text{ (Figure 4.4 §4.2.RNV2013) [1]}$$

$$C_{f.0} = 2,15 \text{ pour } V2$$

$$\lambda_e = \text{Max} (0,7 \times l/b ; 70) \quad (\text{Tableau 4.1 §4.1.2RNV2013})$$

$$\lambda_e = \text{Max} (0,7 \times 36.02/45.9; 70) = 70$$

$$\text{Pour } \varphi = 1 \text{ (pour construction fermé) et } \lambda_e = 70 \text{ (§4.1.1RNV2013) [1]}$$

$$\psi \lambda = 0,91 \text{ (Figure 4.1 §4.1.1RNV2013)}$$

$$C_{f1} = 2,2 \times 0,91 = 2$$

$$C_{f2} = 2,15 \times 0,91 = 1.956$$

Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE

II.6.3. Calcul de la surface élémentaire A_{ref} :

$A_{ref} = l \times h$ (Rectangle)

-Direction V1 :

Niveau	H (m)	L (m)	Cd	Cf	Qp (daN/m ²)	A _{ref} (m ²)	F _w (daN)
	36.2	45.90	0,875	2	785.09	1661.58	2282857.22

Tableau II.9 la force exercée par le vent F_w sur V1.

-Direction V2 :

Niveau	H (m)	L (m)	Cd	Cf	Qp (daN/m ²)	A _{ref} (m ²)	F _w (daN)
	36.2	20.02	1.042	1,956	785.09	724.72	973792.882

Tableau II.10 : la force exercée par le vent F_w sur V2.

II.6.4. Calcul des forces à l'aide des pressions de surface :

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction ou un élément de construction peut être déterminée par sommation vectorielle des forces F_w , e.

F_{w, i} et F_{fr} donnée par :

Force extérieure :

$$F_{w, e} = C_d \times \Sigma W_e \times A_{ref} \quad (\text{\S}2.6.2. RNV2013) [1]$$

Force intérieure :

$$F_{w, i} = \Sigma W_i \times A_{ref} \quad (\text{\S}2.6.2. RNV2013) [1]$$

Force de frottement :

$$F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr} \quad (\text{\S}2.6.2. RNV2013) [1]$$

W_e : Pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de hauteur z_e donnée par :

$$W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$$

W_i : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de hauteur z_e donnée par :

$$W_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$$

A_{fr} : Aire de la surface extérieure parallèle au vent

z_e ; z_i : Hauteur de référence des pressions extérieures et intérieures

C_{fr} : Coefficient de frottement (Tableau 2.8 §2.6.3 RNV2013)

$$C_{fr} = 0,01$$

Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE

- Direction V1 :
- Calcul de Forces de pression extérieure :

Zone	Qp(daN/m ²)	Cd	Cp _e	We(daN/m ²)	Aréf(m ²)	Fw,e(daN)
A'	785.09	0,875	-1	-785.09	1661.58	-1484088.13
B'	785.09	0,875	-0,8	-628.07	1661.58	-1484088.13
D	785.09	0,875	0,8	628.07	1661.58	-1484088.13
E	785.09	0,875	-0,3	-235.52	1661.58	-1484088.13
				ΣWe = -1020.61		

Tableau II.11 : Valeurs des Forces de pressions extérieures(V1).

Zone	Qp(daN/m ²)	Cd	Cp _e	We(daN/m ²)	Aréf(m ²)	Fw,e(daN)
F	785.09	0,875	-1,8	-1413.16	1661.58	-4223266.96
G	785.09	0,875	-1,2	-942.10	1661.58	-4223266.96
H	785.09	0,875	-0,7	-549.56	1661.58	-4223266.96
I	785.09	0,875	-0,2	-157.01	1661.58	-4223266.96
	785.09	0,875	0,2	157.01	1661.58	4223266.96
				ΣWe = -2904.82		

Tableau II.12 Valeurs des forces de pression extérieure sur la toiture(V1).

- Direction V2 :
- Calcul de Forces de pression extérieure:

Zon e	Qp(daN/m ²)	Cd	Cpe	We(daN/m ²)	Aréf(m ²)	Fw,e(daN)
A'	785.09	1.042	-1	-785.09	724.72	-1067151.86
B'	785.09	1.042	-0,8	-628.07	724.72	-1067151.86
C	785.09	1.042	-0.5	-392.54	724.72	-1067151.86
D	785.09	1.042	0,8	628.07	724.72	1067151.86
E	785.09	1.042	-0,3	-235.52	724.72	-1067151.86
				ΣWe = -1413.15		

Tableau II.13: Valeurs des Forces de pressions extérieures(V2).

Zon e	Qp(daN/m ²)	Cd	Cpe	We(daN/m ²)	Aréf(m ²)	Fw,e(daN)
F	785.09	1.042	-1,6	-1256.14	724.72	-2015736.33
G	785.09	1.042	-1,1	-863.59	724.72	-2015736.33
H	785.09	1.042	-0,7	-549.56	724.72	-2015736.33
I	785.09	1.042	-0,2	-157.01	724.72	-2015736.33
	785.09	1.042	0,2	157.01	724.72	2015736.33
				ΣWe = -2669.29		

Tableau II.14: Valeurs des forces de pression extérieure sur latoiture(V2).

Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE

- Direction V1 :
- Calcul de Forces de pression intérieur:

Niveau	Qp(ze)	Cpi	Wi1(daN/m ²)	Aréf(m ²)	Fwi1(daN)
/	785.09	0,035	27.47	1661.58	319621.53
			nWi1=192.36		

Tableau II.15: Valeurs des forces de pression intérieure sur les étages et la toiture(V1).

- Direction V2 :

Niveau	Qp(ze)	Cpi	Wi1(daN/m ²)	Aréf(m ²)	Fwi1(daN)
/	785.09	-0.066	-51.81	724.72	-300381.94
			nWi1= -414.48		

Tableau II.16: Valeurs des forces de pression intérieure sur les étages et la toiture(V2).

II.7.Calcul des forces de frottement Ffr :

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

II.7.1.Calcul de (Afr) :

Direction V1 :

$$A_{fr} = d \times h_i \text{ Paroi verticale}$$

$$A_{fr} = 45.90 \times 36,2 = 1661.58 \text{ m}^2$$

Niveau	Cfr	Qp(ze)	Afr(m ²)	Ffr(daN)
/	0,01	785.09	1661.58	13044.89

Tableau II.17: Valeurs des forces de frottement direction V1.

Direction V2 :

$$A_{fr} = d \times h_i \text{ Paroi verticale}$$

$$A_{fr} = 20.02 \times 36.2 = 724.72 \text{ m}^2$$

Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE

Niveau	C _{fr}	Q _p (ze)	A _{fr} (m ²)	F _{fr} (daN)
	0,01	785.09	724.72	5689.70

Tableau II.18: Valeurs des forces de frottement direction V2.

-Direction V1 :

$$(45.90 \times 36,2) \times 2 \times 4 = 13292.64 \text{ m}^2$$

$$(45.90 \times 36,2) \times 2 = 3323.16 \text{ m}^2 \leq 13292.64 \text{ m}^2$$

La condition est vérifiée alors la force de frottement est **négligeable** dans la direction V1

-Direction V2 :

$$(20.02 \times 36,2) \times 2 \times 4 = 5797.76 \text{ m}^2$$

$$(20.02 \times 36,2) \times 2 = 1449.44 \text{ m}^2 \leq 5797.76 \text{ m}^2$$

La condition est vérifiée alors la force de frottement est **négligeable** dans la direction V2

II.8.Conclusion :

- Ces résultats vont être comparés avec la résultante des forces sismiques, pour prendre le cas le plus défavorable en vue de l'étude sismique.

Chapitre III :

Pré dimensionnement des éléments

III.1 Introduction

Le Pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres ... etc.) d'une structure est une étape essentielle dans tout calcul d'un projet. 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 pré-dimensionnement des éléments sont déterminés, selon les règles de calcul de **BAEL91, CBA93, RPA99,CCM97**.

III.2 Les planchers

Généralité:

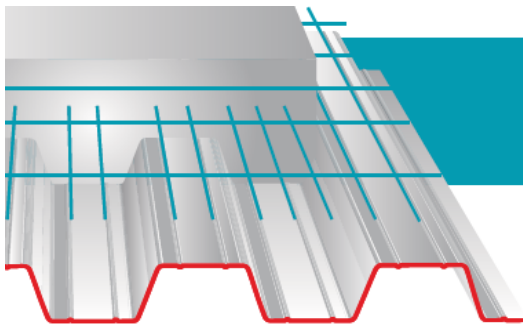
Les planchers constituent un plan horizontal rigide capable de : Supporter les charges verticales (poids propre des différents composants et charges d'exploitation) et de les transmettre aux poteaux, Transmettre les efforts horizontaux (vent et efforts sismiques) vers les éléments verticaux, (Palées de stabilité, poteaux de portique), d'autres fonctions sont d'une importance plus ou moins majeure en relation avec la destination du bâtiment. Il s'agit de la flexibilité de passages verticaux et horizontaux (gaines et réseaux divers, et équipements techniques), de l'isolation acoustique et thermique, de la stabilité et de la résistance au feu.

III.2.1 Planchers collaborant mixte acier-béton

Une des solutions efficaces permettant de réduire la flèche et d'augmenter la résistance des poutres mixtes par rapport à celles de la solution d'acier seul consiste à attacher la dalle à poutrelle métallique par des connecteurs. Cela est très intéressant pour les grandes portées. Il permet aussi la réduction de la quantité d'acier, réduction de la retombée des poutres et planchers, réduction du cout de la construction et la rapidité d'exécution.

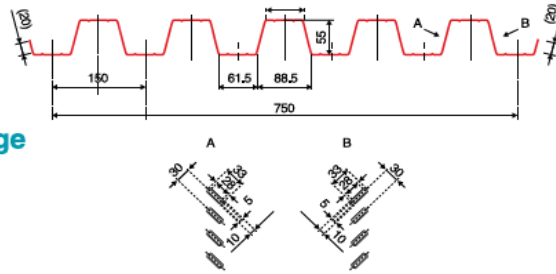
-Caractéristique de plancher collaborant :

-Voir la figure de la tôle pour (HIBON55) :



Tôles pour plancher collaborant

Hi-Bond 55



Identification

Ép. t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	9,56
0,88	11,23
1,00	12,83
1,20	15,30

Manutention - Emballage

Ép. t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	6,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16

Valeurs de calcul

Épaisseur t en cm	Ép. Acier en mm	Aire d'Acier en cm ² /m	Position fibre neutre v ₁ en cm	v ₂ en cm	Mt d'inertie i en cm ⁴	Module de résistance i.v ₁	i.v ₂
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92
0,88	0,84	13,23	2,75	2,75	68,08	24,76	24,76
1,00	0,96	15,12	2,75	2,75	77,80	28,29	28,29
1,20	1,16	18,27	2,75	2,75	94,01	34,19	34,19

Portées admissibles au coulage en mètres

Distances maximales franchissable par tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étaieement, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation du coffrage de 240/1^{ème} de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file détails éventuelle.

Acier



Portée = Clair + 5 cm

Béton



Portée = Clair + 5 cm

Bois



Portée = Entraxe

Épaisseur Plancher h cm	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
	Sans Étais		Étais		Sans Étais		Étais		Sans Étais		Étais		Sans Étais		Étais	
10	2,70	3,60	3,33	3,35	2,85	3,80	3,52	3,63	2,96	3,95	3,66	3,97	3,14	4,18	3,88	4,23
11	2,60	3,48	3,22	3,15	2,74	3,66	3,39	3,48	2,85	3,81	3,53	3,71	3,02	4,03	3,73	4,06
12	2,51	3,36	3,11	2,95	2,65	3,54	3,28	3,35	2,76	3,69	3,41	3,57	2,93	3,91	3,62	3,91
13	2,43	3,26	3,02	2,78	2,57	3,44	3,19	3,18	2,68	3,59	3,32	3,44	2,85	3,81	3,52	3,77
14	2,37	3,17	2,94	2,64	2,50	3,34	3,09	3,01	2,61	3,49	3,23	3,33	2,76	3,70	3,42	3,64
15	2,31	3,10	2,87	2,51	2,44	3,26	3,02	2,86	2,54	3,41	3,15	3,17	2,69	3,61	3,34	3,53
16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,72	2,48	3,33	3,08	3,02	2,63	3,53	3,26	3,43
17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,88	2,60	2,43	3,26	3,01	2,89	2,57	3,45	3,19	2,33
18	2,15	2,89	2,67	2,19	2,28	3,05	2,82	2,49	2,37	3,19	2,95	2,77	2,52	3,38	3,13	3,21
19	2,12	2,84	2,63	2,11	2,23	3,00	2,77	2,40	2,34	3,13	2,90	2,66	2,48	3,33	3,08	3,08
20	2,08	2,79	2,58	2,03	2,19	2,94	2,82	2,31	2,29	3,07	2,84	2,56	2,44	3,27	3,02	2,96
22	2,00	2,69	2,49	1,93	2,11	2,84	2,62	2,15	2,21	2,96	2,74	2,38	2,35	3,15	2,91	2,75
24	1,94	2,60	2,41	1,85	2,05	2,76	2,55	2,01	2,14	2,88	2,66	2,23	2,27	3,05	2,82	2,58

Pour les valeurs en italique, l'élançement du plancher est supérieur à 36.

Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisir des portées moindres.

Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.



Sarl **SES** (Steel Export Service)
Route de Blida • Chemin Berbessa • BP233 Koléa • Tipaza • Algérie
Tél : 024 59 34 17/ 20/ 21
Mob. : 05 54 50 30 63/ 64 /65 • 05 60 01 79 19/ 23 • 05 61 93 80 34
Email : commercial@ses-algerie.com • Site Web : www.ses-algerie.com



III.2.2 les charges :

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

1. Plancher terrasse inaccessible

1. Actions permanentes

1- Protection en gravillon.....	0,85KN/m ²
2- Etanchéité multicouches	0,12KN/m ²
3- Forme de pente(e=10cm)	2,00KN/m ²
4- Isolation thermique	0,16 KN/m ²
5- Dalle en béton armé (t=12)	3 KN/m ²
6- Bac d'acier (HIBON55).....	0,15 KN/m ²
7- Faux plafond.....	0,2 KN/m ²

Totale: $G = 6,48\text{KN/m}^2$

Charges d'exploitation [2]

Terrasse inaccessible **Q = 1 KN/m²**

2. Plancher courant

Actions permanentes

1- Compacto. 20*0,007.....	0,14 KN/m ²
2- Mortier de pose.....	0,40 KN/m ²
3- Lit de sable 18*0,03.....	0,54 KN/m
4- Dalle en béton armé (t=12).....	3 KN/m ²
5- Faux plafond.....	0,20 KN/m ²
6- Bac d'acier (HIBON 55).....	0,15 KN/m ²
7- Distribution cloison.....	1,00 KN/m ²

Totale: $G = 5,43\text{KN/m}^2$

Charges d'exploitation [2]

DTR charges et surcharges (bâtiments administratifs) **Q = 2.5KN/m**

III.2.3 .Pré-dimensionnement des éléments principaux

Les planchers collaborant associent une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier galvanisé pour qu'ils participent ensemble, par leur "collaboration" à la résistance à la flexion, pour éviter le glissement entre les nervures du profil en acier et le béton, les parois latérales des bacs sont embouties ou crantées. Les solives peuvent être rendues solidaires de la dalle par l'intermédiaire des connecteurs soudés ou cloués pour constituer une poutre mixte.

- Méthode de calcul

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

1- phase de construction

2- phase finale

1) – Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul et il reprend les charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton frais
- La surcharge de construction (ouvriers)

2) – Phase finale

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

On doit tenir compte des charges suivantes:

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton(sec)
- La surcharge d'exploitation
- Finition

– Largeur de la dalle collaborant

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

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{ll} 2 L_0/8 & L_0 : \text{largueur libre d'une poutre simple appuis} \\ b & b : \text{entraxe entre les poutre} \end{array} \right. \quad (\text{EC4 Art 4[3]})$$

III.2.4 .Calcul des solives

Les solives sont généralement en **IPE** ou **IPN**, leur espacement dépend du bac d'acier utilisé et de la charge d'exploitation. Elles se trouvent entre le plancher et la poutre, 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 a une portée égale à **L= 5 m** et un espacement de **1.66 m**

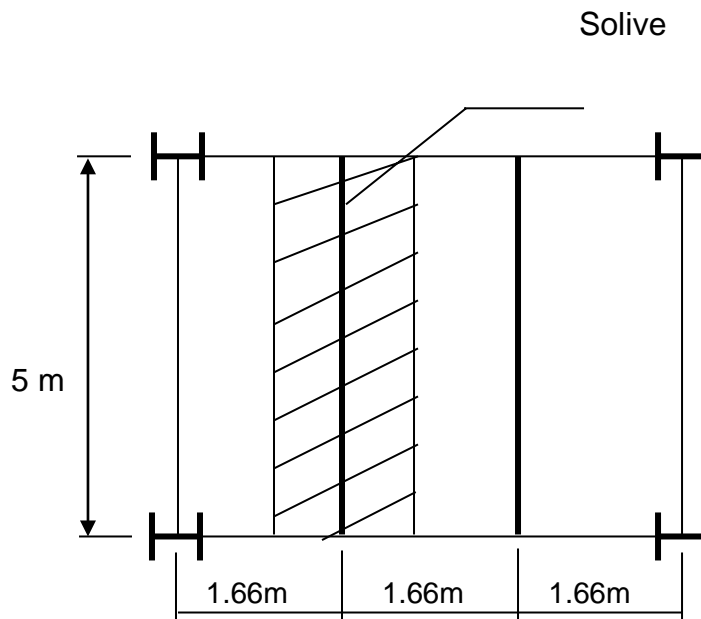


Figure III.1 :Schéma statique de la solive.

III.2.4.1. Pré dimensionnement de la solive du plancher terrasse inaccessible

- **Choix de profilé**

La portée :.5m \Rightarrow 5/2 =2.5 m

Chapitre III : Pré-dimensionnement des élément

Espacement: 1.66m

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

$$0.1 \leq h \leq 0.16$$

$$100\text{mm} \leq h \leq 166\text{mm}$$

Le choix : IPE 160

A. Phase de construction

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

Poids propre du profilé $G_p = 0.158 \text{KN/ml}$

Poids propre du béton frais $G_b = 3 \text{KN/m}^2$

Poids du bac d'acier $g = 0,15 \text{KN/m}^2$

Surcharge de construction(ouvrier) $Q_c = 0,75 \text{KN/m}^2$

- **Combinaisons des charges**

L'entraxe entre les solives est de 1.66m.

- **ELU:** $q_u = 1,35 \cdot G_p + [1,35 \cdot G_b + 1,5 \cdot Q] \cdot 1.66 \Rightarrow q_u = 1,35 \cdot 0.158 + [1,35 \cdot (3 + 0,15) + 1,5 \cdot 0,75] \cdot 1.66$

$$q_u = 10.13 \text{ KN/ml}$$

- **ELS:** $q_{ser} = G_p + [G_b + g + Q] \cdot 1.66 \Rightarrow q_{ser} = 0.158 + [3 + 0.15 + 0,75] \cdot 1.66$

$$q_{ser} = 7.63 \text{ KN/ml}$$

Le choix : IPE 160

	Poids	Sectio n	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	Tf mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl- y} cm ³	W _{pl- z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 160	15,8	20.10	160	82	7.4	869	68,0	124	26,0	6,58	1,84

Tableau III.1: Caractéristiques du profilé IPE 160.

Chapitre III : Pré-dimensionnement des élément

- **Moment fléchissant**

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

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \quad \Rightarrow \quad \begin{aligned} q_u &= 10.13 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} &= 7.63 \text{ kN/ml} \end{aligned}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = 8.91 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(628.4 \times 10^3 \times 235)}{1} \times 10^{-6} = 30.14 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 8.91 \text{ kNm} < M_{PLRd} = 30.14 \text{ kNm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$r = \frac{8.91}{30.14} = 0.29$$

"r" Est le rapport entre la valeur maximale et la valeur admissible, il montre le pourcentage de participation de l'élément dans la résistance de l'ensemble.

- **Effort tranchant**

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

- $V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{235 \times A_v}{\sqrt{3} \times 1} = 131.14 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} A_v &= A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \\ A_v &= 966.6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- $V_{sd} = \frac{9.49 \times 3.75}{2} = 12.66 \text{ kN}$

$$12.66 \text{ kN} < 131.14 \text{ kN} \quad \text{C'est vérifier.}$$

$$V_{sd} < 0,5 V_{plrd}$$

$$12.66 \text{ kN} < 65.57 \text{ kN} \quad \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment.}$$

- **Vérification de la rigidité**

Il faut vérifier que :

$$f_{1}^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_y} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{ser} = 7.63 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 2.5 \text{ m.}$$

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

$$I_y = 869 \text{ cm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{1}^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{5 \times 7.63 \times (2500)^4}{2.1 \times 10^5 \times 869 \times 10^4} = 2.06 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

- $\bar{f} = \frac{L}{250}$

$$\bar{f} = 10 \text{ mm}$$

$$2.06 \text{ mm} < 10 \text{ mm} \quad \text{C'est vérifié}$$

-Vérification du déversement :

$$M_{sd} \leq M_{brd}$$

IPE 160 de classe 1 ($K=1$; $C_1=1,132$; $K_w=1$; $\beta_w=1$)

- $$\lambda_{LT} = \frac{\frac{K \times L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \times \left(\frac{K}{K_w}\right)^2 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{K \times L / i_z}{h / t_f}\right)^2}}^{0,25}$$

$$\lambda_{LT} = 110.42$$

- $\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$ avec $\lambda_1 = 93,91 \varepsilon$ et $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.17$$

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

$$\alpha_{LT} = 0,21 \quad \text{Pour les profils lamines}$$

$$\phi_{LT} = 1,28$$

$$\bullet \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0.56$$

$$\bullet M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{brd} = 16.32 \text{ kNm}$$

$$\bullet M_{sd} = 8.91 \text{ kNm}$$

$8.91 \text{ kNm} < 16.32 \text{ kNm}$ C'est vérifié.

A. 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..... $g_p = 0.158 \text{ kN/ml}$.
- Charge permanente..... $G_T = 6.48 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation..... $Q_T = 1 \text{ kN/m}^2$
- L'entraxe entre les solives est de 1.66 m .

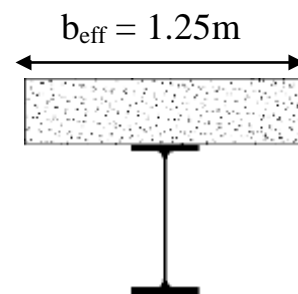
• ELU :

$$q_u = 1.35g_p + 1.66 \times (1.35G_t + 1.5Q) = 17.2 \text{ kN/m}$$

• ELS:

$$q_{ser} = g_p + 1.66 \times (G_t + Q_t) = 12.57 \text{ kN/m}$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 L_0 / 8 = 1.25 \\ b = 1.66 \text{ m} \end{array} \right. \quad (\text{EC4 Art 4[3]})$$



1 - Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 20 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0.57 \times 20 \times 1250 \times 95) \times 10^{-3} \Rightarrow \mathbf{R_{\text{Béton}} = 1353.75 \text{ kN}}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times f_y \times A_a \Rightarrow R_{\text{Acier}} = (0.95 \times 235 \times 2010) \times 10^{-3} \Rightarrow \mathbf{R_{\text{Acier}} = 448.73 \text{ kN}}$$

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

2 -Position de l'axe neutre plastique

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plrd} = R_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_b + h_p - \frac{R_a \times h_a}{R_b \times 2} \right)$$

$$M_{plrd} = 90.45 \text{KNm}$$

- Effort tranchant
- Vérifications

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

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{235 \times A_v}{\sqrt{3} \times 1.1} = 131.14 \text{kN}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$
$$A_v = 966.6 \text{mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{17.2 \times 5}{2} = 43 \text{kN}$$

$$43 \text{kN} < 131.14 \text{kN}$$

C'est vérifié.

$$V_{sd} < 0,5V_{plrd}$$

$$43 \text{ kN} < 65.57 \text{ kN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment

- Moment fléchissant

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

$$\text{Le moment appliqué : } M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{17.2 \times 5^2}{8} = 53.75 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 53.75 \text{KN.m} < M_{pl.Rd} = 90.45 \text{KNm} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

- Vérification du déversement

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

- **Vérification de la rigidité**

Il faut vérifier que :

$$f_2^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_y} \leq \bar{f}$$

max
qser= 12.75KN/ml.

L= 5m.

E = 2,1.10⁵ N/mm.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} m = E_a/E_b = 15 \\ v = A_a/A_b = 0,059 \end{array} \right.$$

On trouve :

$I_c = 12587.01\text{cm}^4$

- **La valeur de la flèche maximale est**

$$f_2^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{12.75 \times (5000)^4}{2,1 \times 10^5 \times 12587.01 \times 10^9} = 1,94\text{mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

- $\bar{f} = \frac{L}{250} = 20\text{mm}$

$f_{max} < f_{adm}$ vérifié

Flèche totale :

$$f_{tot} = f_1^{max} + f_2^{max} = 2.06 + 1,82 = 3.88 \text{ mm}$$

$f_{tot} = 3.88 \text{ mm} < \bar{f} = 30 \text{ mm}$ C'est vérifié.

A. Calcul des connecteurs

Type goujon Hauteur : h = 95mm;

Diamètre: d = 19 mm.

- **Détermination de Prd (Resistance au cisaillement)**

$$P_{rd} = \inf \begin{cases} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{CK} \times E_C}}{\gamma_v} & \text{Résistance dans le béton} \\ & \text{qui entour le goujon} \\ 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} & \text{La force dans le goujon} \end{cases}$$

Avec :

$$\alpha = 1 \text{ car } \frac{h}{d} = 5 > 4 \quad ; \quad \gamma_v = 1,25$$

f_{ck} : Résistance caractéristique de béton 20 N/mm²

E_c : Module de Young de béton 30,5KN/mm²

F_u : Résistance caractéristique des connecteurs 450 N/mm²

$$P_{rd} = \inf \begin{cases} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{20 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} \times 10^{-3} = 65,41 \text{ kN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} \times 10^{-3} = 81,61 \text{ kN} \end{cases}$$

$$P_{rd} = 53,64 \text{ kN}$$

- **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:

$$k_t = \frac{0,70}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) = \frac{0,70}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left(\frac{95}{55} - 1 \right) = 0,82$$

N_r : Nombre de goujon par Nervure =1 ou

max 2 Notre cas $N_r=1$.

$h_p = 55 \text{ mm}$; $h=95 \text{ mm}$ (hauteur du connecteur)

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

$$Prd \text{ (Résistance au cisaillement)} \quad K_t=0,82 \quad \Rightarrow Prd = 53,64 \text{KN}$$

- **Effort tranchant repris par les goujons Détermination de RL**

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul RL auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calcul selon la formule suivante :

$$RL = \text{Inf} (R \text{ Béton} ; R \text{ Acier}) = \mathbf{RL=448.73KNKN}$$

- **Nombre des connecteurs**

$$N^{bre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{448.73}{53.64} = 9.36 \approx 10 \text{ Connecteurs}$$

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

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

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

$$Esp = \frac{5000}{20-1} = 263.15 \text{ mm}$$

$$263.15 \text{ mm} > 95 \text{ mm} \longrightarrow \text{c'est vérifier}$$

Donc on prend 20 connecteurs pour toute la portée de la solive avec un espacement de 260mm.

III.2.4.2 Pré-dimensionnement des solives planchées courant

- **Phase de construction**

Remarque :

La phase de construction de plancher courant est cette la même pour plancher terrasse.

- **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..... $g_p = 0.158 \text{ KN/ml}$.

Charge permanente..... $G = 5,43 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation..... $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

entre les solives est de 1.66m.

- **Combinaisons des charges:**

ELU: $q_u = 1.35 [(G_c * 1.66) + g_p] + 1.5 * Q * 1.66 = 22.34 \text{ KN/m}$

ELS: $q_{ser} = g_p + (G_c + Q_c) * 1.66 = 15.81 \text{ KN/m}$

Largeur participante de la dalle:

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 L_0 / 8 = 1.25 \text{ m} \\ b = 1.66 \text{ m} \end{array} \right. \quad \text{(EC4 Art 4[3])}$$

1-position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 20 \text{MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 20 \times 1250 \times 95) \times 10^{-3} \Rightarrow \mathbf{R_{\text{Béton}} = 1353.32 \text{KN}}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \cdot A_a \Rightarrow R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 235 \times 2010) \times 10^{-3} \Rightarrow \mathbf{R_{\text{Acier}} = 448.73 \text{KN}}$$

$$\mathbf{R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}}$$

2 - Position de l'axe neutre plastique

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plrd} = R_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_b + h_p - \frac{R_a \times h_a}{R_b \times 2} \right)$$

$$M_{plrd} = 90.45 \text{KNm}$$

- **Vérifications**
- **Effort tranchant**

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

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

$$\bullet \quad V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{235 \times A_v}{\sqrt{3} \times 1.1} = 131.14 \text{kN}$$

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

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

$$\bullet \quad V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{22.34 \times 5}{2} = 55.85 \text{kN}$$

$$55.85 \text{kN} < 131.14 \text{kN}$$

C'est vérifier.

$$V_{sd} < 0,5 V_{plrd}$$

$$55.85 \text{kN} < 65.57 \text{kN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment

- **Moment fléchissant**

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

$$\mathbf{\text{Le moment appliqué: } : M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{22.34 \times 5^2}{8} = 69.81 \text{KN} \cdot \text{m}}$$

$$M_{sd} = 69.81 \text{KN} \cdot \text{m} < M_{pl,Rd} = 90.45 \text{KNm} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des élément

- **Vérification de déversement**

Dans cette phase il n'est pas Nécessaire de vérifier le déversement. Car la solive est maintenue par le béton dur.

- **Vérification de la rigidité**

Il faut vérifier que :

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

Avec :

$$q_{ser} = 15.81 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 5 \text{ m.}$$

$$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y = 869 \text{ cm}^4$$

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

$$\begin{cases} m = E_a/E_b = 15 \\ v = A_a/A_b = 0,059 \end{cases}$$

On trouve :

$$I_c = 12587.01 \text{ cm}^4$$

$$f^{max} = \frac{5}{384} \frac{15.81 \times (5000)^4}{2.1 \times 10^5 \times 12587.01 \times 10^4} = 4.86 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

- $\bar{f} = \frac{L}{250}$
 $\bar{f} = 20 \text{ mm}$

4.86 mm < 20 mm C'est vérifié

Calcul des connecteurs :

Type goujon Hauteur : h = 95mm;

Diamètre : d = 19 mm.

- Détermination de Prd (Résistance au cisaillement)

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

Avec :

$$\alpha = 1 \text{ car } \frac{h}{d} = 5 > 4 \quad ; \quad \gamma_v = 1,25$$

f_{ck}: Résistance caractéristique de béton 20 N/mm²

E_c: Module de Young de béton 30,5KN/mm²

f_u : Résistance caractéristique des connecteurs 450 N/mm²

$$P_{rd} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{20 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} \times 10^{-3} = 65,41 \text{ kN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} \times 10^{-3} = 81,61 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 53,64 \text{ kN}$$

- 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:

$$k_t = \frac{0,70}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{hc}{h_p} - 1 \right) = \frac{0,70}{\sqrt{1}} \times \frac{88.5}{55} \times \left(\frac{95}{55} - 1 \right) = 0,82$$

Nr : Nombre de goujon par Nervure =1 ou

max 2 Notre cas Nr=1.

h_p = 55 mm ; h=95 mm (hauteur du connecteur)

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4 kt doit être inférieur à 1 donc : Prd (Résistance au cisaillement) K_t=0,82 ⇒ Prd = 53,64KN

- **Effort tranchant repris par les goujons Détermination de RL:**

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul RL auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calcul selon la formule suivante :

$$RL = \text{Inf} (R \text{ Béton} ; R \text{ Acier}) = \mathbf{RL=448.73KN}$$

- **Nombre des connecteurs**

$$N^{bre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{448.73}{53,64} = 9.36 \approx 10 \text{ Connecteurs}$$

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

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

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

$$Esp = \frac{5000}{46-1} = 263.15 \text{ mm}$$

$$263.15 \text{ mm} > 95 \text{ mm} \longrightarrow \text{c'est vérifié}$$

Donc on prend 20 connecteurs pour toute la portée de la solive avec un espacement de 260mm.

III.2.5. Pré-dimensionnement des poutres principales

Les poutres, sont des éléments généralement horizontaux qui doivent reprendre essentiellement les efforts de flexion. Leur section doit par conséquent présenter une inertie adaptée dans le sens de flexion et donc une certaine hauteur.

Les poutres aussi seront calculées comme des poutres mixtes et suivront les mêmes étapes de calcul que les solives. La poutre la plus sollicitée a une portée $L = 7.5 \text{ m}$, elle reprend 4 charges concentrées qui représentent les solives et une charge uniformément répartie due à son poids et le poids du béton.

III.2.5.1. Pré dimensionnement de la poutre principale du plancher terrasse inaccessible

Pré-dimensionnement :

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

$$300 \leq h \leq 500$$

$$300 \text{ mm} \leq h \leq 500 \text{ mm} \quad \text{On choisit un } \mathbf{IPE360}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des élément

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl- y cm ³	Wpl- z cm ³	iy cm	iz cm
IPE 360	57.1	72.7	360	170	12.7	16270	1043	1019	191.1	14.95	3.79

Tableau III.2: caractéristiques du profilé IPE360.

A. Phase de 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 profilégp =0.571KN/ml.

Poids propre du béton fraisGb =3KN/m²

Poids du bac d'acierg =0,15KN/m²

Surcharge de construction(ouvrier) Qc = 0,75KN/m²

- Calcul des réactions des solives**

On calcule les réactions des solives pour chaque phase (phase de construction, phase finale) car le coulage du plancher (solives, poutres) se fait en même temps. On utilise pour les calculées, la formule suivante

$$LS=7.5 \text{ m}$$

$$R=q.LS / 2$$

reaction	Longueur(m)	Rult(KN)	RSER(KN)
R	7.5	37.98	28.61

Tableau III.3 : Valeurs de réactions Rult&Rser.

$$\mathbf{Rult=37.98KN}$$

$$\mathbf{RSER = 28.61KN}$$

- Combinaisons des charges :(charge sur la semelle sup de lapoutre)**

-E.L U :

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

$$q_u = 1,35 \times [(3+0,15) \times 0,2 + 0,571] + 1,5 \times 0,75 \times 0,2$$

$$\mathbf{q_u=1.84KN/ml.}$$

- E.L S:

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g_{bac} + Q_c) \times 0,3$$

$$q_{ser} = 0,571 + (3+0,15 + 0,75) \times 0,2$$

$$\mathbf{q_{ser}=1,35KN/ml.}$$

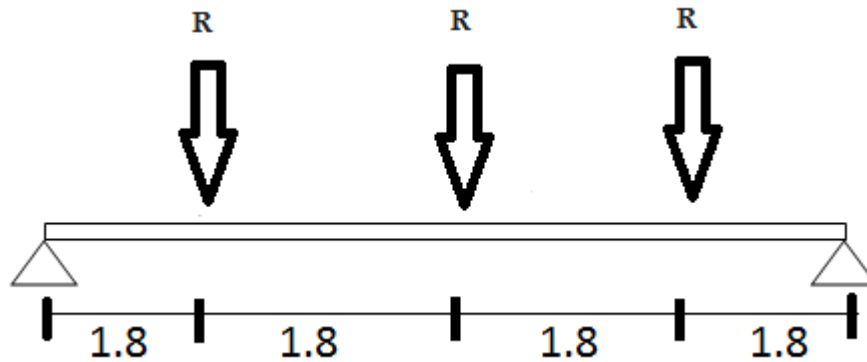


Figure III.2 : Schéma statique de poutre principal.

- **Vérifications**
- **Moment fléchissant**

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

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

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} + \frac{R \times l}{4} = \frac{1.84 \times 7.5^2}{8} + \frac{66.59 \times 7.5}{4} = 136.38 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(1019 \times 10^3 \times 235)}{1} = 239.46 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 136.38 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 239.46 \text{ kN.m} \dots \dots \dots$ **Vérifiée**

$$r = \frac{136.38}{239.46} = 0.56$$

- **Effort tranchant**

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

- $V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{235 \times A_v}{\sqrt{3} \times 1} = 476.33 \text{ KN}$

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

$$A_v = 3510.8 \text{ mm}$$

- $V_{sd} = \frac{1.84 \times 7.5}{2} + 2 \times 37.98 = 82.86 \text{ KN}$

$82.86 \text{ KN} < 476.33 \text{ KN}$ C'est vérifier.

$$V_{sd} < 0,5 V_{plrd}$$

82.86 KN < 238.16 kN Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment

- **La rigidité**

Il faut vérifier que :

$$f_{tot}^{max} < f_{adm}$$

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

$$f_1^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{1.13 \times (7500)^4}{2.1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^9} = 2.81 \text{ mm}$$

$$f_2^{max} = 0.063 \times \frac{R \times l^3}{EI} = 0.063 \times \frac{28.61 \times 10^3 \times (7500)^3}{2.1 \times 16270 \times 10^9} = 22.25 \text{ mm}$$

$$f_{tot}^{max} = 2.81 + 22.25 = 25.06 \text{ mm} < f_{adm} = 30 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ La flèche est vérifiée}$$

- **Vérification du déversement**

Pour un **IPE 360** Il faut vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{brd}$$

IPE 360 de classe 1 ($K=1$; $C_1=1,132$; $K_w=1$; $\beta_w=1$)

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{K \times L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \times \left(\frac{K}{K_w}\right)^2 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{K \times L / i_z}{h / t_f}\right)^{0,25}}}$$

$$\lambda_{LT} = 110.42$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{avec } \lambda_1 = 93,91 \varepsilon \quad \text{et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.17$$

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

$$\alpha_{LT} = 0,21 \quad \text{Pour les profils lamines}$$

$$\phi_{LT} = 1,28$$

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

$$\chi_{LT} = 0.56$$

$$M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{brd} = 134.10 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} = 136.38 \text{ kNm}$$

$$136.38 \text{ kNm} < 134.10 \text{ kNm} \quad \text{C'est vérifié.}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des élément

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 $g_p = 0,571 \text{ KN/m}$.
- . Charge permanente..... $G = 6,48 \text{ KN/m}^2$
- . Surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

Calcul des réactions des solives : $R = q \cdot L \cdot S / 2$

reaction	Langueur (m)	Rult(KN)	RSER(KN)
R	7.5	64.5	47.13

Tableau III.4 : Valeurs de réactions Rult & Rser.

Rult = 64.5 KN

RSER = 47.13 KN

E.L.U:

$$q_u = 1,35[(G \times 0,2) + g_p] + 1,5 \times Q \times 0,2$$

$$q_u = 1,35[(6,48 \times 0,2) + 0,571] + 1,5 \times 1 \times 0,2$$

$q_u = 2.82 \text{ KN/ml}$

- E.L.S:

$$q_{ser} = g_p + (G + g_b + g_{bac} + Q) \times 0,2$$

$$q_{ser} = 0,571 + (6,48 + 3 + 0,15 + 1) \times 0,2$$

$q_{ser} = 2.69 \text{ KN/ml}$

- Largeur participante de la dalle:

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 L_0 / 8 = 1.25 \\ b = 1.66 \text{ m} \end{array} \right. \quad \text{(EC4 Art 4[3])}$$

- Position de l'axe neutre plastique :

R Béton = $0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_b$ avec $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$

R Béton = $(0,57 \times 20 \times 1800 \times 65) \times 10^{-3} \Rightarrow$ **R Béton = 1333.8 KN**

R Acier = $0,95 \times 235 \times 7270 \times 10^{-3} =$ **1623.02 KN**

R Béton < R Acier

$$R_w = f_y \cdot A_{aa} / \delta_a = 1708.45 \text{ KN}$$

R Béton < R w

$$M_{plrd} = M_{plrd} + R_b \times \left(\frac{hc + 2hp + ha}{2} - \frac{Ra^2 \times h_a}{R_w \times 4} \right)$$

$$M_{plrd} = 1147.92 \text{ KN}$$

- **Vérifications:**

- **Moment fléchissant:**

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{3R \times l}{4} = \frac{2.82 \times 7.5^2}{8} + \frac{3 \times 64.5 \times 7.5}{4} = 382.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 382.64 \text{ KN.m} < M_{pl.Rd} = 1147.92 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$r = \frac{382.64}{1147.92} = 0.33$$

- **Effort tranchant**

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

- $V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{235 \times A_v}{\sqrt{3} \times 1} = 476.33 \text{ KN}$

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

$$A_v = 3510.8 \text{ mm}$$

- $V_{sd} = \frac{2.82 \times 7.5}{2} + 2 \times 64.5 = 139.57 \text{ KN}$

$$139.57 \text{ KN} < 476.33 \text{ KN} \quad \text{C'est vérifier.}$$

$$V_{sd} < 0.5 V_{plrd}$$

$$139.57 \text{ KN} < 238.16 \text{ kN} \quad \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment.}$$

- **Vérification de la rigidité (flèche):**

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

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

$$\begin{cases} m = E_a / E_b = 15 \\ v = A_a / A_b = 0,09 \end{cases}$$

On trouve :

$$I_c = 68475.25 \text{ cm}^4$$

$$f_1^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{2.69 \times (7500)^4}{2.1 \times 10^5 \times 68475.25 \times 10^9} = 1.77 \text{ mm}$$

$$f_2^{max} = 0.063 \times \frac{R \times l^3}{EI} = 0.063 \times \frac{47.13 \times 10^3 \times (7500)^3}{2.1 \times 68475.25 \times 10^9} = 8.71 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f_1 + f_2 = 10.48 \text{ mm} < f_{adm} = 30 \text{ mm}$$

III.2.5.2 Pré-dimensionnement des poutres principales plancher courant

- Pré-dimensionnement

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{7500}{25} \leq h \leq \frac{7500}{15} \Rightarrow 300 \leq h \leq 500 \quad \text{On choisit un IPE360}$$

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m		A cm ²	h mm	b mm	tf mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm
IPE 360	57.1	72.7	360	170	12.7	16270	1043	1019	191.1	14.95	3.79

Tableau III.5 : caractéristiques du profilés IPE360.

A. Phase de 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 profilé $g_p = 0.571 \text{ KN/ml}$

Poids propre du béton frais $G_b = 3 \text{ KN/m}^2$

Poids du bac d'acier $g = 0,15 \text{ KN/m}^2$

Surcharge de construction (ouvrier) $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

- Calcul des réactions des solives

On calcule les réactions des solives pour chaque phase (phase de construction, phase finale) car le coulage du plancher (solives, poutres) se fait en même temps. On utilise pour les calculées, la formule suivante :

$$L_S = 7.5 \text{ m}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des élément

$$R=q.LS /2$$

reaction	Longueur(m)	Rult(KN)	RSER(KN)
R	7.5	37.98	28.61

Tableau III.6 : Valeurs de réactions Rult&Rser.

$$R_{ult}=37.98\text{KN}$$

$$R_{SER} = 28.61\text{KN}$$

- **Combinaisons des charges :**(charge sur la semelle sup de la poutre)

- **E.L U :**

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

$$q_u = 1,35 \times [(3+0,15) \times 0,2 + 0,571] + 1,5 \times 0,75 \times 0,2$$

$$q_u = 1.84 \text{KN/ml.}$$

- **E.L S:**

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g_{bac} + Q_c) \times 0,3$$

$$q_{ser} = 0,571 + (3+0,15 + 0,75) \times 0,2$$

$$q_{ser} = 1,35 \text{KN/ml}$$

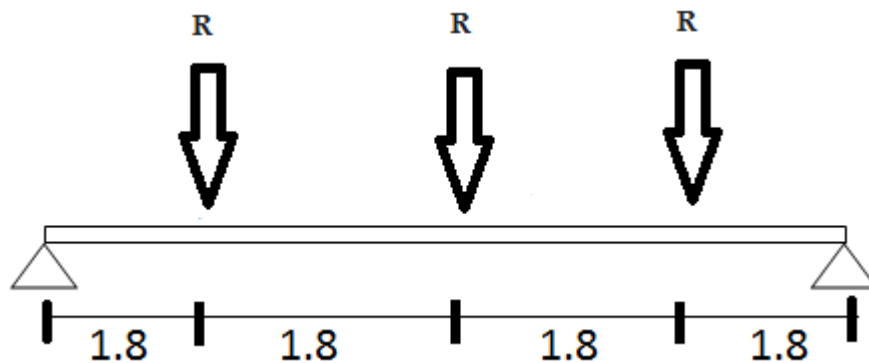


Figure III.3 :Schéma statique de poutre principal.

- **Vérifications:**
- **Moment fléchissant :**

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et III doit satisfaire la

condition suivante: $M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R \times l}{4} = \frac{1.84 \times 7.5^2}{8} + \frac{37.98 \times 7.5}{4} = 136.38 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(1019 \times 10^3 \times 235)}{1} = 239.46 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 136.38 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 239.46 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$r = \frac{136.38}{239.46} = 0.56$$

- **Effort tranchant:**

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

- $V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{235 \times A_v}{\sqrt{3} \times 1} = 476.33 \text{ KN}$

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

$$A_v = 3510.8 \text{ mm}$$

- $V_{sd} = \frac{1.84 \times 7.5}{2} + 2 \times 37.98 = 82.86 \text{ KN}$

$$82.86 \text{ KN} < 476.33 \text{ KN} \quad \text{C'est vérifier.}$$

$$V_{sd} < 0,5 V_{plrd}$$

$$82.86 \text{ KN} < 238.16 \text{ kN} \quad \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment.}$$

- **La rigidité**

Il faut vérifier que :

$$f_{tot}^{max} < f_{adm}$$

$$f_1^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{1.35 \times (7500)^4}{2.1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^9} = 2.81 \text{ mm}$$

$$f_2^{max} = 0.063 \times \frac{R \times l^3}{EI} = 0.063 \times \frac{28.61 \times 10^3 \times (7500)^3}{2.1 \times 16270 \times 10^9} = 22.25 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f^1 + f^2 = 25.05 \text{ mm} < f_{adm} = 30 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée}$$

- **Vérification du déversement:**

Pour un **IPE 360** Il faut vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{brd}$$

IPE 360 de classe 1 ($C=1,132$; $\beta_w=1$)

M_{sd} : le moment appliqué $\Rightarrow M_{sd} = 126.20 \text{ KN.m}$.

- $$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C} \times \left(1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L/i_z}{h/t_f}\right)^2\right)^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 110.42$$

- $$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{avec } \lambda_1 = 93,91 \varepsilon \quad \text{et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.16$$

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

Chapitre III : Pré-dimensionnement des élément

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profils lamines

$$\phi_{LT} = 1,28$$

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

$$\chi_{LT} = 0.56$$

$$M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{brd} = 134.10 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} = 136.38 \text{ kNm}$$

$136.38 \text{ kNm} < 134.10 \text{ kNm}$ C'est vérifié

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 $g_p = 0.571 \text{ KN/m}$.

Charge permanente..... $G = 5,43 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation $Q = 4 \text{ KN/m}^2$.

$$R = q \cdot L_S / 2$$

reaction	Langueur (m)	Rult(KN)	RSER(KN)
R	7.5	83.77	59.29

Tableau III.7: Valeurs de réactions Rult & Rser.

$$\mathbf{Rult = 83.77 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{RSER = 59.29 \text{ KN}}$$

➤ **Combinaison des charges:**

- **E.L.U:**

$$q_u = 1,35[(G \times 0,2) + g_p] + 1,5 \times Q \times 0,2$$

$$q_u = 1,35[(5,43 \times 0,2) + 0,571] + 1,5 \times 4 \times 0,2$$

$$\mathbf{q_u = 3.43 \text{ KN/ml.}}$$

• **E.L.S:**

$$q_{ser} = g_p + (G + g_b + g_{bac} + Q) \times 0,2$$

$$q_{ser} = 0.571 + (5,43 + 3 + 0,15 + 4) \times 0,2$$

$$\mathbf{q_{ser} = 3.09 \text{ KN/ml.}}$$

-Largeur participante de la dalle:

$$b_{eff=inf} \left\{ \begin{array}{l} 2L/8=1.87 \\ b=1.8m \end{array} \right. \quad b_{eff}=1.87 \text{ m} \quad (\text{EC4 Art 4[3]})$$

- Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_b \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 20 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 20 \times 1800 \times 65) \times 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Béton}} = 1333,8 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 235 \times 7270 \times 10^{-3} = 1623,02 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} < R_{\text{Acier}}$$

$$R_w = f_y \cdot A_{aa} / \delta_a = 1708,45 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} < R_w$$

$$M_{plrd} = M_{plrd} + R_b \times \left(\frac{hc + 2hp + ha}{2} - \frac{Ra2 \times h_a}{R_w \times 4} \right)$$

$$M_{plrd} = 1147,92 \text{ KN.m}$$

- **Vérifications:**

- **Moment fléchissant:**

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{3R \times l}{4} = \frac{3,43 \times 7,5^2}{8} + \frac{3 \times 83,77 \times 7,5}{4} = 495,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 495,32 \text{ KNm} < M_{pl.Rd} = 1147,92 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Vérfiée}$$

$$r = \frac{358,65}{1147,92} = 0,43$$

- **Effort tranchant :**

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

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{235 \times A_v}{\sqrt{3} \times 1} = 476,33 \text{ KN}$$

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

$$A_v = 3510,8 \text{ mm}$$

$$V_{sd} = \frac{3,43 \times 7,5}{2} + 2 \times 83,77 = 180,40 \text{ KN}$$

$$180,40 \text{ KN} < 476,33 \text{ KN} \quad \text{C'est vérifier.}$$

$$V_{sd} < 0,5 V_{plrd}$$

$$180,40 \text{ KN} < 238,16 \text{ kN} \quad \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment.}$$

- **Vérification de la rigidité (flèche):**

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

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

$$\begin{cases} m = E_a / E_b = 15 \\ v = A_a / A_b = 0,09 \end{cases}$$

On trouve:

$$I_c = 68475.25 \text{ cm}^4$$

$$f_{\max 1} = \frac{5}{384} \times \frac{3.09 \times (7500)^4}{2.1 \times 10^5 \times 68475.25 \times 10^9} = 8.85 \text{ mm}$$

$$f_{\max 2} = 0.063 \times \frac{R \times l^3}{EI} = 0.063 \times \frac{59.29 \times 10^3 \times (7500)^3}{2.1 \times 68475.25 \times 10^9} = 10.95 \text{ mm}$$

$$F_{\max} = f^1 + f^2 = 19.80 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 30 \text{ mm}$$

- **Vérification au déversement :** $M_{sd} \leq M_{brd}$

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

A. Calcul des connecteurs :

Type goujon Hauteur : h = 95 mm;
 Diamètre: d = 19 mm.

- **Détermination de Prd (Resistance au cisaillement):**

$$P_{rd} = \inf \begin{cases} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{CK} \times E_C}}{\gamma_v} & \text{Résistance dans le béton} \\ & \text{qui entour le goujon} \\ 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} & \text{La force dans le goujon} \end{cases}$$

Avec :

$$\alpha = 1 \text{ car } \frac{h}{d} = 5 > 4 \quad ; \quad \gamma_v = 1,25$$

f_{ck} : Résistance caractéristique de béton 20 N/mm²

E_c : Module de Young de béton 30,5KN/mm²

f_u : Résistance caractéristique des connecteurs 450 N/mm²

$$P_{rd} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{20 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} \times 10^{-3} = 65,41 \text{ kN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} \times 10^{-3} = 81,61 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 65,41 \text{ kN}$$

- **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:

$$k_t = \frac{0,70}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) = \frac{0,70}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left(\frac{95}{55} - 1 \right) = 0,82$$

N_r : Nombre de goujon par Nervure =1 ou

max 2 Notre cas $N_r=1$.

$h_p = 55 \text{ mm}$; $h=95 \text{ mm}$ (hauteur du connecteur)

$b_0 = 88,5 \text{ mm}$ Largeur moyenne de la nervure

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

$$P_{rd} \text{ (Résistance au cisaillement)} \quad K_t=0,82 \quad \Rightarrow P_{rd} = 65,41 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant repris par les goujons Détermination de RL**

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul RL auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calcul selon la formule suivante :

$$RL = \text{Inf} (R \text{ Béton} ; R \text{ Acier}) = \mathbf{RL=1333,8KN}$$

Nombre des connecteurs

$$N^{bre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1333.8}{65.41} = 20.39 \approx 21 \text{ Connecteurs}$$

Soit $N = 21$ goujons sur la demi longueur de la solive ; c'est-à-dire 42 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

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

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

$$Esp = \frac{7500}{42-1} = 182.92 \text{ mm}$$

$182.92 \text{ mm} > 95 \text{ mm}$c'est vérifier

Donc on prend 42 connecteurs pour toute la portée de la solive avec un espacement de 180mm.

III.2.6.Pré dimensionnement des poutres secondaires :

C'est le même pré dimensionnement et le même Principe de calcul que la solive (page 31)

III.3. Les poteaux

Les poteaux d'une ossature métallique sont destinés à transmettre les charges verticales d'un plancher à l'autre vers l'infrastructure, ou les fondations, et sont soumis à des contraintes axiales, Certains sont amenés à participer au contreventement et à la reprise des charges horizontales, En général un cheminement court pour la transmission des charges vers le sol grâce à la réduction du nombre d'éléments de construction contribue à une conception optimisée de l'ossature. La position des poteaux est donc très déterminante pour le système Porteur et l'ensemble de l'ouvrage.

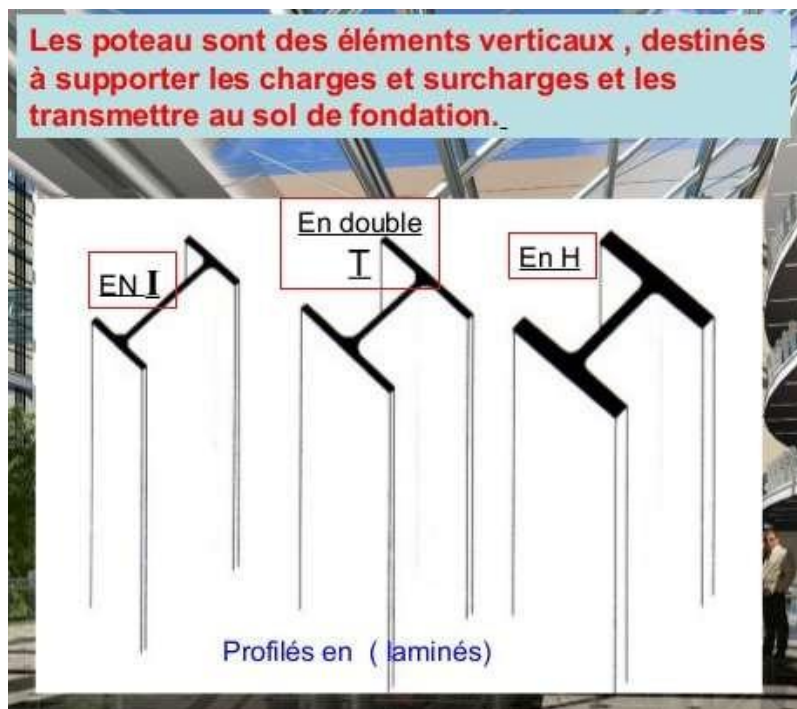


Figure III.6 : Schéma des différents types de poteaux.

III.3.1 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

III.3.2 Etapes de pré dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation 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 sollicite 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 HEA.

Les surfaces qui reviennent aux poteaux

Poteau central 1 : $S=6.25 \times 5 = 31.25 \text{ m}^2$

Poteau de rive 2 : $S=3.75 \times 5 = 18.75 \text{ m}^2$

Poteau d'angle : $S=2.5 \times 4 = 10 \text{ m}^2$

Remarque : Les poteaux sont bi articulés dans les deux sens pour les 7 niveaux, sauf pour le poteau du RDC, il est considéré encasturé à la base et articulé en tête.

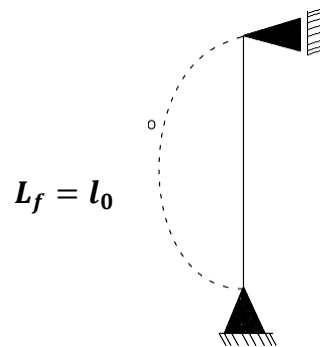


Schéma statique du poteau de RDC + les étages

Figure III.7: Schéma des appuis poteaux RDC+ les étages.

Chapitre III : Pré-dimensionnement des élément

- La Descente des charges
- Charges permanentes

$$G = G(\text{terr,co}) \times s + g_{pp} \times L_1 + g_{ps} \times L_2$$

Avec:

G(terr,co) : charge de plancher terrasse ou courant. **S1** : surface reprise par le plancher
gpp : poids propre de la poutre principale. **S2** : reprise par la poutre principale
gps: poids propre de la poutre secondaire **S3** : reprise par la poutre secondaire

On va choisir le poteau plus sollicité:

C'est le poteau central2: **31.25m²**

$$S = 31.25\text{m}^2 \qquad L_1 = 3.75 \text{ m} \qquad L_2 = 2.5\text{m}$$

de la poutre principale du plancher terrasse accessible : **IPE 360**

poutre secondaire du plancher terrasse accessible : **IPE 160**

poutre principale du plancher courant : **IPE 360**

de la poutre secondaire du plancher courant : **IPE 160**

$$G_{\text{terr}} = 6,48\text{KN/m}^2 \qquad G_{\text{co}} = 5,43\text{KN/m}^2 \qquad g_{pp} \text{ (t)} = 0.571\text{KN/m} \qquad g_{ps} = 0.162\text{KN/m}$$

$$G_{pp} \text{ (pl courant)} = 0.571\text{KN/m}$$

Niveau	Charge Permanente G (KN)	Charge permanente G cumulé(KN)
7 ^{ème} étage	205.04	205.04
6 ^{ème} étage	172.23	377.27
5 ^{ème} étage	172.23	549.50
4 ^{ème} étage	172.23	712.73
3 ^{ème} étage	172.23	893.96
2 ^{ème} étage	172.23	1066.19
1 ^{ème} étage	172.23	1238.42
RDC	172.23	1410.65

Tableau III.8: La descente de charges permanentes (poteau centre).

- **Charge d'exploitation Q**

Pour les bâtiments à usage d'habitation en réduit la charge d'exploitation de chaque étage de 10% Jusqu'à 0,50Q les calculs sont dans le tableau suivant :

Avec :

Q0 : surcharge d'exploitation plancher terrasse 1KN/m²

Q1=Q : surcharge d'exploitation planchée courant 4KN/m²

Niveau	Surcharges	Σ surcharge (KN) Poteau CENTRE
Terrasse	Σ0=Q0= 1	31.25
7 ^{eme} étage	Σ1=Q0+Q1= 5	156.25
6 ^{eme} étage	Σ2=Q0+0,95(Q1+Q2)= 8.6	268.75
5 ^{eme} étage	Σ3=Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)= 11.8	368.75
4 ^{eme} étage	Σ4=Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)= 14.6	456.25
3 ^{eme} étage	Σ5=Q0+0,8(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)= 17	531.25
2 ^{eme} étage	Σ6=Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)= 19	593.75
1 ^{eme} étage	Σ7=Q0+0,714(Q1+.....+Q7)=21	656.25
RDC	Σ8=Q0+0,687(Q1+.....+Q8)=23	718.75

Tableau III.9:La descente des charges d'exploitation.

III.3.2.1 Pré dimensionnement des Poteaux

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:

$$N_{sd} \leq N_{c,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Section de classe 1 : N_{crd} = N_{plrd}

a) Poteau centrale

Poteau du RDC

$$N_{sd} = 1.35 \times G + 1,5 \times Q$$

$$N_{sd} = (1.35 \times 1410.65) + (1,5 \times 718.75) = 2982.50 \text{ kN}$$

$$A_{nec} \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{2168.45 \times 10^3}{235 \times 10^2} = 126.91 \text{ cm}^2$$

Profilé choisi HEB 700

Niveau	Nsd (KN)	A (cm2)	Profilé
7 ^{eme} étage	524.67	53.83	HEA200
6 ^{eme} étage	912.43	53.83	HEA200
5 ^{eme} étage	1294.95	76.84	HEA240
4 ^{eme} étage	1646.56	76.84	HEA240
3 ^{eme} étage	2003.72	97.26	HEA280
2 ^{eme} étage	2329.98	112.5	HEA300
1 ^{eme} étage	2656.24	133.5	HEB340
RDC	2982.50	133.5	HEA340

Tableau III.10: Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux.

- **Vérification des poteaux**
- **Vérification du flambement**

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et la flexion, et comme les moments sont faibles devant l'effort normal on possède à la vérification de la résistance au flambement.

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{X \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$X = \min\{X_y ; X_z\} \leq 1$$

Méthode de calcul

$$\beta_A = 1 \dots \dots \text{classe 1,2 ou 3}$$

$$\beta_B = \frac{A_{eff}}{A} \dots \dots \text{classe 4}$$

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = \left[\frac{235}{235} \right]^{0,5} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon \\ l_f = L \times K \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \lambda_y = l_{f,y} / i_y \\ \lambda_z = l_{f,z} / i_z \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times (\beta_A)^{0,5} \\ \bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times (\beta_A)^{0,5} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \phi_y = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] \\ \phi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} X_y = \frac{1}{\phi_y + \left[\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2 \right]^{0,5}} \\ X_z = \frac{1}{\phi_z + \left[\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2 \right]^{0,5}} \end{cases} \quad (5.46 [23])$$

- Poteau de RDC

HEA340 : N = 2982.50KN, A=133.5cm²

$$L_{fy} = L_{fz} = 0,5L \quad (\text{Encastrée-Encastrée})$$

$$L_f = 3 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{300}{14,40} = 20,83$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{300}{7,46} = 40,21$$

$\lambda_z > \lambda_y \Rightarrow$ Plan de flambement y-y

. Axe de flambement z-z

Choix de la courbe de flambement : (Tab 5.5.3, Réf 07)

$$\frac{h}{b} = 1,24 > 1,2$$

$t_f=12 < 40 \text{ mm} \Rightarrow$ Courbe de flambement b $\Rightarrow \alpha = 0,34$; (Tab 5.5.1, Réf 07)

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 0,22$$

$$\phi_z = 0,5 \times (1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2) = 0,53$$

$$\chi_z = \frac{1}{(\varphi + \sqrt{(\varphi^2 - \bar{\lambda}^2)})} = 1$$

Axe y-y

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 0.43$$

$$\varphi_y = 0,5 \times (1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) = 0.66 \quad \text{Courbe de flambement b} \Rightarrow \alpha = 0,21$$

$$\chi_y = \frac{1}{(\varphi + \sqrt{(\varphi^2 - \bar{\lambda}^2)})} = 0.94$$

$$N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 3137.25 \text{KN}$$

$$N_{b,rd} = 3137.25 \text{kN} > N_{sd} = 2982.50 \text{kN}$$

La condition vérifiée.

Remarque :

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

NIVEAU	6-7	4-5	3	2	RDC-1
Profile	HEA200	HEA240	HEA280	HEA300	HEA340
α_y	0.49	0.49	0.49	0.49	0,49
α_z	0.34	0.34	0.34	0.34	0,34
λ_y	35.09	31.16	28.75	25.76	20.83
λ_z	61.89	55.48	48.14	43.39	40.21
$\bar{\lambda}_y$	0.16	0.33	0.30	0.27	0,52
$\bar{\lambda}_z$	0.37	0.33	0.36	0.46	0,52
Φ_y	0.64	0.59	0.56	0.54	0.66
Φ_z	0.42	0.46	0.50	0.54	0.68
χ_y	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94
χ_z	1	1	1	1	1
χ_{min}	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94
Nsd	912.43	1646.56	2003.72	2329.98	2982.50
Nbrd	1265.05	1805.74	2285.61	2643.7	3137.25
Condition	verifié	Verifié	Verifié	Verifié	Verifié

Tableau III.11: Vérification au flambement de 7^{eme} étage jusqu'à RDC.

Résumé

Le choix finale des profilées est cité dans le tableau ci-dessous

Niveau	Poteau central
6-7	HEA200
4-5	HEA240
3	HEA280
2	HEA300
RDC-1	HEA340

Tableau III.12:choix final des profilés.

III.4.Calcul des éléments secondaires

III.4.1Introduction

Les escaliers sont constitués en charpente métallique l'ossature des escaliers est entièrement métallique, chaque volée est composée de deux limons, les poutres des poutres laminées en UPN sur les quelles viennent reposer des tôles par l'intermédiaire de cornières, sur la tôle on met un recouvrement de carrelage qui s'appui sur une couche de mortier. Dans notre projet on a deux types d'escaliers :

Escalier intérieur à trois volées et deux paliers de repos.il sera réalisé en charpente métallique.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement « *BAEL 91 modifié 99* » [8] en respectant le règlement parasismique Algérien « *RPA 99 version 2003* »

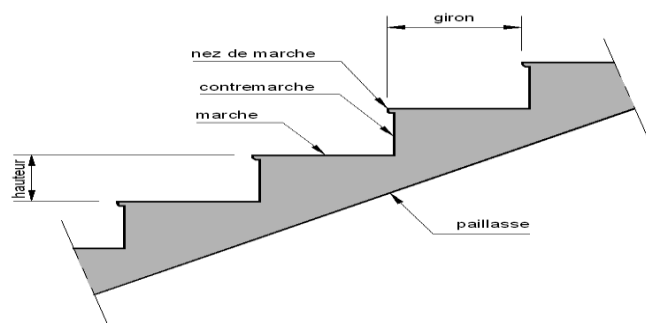
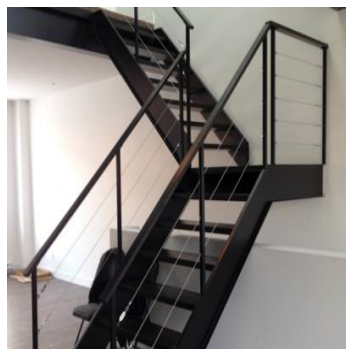


Figure III.8: Escaliers en charpente métallique.

III.4.2 Les escaliers

III.4.2.1 Introduction

Les escaliers sont en charpente métallique : Pour le dimensionnement des marches (g : giron) et contres marches (h), on utilise la formule de BLONDEL: $59\text{cm} \leq (g + 2h) \leq 66\text{cm}$ (5.1)

Donc :

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

h : varie de 14 cm à 20 cm

g : varie de 22 cm à 30 cm

III.4.2.2 La vérification de la relation de BLONDEL

Giron=30cm

$$\text{On a } 59\text{cm} \leq (30+2h) \leq 66\text{cm} \quad ; \quad 59\text{cm} \leq 64 \leq 66\text{cm} \quad \text{CV.}$$

$$14.5 \text{ cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

Pour h=17cm on a :

Caractéristiques géométriques

Hauteur d'étage =4.4m

Contremarche $h = 17 \text{ cm}.$

Largeur de la marche $g = 30\text{cm}.$

$$\text{Nombre des contres marches contre marches} \quad n = \frac{4,4 / 2}{0,17} = 11.94 \text{ contre marches.}$$

$$\text{Nombre des marches :} \quad m = n - 1 = 11 - 1 = 10 \text{ marches.}$$

$$\text{Emmarchement} = 1,3$$

$$\text{L'inclinaison de la pailasse :} \quad \tan \alpha = \frac{10 \times 17}{300} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 29.2$$

$$\text{La longueur de la pailasse :} \quad L = l = \frac{170}{\sin \alpha} = 3.48$$

III.4.2.3 Dimensionnement des éléments porteurs

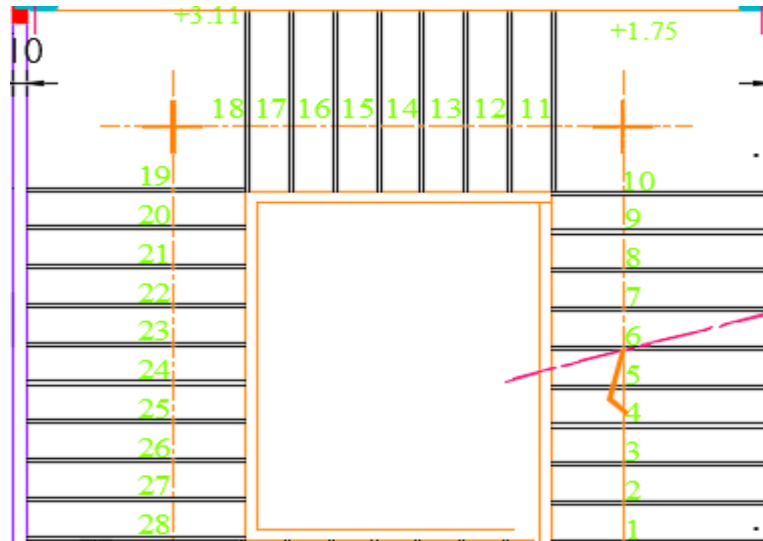


Figure III.9 : Vue en plan d'escalier métallique.

a) Conception d'une marche

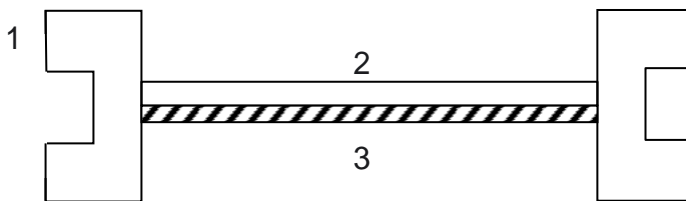


Figure III.10: Schéma de la conception d'une marche.

1: Limon UAP.

2: La tôle.

3: Cornière

Dimensionnement des cornières

Évaluation des charges

Charges Permanentes « G »:

Tôle (5mm)0,45KN/m²

Mortier de pose (2mm).....0,40KN/m²

Revêtement (granito2mm).....0,40KN/m²

Total **G = 1,25KN/m²**

Surcharge d'exploitation « Q »

Q = 2,50 KN/m²

- **Combinaison des charges**

- **Condition de la flèche:**

ELU :

$$q_u = 0,3 \times [(1,35 \times 1,25) + (1,5 \times 2,5)] = 1,63 \text{ KN / ml}$$

Donc $q_u = 1,63 \text{ KN/m}$

ELS :

$$q_{ser} = 0,3 \times [1,25 + 2,5] = 1,125 \text{ KN / ml}$$

Donc $q_{sr} = 1,125 \text{ KN/ml}$

Dimensionnement du support des marches :

Condition de la flèche :

$$f = \frac{5q_{ser}l^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$
$$I \geq \frac{5q_{ser}l^4 \cdot 250}{384E}$$

Donc on trouve :

$$I \geq \frac{5 \times 1,125 \times (1400)^4 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 4.8 \text{ cm}^4$$

➤ On opte pour une cornière **L40×40×5** qui a les caractéristiques suivantes :

- $I_x = I_y = 5.43 \text{ cm}^4$

- $W_x = W_y = 1.91 \text{ cm}^3$

- $A = 3.79 \text{ cm}^2$

- **Les vérifications**

- **Condition de résistance**

$$M_{sd} \leq M_{el.Rd}$$

- **Le moment appliqué**

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{1.63 \times 1.42^2}{8} = 0.40 \text{ kN.m}$$

Le moment résistant de la cornière

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(1.91 \times 10^3 \times 235)}{1} \times 10^{-6} = 0.41 \text{ kN.m}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des élément

$M_{sd} = 0.40 \text{ kN.m} \leq M_{plrd} = 0.41 \text{ kN.m}$La condition est vérifiée

- **Limon de la volée:**

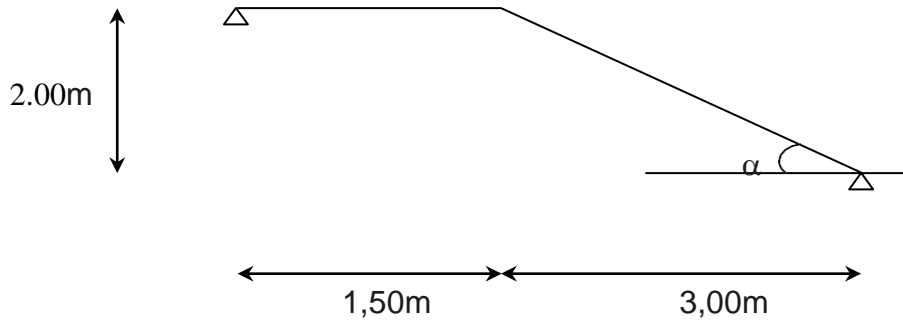


Figure III.11 : Schéma représentant les dimensions d'escaliers.

- **Evaluation des charges**

Les charges qui sollicitent la poutre du limon sont :

ELU :

$$q_u = \frac{1.4}{2} \times [(1.35 \times 1.25) + (1.5 \times 2.5)] = 3.81 \text{ kN/ml}$$

ELS :

$$q_{ser} = \frac{1.4}{2} \times [1.25 + 2.5] = 2.62 \text{ kN/ml}$$

➤ **Condition de la flèche**

$$f = \frac{5q_{ser}l^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5q_{ser}l^4 \cdot 250}{384E}$$

Donc on trouve :

$$I \geq \frac{5 \times 2.62 \times 3200^4 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 135.60 \text{ cm}^4$$

$$I \geq 135.60 \text{ cm}^4$$

On adopte un limons **UPN 100** dont les caractéristiques :
 $G = 10 \text{ kg/ml}$, $h = 10 \text{ cm}$, $b = 5 \text{ cm}$, $I_y = 206 \text{ cm}^4$, $W_{ply} = 49 \text{ cm}^3$

➤ **Condition de la résistance :**

$$q_u = 3,81 + 1,35 \times 0,106 = 3,95 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q l^2}{8} = \frac{3,95 \times 3,2^2}{8} = 5,64 \text{ KNm}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{49 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 10,48 \text{ KNm}$$

$$M_{sd} = 5,64 \text{ KNm} \leq M_{pl,Rd} = 10,48 \text{ KNm}$$

La condition est vérifiée.

➤ **Vérification du cisaillement : $V_{sd} < V_{pl,Rd}$**

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times 1}$$

Avec :

AV : l'aire de cisaillement.

$$AV = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

$$AV = 1350 - 2 \times 50 \times 8,5 + (6 + 2 \times 8,5) \times 8,5$$

$$AV = 304,5 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{304,5 \times 235 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 41,33 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{3,95 \times 3,2}{2} \times \cos(29,2) = 10,34 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 10,34 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 41,33 \text{ KN} \quad \text{condition est vérifiée}$$

Donc :

on prend un **UPN 100** pour la poutre du limon.

a) Étude du palier :

Évaluation des charges:

• **Charges permanentes:**

Cofraplus55 0,13KN/ml.

Poid de la dalle (e=8cm) 2,00KN/ml

Mortier de pose (e=2cm) 0,40KN/ml

Revêtement en carilage(2cm) 0,40KN/ml

Totale :G=2,93KN/ml

• **Charge d'exploitation**

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$$

Chargement linéaire :

$$G = 2,93 \times 3 = 8,79 \text{ kN/m}$$

$$Q = 2,5 \times 3 = 7,50 \text{ kN/m}$$

ELU:

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

$$q_u = 23,11 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 16,28 \text{ KN/ml}$$

- **Condition de la flèche :**

$$f = \frac{5q_{ser}l^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$
$$I \geq \frac{5q_{ser}l^4 \cdot 250}{384E}$$

Donc on trouve :

$$I \geq \frac{5 \times 16,28 \times 3000^4 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 681,41 \text{ cm}^4$$

$$I \geq 681,41 \text{ cm}^4$$

⇒ On choisit un **IPE 160**

- **Condition de résistance**

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

- **Le moment appliqué**

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{23,11 \times 3^2}{8} = 25,98 \text{ KNm}$$

- **Le moment résistant de la cornière**

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{123,9 \times 10^3 \times 235}{1} = 34,07 \text{ KNm}$$

$$M_{sd} = 25,98 \text{ KNm} \leq M_{pl,Rd} = 34,07 \text{ KNm} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Donc :

On prend un **IPE 160** pour la poutre du palier.

III.5.Acrotère

III.5.1Introduction

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre G et à une surcharge horizontale Q due à une main courante. Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100cm$
- Hauteur $H=60cm$
- Epaisseur $e=10cm$

III.5.2Calcul des charges sollicitant l'acrotère

- Charge Permanente Et Surcharge D'exploitation

A. Charge permanente

La surface de l'acrotère :

$$S = 0,1 \times 0,6 + 0,08 \times 0,1 + (0,02 \times 0,1) / 2 = 0,069 \text{ m}^2$$

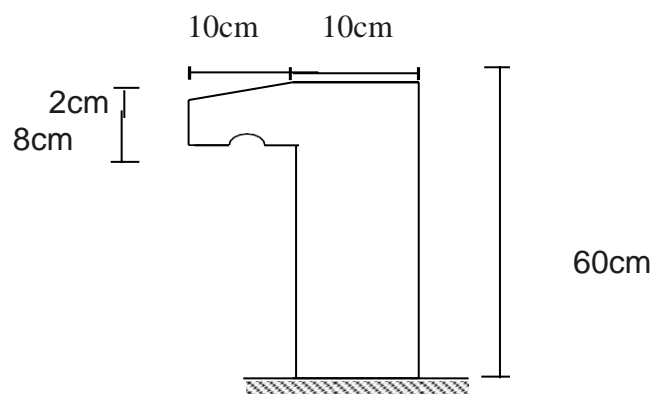


Figure III.12 : Dimensions de l'acrotère.

- Poids propre de l'acrotère: $25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$
- Revêtement: $18 \times 2 \times 0,015 \times 0,6 = 0,324 \text{ kN/ml}$

$$\mathbf{G = 2,05 \text{ kN/ ml}}$$

B. charge d'exploitation

On Prend En Considération L'effet De La Main Courante

D'où $Q = 1 \text{ kN/ml}$

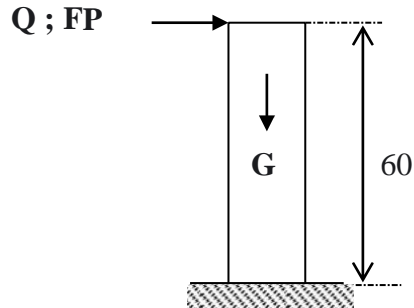


Figure III.13 :Schéma statique de l'acrotère.

III.5.3 Calcul de la force sismique

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique FP appliqué à sa partie supérieure.

Si $FP > 1,5 Q$; on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures de ferrailage

On a: $FP = 4 A CPWP$

Avec :

FP : force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.

A : coefficient d'accélération pour la zone III, groupe 2, $A = 0,25$

CP : facteur des forces horizontales ($CP = 0,8$) élément consol

WP : poids de l'acrotère $WP = 2,05 \text{ kN/ml}$

$$FP = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,05 = 1,64 \text{ kN/ml}$$

$$1,5 Q = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Donc } FP = 1,64 > 1,5$$

Alors on va utiliser la force sismique FP pour le calcul des efforts qui agissent sur l'acrotère.

III.5.3.1 Détermination des efforts :

➤ **Calcul des efforts à L'ELU**

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 2,05 = 2,76 \text{ kN}$$

$$M_u = FP h = 1,64 \times 0,6 = 0,984 \text{ kN.m}$$

$$T_u = FP = 1,64 \text{ kN}$$

➤ **Calcul des efforts à L'ELS**

$$N_s = G = 2,05 \text{ kN}$$

$$M_s = FP / 1,5 \cdot h = 1,64 / 1,5 \times 0,60 = 0,656$$

$$kN.m T_s = FP / 1,5 = 1,64 / 1,5 = 1,09 \text{ Kn}$$

III.5.3.2 Ferrailage de la section de l'acrotère

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à L'ELU.

Données :

$$M_u = 0,984 \text{ kN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; N_U = 2,76 \text{ kN} ; \sigma_b = 14,2 \text{ MPa},$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

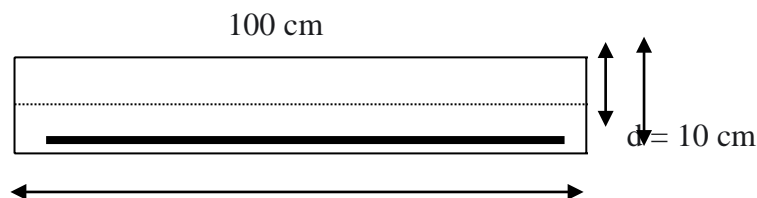
$$d = 0,9 h = 9 \text{ cm}$$

$$c = c' = 2 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de l'excentricité : (centre de pression)**

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,984}{2,76} = 35,65 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}$$



On a:

$$e_0 = 35,65 \text{ cm} \quad \Rightarrow e_0 > h/2 - c$$

$$h/2 - c = 3 \text{ cm}$$

⇒ Section partiellement comprimée (SPC)

- **Calcul du moment active**

$$M_F = M_u + N_u (h/2 - c)$$

$$M_F = 0,984 + 2,76 (0,03)$$

$$D'o\grave{u} : M_F = 1,066 \text{ kN.m}$$

$$D'apr\grave{e}s \text{ l'organigramme} : M = M_F = 1,066 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_F}{B d^2 f_{bu}}$$

$$\mu = 0,0092 < \mu_R = 0,392 ; A_{s'} = 0 \text{ (pas d'acier comprimés)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,0115$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow Z = 8,96 \text{ cm}$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \varepsilon_S = 10\% \text{ d'o\grave{u}} \sigma_S = 348 \text{ MPa}$$

$$A_S = \frac{M_f}{z \sigma_S} = 34,18 \text{ mm}^2$$

D'o\grave{u}

$$A_1 = A_{s'} \text{ et } A_2 = A_S - \frac{N_u}{\sigma_S} = 34,18 - \frac{2,76 \times 10^3}{348} = 23,2 \text{ mm}^2$$

$$\text{On obtient : } A_1 = 0 \text{ et } A_2 = 0,232 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{s \text{ min}} \geq 0,23 b d (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 100 \times 90 \times (2,1/400) = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s = \max (A_2 ; A_{\text{min}}) = 1,08 \text{ cm}^2$$

La section choisie est 8 ϕ 6 avec $A_s = 1,41 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

➤ Armature de répartition

$$\frac{A_S}{4} \leq A_r \leq \frac{A_S}{2} \Rightarrow 0,352 \leq A_r \leq 0,705 \text{ cm}^2$$

Donc :

La section choisie est $A_r = 5\phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

- Vérification
- Vérification à l'ELS

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à ELS. Voir Annexe).

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.656}{2.05} = 0.32\text{m} \quad \text{On prend } e_0 = 32\text{cm}$$

$$h/2 - c = 3\text{cm}$$

on a $e_0 = 32\text{cm} > h/2 - c = 3\text{cm} \rightarrow$ Section Partiellement Comprimée

On doit vérifier le béton et l'acier

➤ Position de l'axe neutre

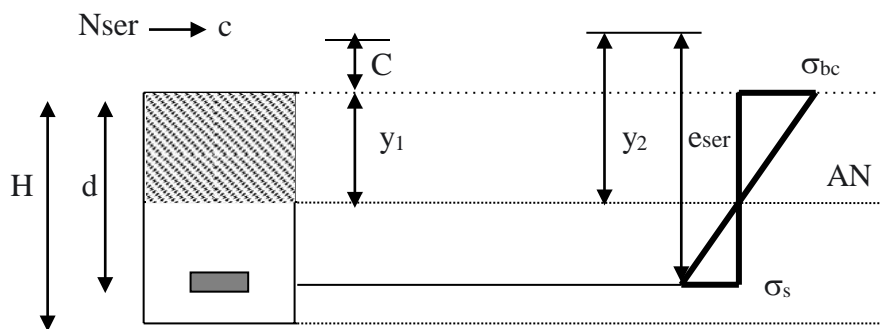


Figure III.14 : Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée.

On a :

$$Y_1 = y_1 + C \dots \dots \dots [1]$$

C : distance de centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$C = e - h / 2 = 32 - 10/2 = 27 \text{ cm}$$

$$e_{ser} = [C + (d - h/2)] \Rightarrow e_{ser} = 31 \text{ cm}$$

$$c = d - e_{ser} = 9 - 31 = -22 \text{ cm}$$

D'après le BAEL 91(modifier 99) on doit résoudre l'équation suivante :

$$Y_2^3 + P y_2 + q = 0 \dots \dots \dots (*)$$

Avec :

y_c : la distance entre le centre de pression et l'axe neutre

$$P = -3c^2 - \frac{90A'_s(c-c')}{b} + \frac{90A_s(d-c)}{b} = -3c^2 + \frac{90}{b} A_s(d-c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'_s(c-c')^2}{b} - \frac{90A_s(d-c)^2}{b} = -2c^3 - \frac{90}{b} A_s(d-c)^2$$

$$\text{Avec } A_s' = 0 \quad \Rightarrow \quad P = -1412,66\text{cm}^2$$

$$q = 20310 \text{ cm}^3$$

D'où l'équation (*) devient

$$Y^3 - 1412,66y^2 + 20310 = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifiés 99) :

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = -5,15 \cdot 10^6 > 0$$

D'où

$$\cos \varphi = \left[\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] = -0,993$$

$$\cos \varphi = -0,993 \Rightarrow \varphi = 173,21^\circ$$

Après itération on trouve :

- $Y_1 = a \cos (\varphi / 3) = 23,16 \text{ cm}$
- $Y_2 = a \cos (\varphi / 3 + 240^\circ) = 20,19 \text{ cm}$
- $Y_3 = a \cos (\varphi / 3 + 120^\circ) = -43,36 \text{ cm}$

Avec : $a = 2 \sqrt{-p/3} = 43,4$

La solution qui convient : $y_c = 23,16 \text{ cm}$

Car : $0 < y_{se} = y_c + c < h$ avec $y_1 = y_c + c = 1,16 \text{ cm}$

Alors : la position de l'axe neutre est $y_1 = 1,16 \text{ cm}$

➤ Calcul du moment d'inertie de la section

$$s^* = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15As (d - y_{ser})^2 = \frac{100 \times 1,94^3}{3} + 15 \times 1,41 \times (9 - 1,16)^2 = 1294,44 \text{ cm}^4$$

Donc on trouve : $s^* = 1294,44 \text{ cm}^4$

➤ Contrainte du béton

$$\sigma_c = K \cdot y_{ser} \leq \sigma_b \quad \text{avec} \quad \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_{ser}}{s^*} \times y_c$$

$$K = \frac{2,05 \times 10^3}{1294,44 \times 10^4} \times 23,16 \times 10 = 0,036 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_c = 0,036 \times 1,16 \times 10 = 0,4176 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 0,4176 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Contrainte de l'acier**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} = 240 \text{MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_s}{S} (d - y_s) = 51,39 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{MPa}$$

Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_U = \frac{T_u}{bd} = \frac{1,64 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,018$$

$$\bar{\tau}_U = \min \{ 0,1 f_c; 4 \text{MPa} \} = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_U = 0,018 < \bar{\tau}_U = 2,5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

CHAPITRE IV : Etude sismique et analyse dynamique

IV.1 Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre et produit des dégâts au niveau de la construction et par conséquent les vies humaines. Le but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Pour cela l'application de règle parasismique actuelle "RPA99 version 2003" concernant le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf la zone 0.

C'est en général l'ingénieur du bureau d'études qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments constituant les structures

D'après le RPA99 la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul.

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

IV.2. Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3 Vérification de la structure selon le RPA99/V2003:

Au cours d'étude de notre structure, on a passé par deux étapes et dans chaque étape on a étudié un modèle, telle que la référence entre les modèles étudiés est le système de contreventement utilisé, La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **Robot v 2019** qui est un logiciel de calcul de structure.

- **Etape 1 :**

Pour cette étape, on a vérifié la structure autant qu'une structure auto stable comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

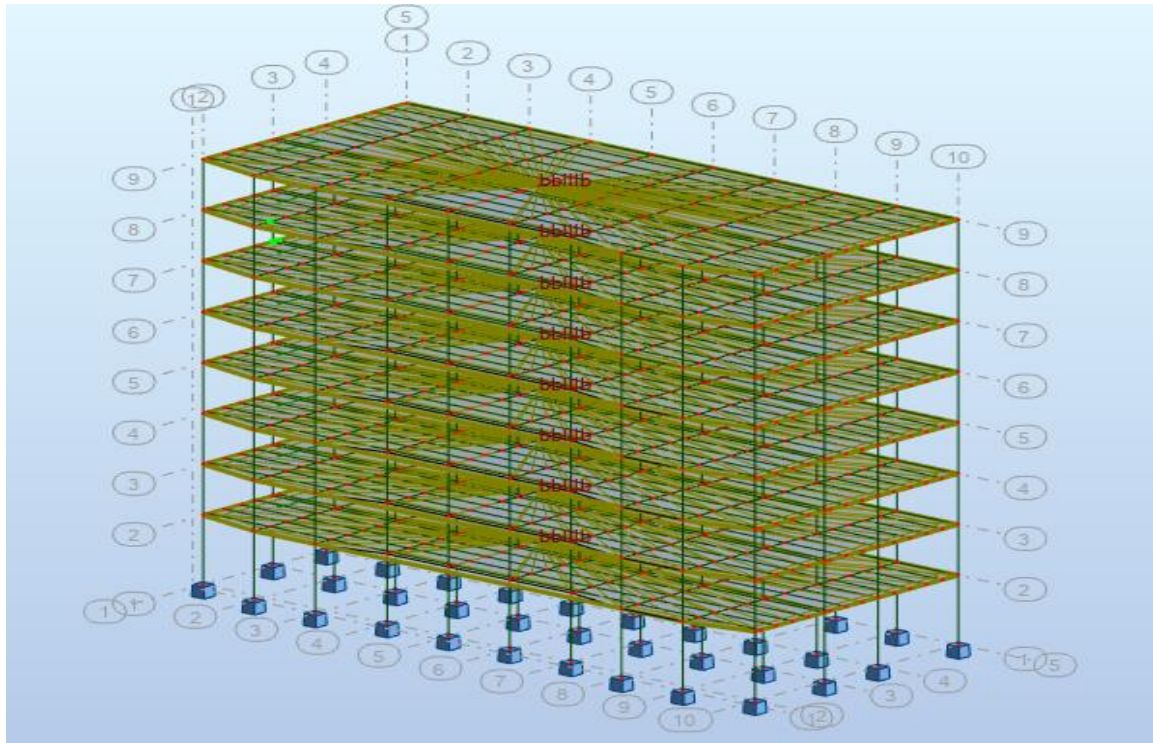


Figure IV.1 : Vu 3D du modèle initial.

- **Analyse modèle**

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,24	4,14	88,44	0,00	0,00	88,44	0,00
2	0,39	2,59	88,44	82,98	0,00	0,00	82,98
3	0,40	2,47	88,45	82,98	0,00	0,00	0,00
4	0,69	1,44	96,92	82,98	0,00	8,47	0,00
5	1,10	0,91	96,92	94,09	0,00	0,00	11,12
6	1,15	0,87	96,92	94,09	0,00	0,01	0,00
7	1,18	0,85	98,90	94,09	0,00	1,98	0,00
8	1,68	0,59	99,58	94,09	0,00	0,68	0,00
9	1,88	0,53	99,58	97,27	0,00	0,00	3,18
10	1,96	0,51	99,58	97,27	0,00	0,00	0,00

Tableau IV.1 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial.

- **Vérification les conditions de l'analyse dynamique**

- L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale $T = 4.14s$.*
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 4^{ème} mode.
- Le premier mode est un mode de translation suivant X
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant y.
- La troisième mode est un mode de torsion

CHAPITRE IV : Etude sismique et analyse dynamique

Interprétations :

Ce modèle nous donne une idée sur le comportement de la structure sans contreventement. Le RPA99 révision 2003 impose le renforcement de telle structure avec des contreventements en X ou en V. La structure est très **souple** donc on doit augmenter de sa rigidité.

Etape2 :

Pour cette étape on a utilisé des contreventements en X suivant X et Y et on a augmenté les sections (poteau,poutre), comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

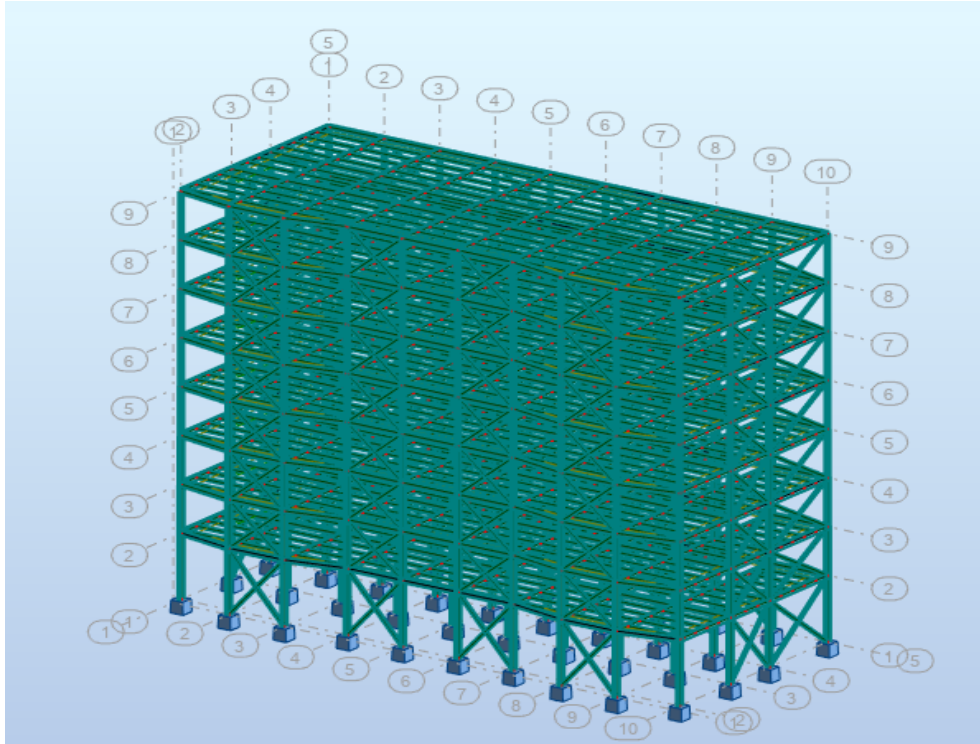


Figure IV.2 :Structure avec contreventements en X.

- **Résultats d'analyse modèle finale :**

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,06	0,94	0,00	78,49	0,00	0,00	78,49
2	1,23	0,82	74,97	78,49	0,00	74,97	0,00
3	1,42	0,70	75,61	78,49	0,00	0,64	0,00
4	3,35	0,30	75,61	92,10	0,00	0,00	13,62
5	4,30	0,23	92,22	92,10	0,00	16,62	0,00
6	4,74	0,21	92,54	92,10	0,00	0,32	0,00
7	6,29	0,16	92,54	96,51	0,00	0,00	4,41
8	7,18	0,14	92,54	96,51	69,38	0,00	0,00
9	7,32	0,14	92,55	96,51	69,38	0,00	0,00
10	7,55	0,13	92,55	96,51	73,13	0,00	0,00

Tableau IV.2 : Période et facteurs de participation massique du modèle final.

CHAPITRE IV : Etude sismique et analyse dynamique

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 0,94$ s.
- Le premier mode est un mode de translation parallèle à y-y
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèle à x-x
- Le troisième mode est un mode de torsion.
- Le facteur de participation massique modale atteint les 90% à partir du 5^{ème} mode suivant l'axe global (x - x).
- Le facteur de participation massique modale atteint les 90% à partir de 4^{ème} mode suivant l'axe global (y - y).

IV.4. Etude sismique

IV.4.1 Analyse spectrale :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$S_a/g = \begin{cases} 1.25A (1 + T/T_1 (2.5\eta Q/R - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) (Q/R) (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (1.25A) (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} (Q/R) & T > 3s \end{cases}$$

Représentation graphique du spectre de réponse :

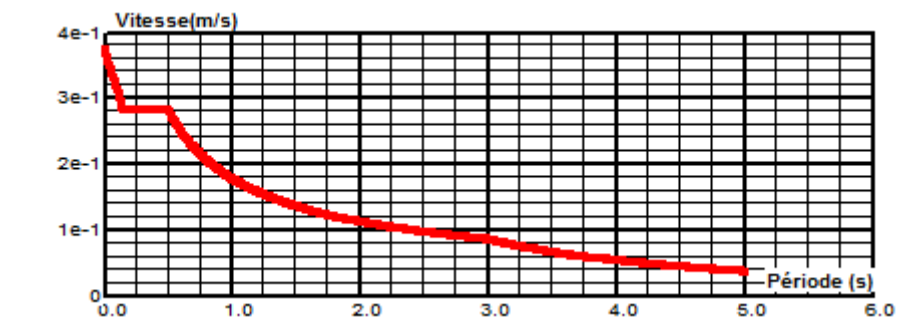


Figure IV.3 : Spectre de réponse.

Avec :

- g : accélération de la pesanteur, ($g = 10\text{N/s}^2$)
- A : coefficient d'accélération de zone, ($A = 0,30$) (tableau (4.1 [4]))
- η : facteur de correction d'amortissement, ($\eta = 1$)
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement. (tableau (4.3 [4]))
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau (4.7 [4])).
- Q : Facteur de qualité (tableau (4.4 [4])).

Dimensions de l'ouvrage :

Dimensions en élévation :

- Hauteur totale : 36.8 m
- Hauteur du RDC : 6 m
- hauteur du 1^{er} étage a 7^{ème} étage : 4.4 m

IV.4.2 Calcul de la force sismique

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissent non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure, conformément à la formule:

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (4.1 [4])$$

- **A**: coefficient d'accélération des zones.
- **D**: facteur d'amplification dynamique moyen.
- **Q**: facteur de qualité.
- **R**: coefficient de comportement global de la structure.
- **W**: poids de la structure.

- **Coefficient d'accélération des zones A**

Le coefficient "A" représente l'accélération du sol, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique défini en (tab 4.1 p26)

Groupe d'usage de bâtiment: groupe 1B

Zone sismique: **zone III.**

A = 0.3

- **Facteur d'amplification dynamique moyen "D"**

Le facteur "D" est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure "T"

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta \dots \dots \dots & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3S \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} \dots \dots & T \geq 3S \end{cases}$$

CHAPITRE IV : Etude sismique et analyse dynamique

On a, d'après le RPA on trouve :

- $\eta = 1$ (d'après le paragraphe 4.3 page 38)
- $Q = 1,20$ (tab 4.4 p44)
- $R = 5$ (tab 4.3 p41)

Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4} \quad (4.6.[4])$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) $h_n = 36.8$ m.

C_t : Coefficient fonction de système de contreventement, et du type de remplissage donné par le tableau (4.6.RPA99/03) .

On a : contreventement assuré par palées triangulées et des murs en maçonnerie : $C_t = 0,05$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (36.8)^{3/4} \quad T = 0,74s$$

Selon l'article 4.2.4 (4) R.P.A99/v2003, la période doit être majorée de 30% :

$$T_{exp} = 1.3 \cdot T = 1.3 \cdot 0.74 = 0.97 \text{ second}$$

- **Vérification de la période numérique de la structure (numérique)**

Elle est obtenue à partir d'un modèle numérique (modélisation sur ROBOT), et elle doit être inférieure à la période empirique (T_{exp}).

Il faut que :

$$T_{numrique} \leq T_{exp}$$

$$T_{numrique} = 0.94s \leq T_{exp} = 0.97s \dots \dots \dots \text{la période est vérifiée}$$

- **Par la formule**

$$T = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{D}}$$

L: est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$L_x = 45m$ et $L_y = 20.02m$

$$T_x = \frac{0,09 \times 36.8}{\sqrt{D}} = 0,94 (s)$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 36.8}{\sqrt{D}} = 0,74 (s)$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

$$S3 \longrightarrow T_2 = 0,5s$$

Sens longitudinal : $T_2 < T_x < 3 \Rightarrow D_x = 2,5\eta (T_2/T)^{2/3}$ donc :

$$D_x = 2,5.$$

CHAPITRE IV : Etude sismique et analyse dynamique

Sens transversal : $T_2 < T_y < 3 \Rightarrow D_y = 2,5\eta (T_2/T)^{2/3}$ donc :

$$D_y = 1.925$$

- **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

Le poids de la structure (W) :

$$W = 6092.91 \text{ Ton}$$

$$W = 60929.1 \text{ KN}$$

On calcul la force sismique selon deux direction X et Y

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \Rightarrow V_x = 10976.23 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \Rightarrow V_y = 8443.16 \text{ KN}$$

- **Résultante des forces sismiques de calcul**

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 déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

	V_{dny} (KN)	$0.8 \cdot V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X-X	9887.00	8773.78	Vérifie
Sens Y-Y	9288.00	6754.52	Vérifie

Tableau IV.3: Résultante des forces sismiques.

- **Vérification des déplacements inter étage :**

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

$$\delta_k = \delta_{ek} \cdot R \dots \dots \dots \text{(article 4.4.3 RPA99/V2003)}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1,0% de la hauteur de l'étage

CHAPITRE IV : Etude sismique et analyse dynamique

Niveau	Dans le sens X-X						Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	
RDC	0,5	2,5	0	2,50	600,0	0,417	<i>vérifiée</i>
1	1,0	5	2,5	2,50	440,0	0,568	<i>vérifiée</i>
2	1,6	8	5	3,00	440,0	0,682	<i>vérifiée</i>
3	2,3	11,5	8	3,50	440,0	0,795	<i>vérifiée</i>
4	3,0	15	11,5	3,50	440,0	0,795	<i>vérifiée</i>
5	3,6	18	15	3,00	440,0	0,682	<i>vérifiée</i>
6	4,2	21	18	3,00	440,0	0,682	<i>vérifiée</i>
7	4,8	24	21	3,00	440,0	0,682	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.4: Déplacement dans le sens X.

Niveau	Dans le sens Y-Y						Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	
RDC	0,7	3,5	0	3,50	600,0	0,583	<i>vérifiée</i>
1	1,4	7	3,5	3,50	440,0	0,795	<i>vérifiée</i>
2	2,2	11	7	4,00	440,0	0,909	<i>vérifiée</i>
3	3,0	15	11	4,00	440,0	0,909	<i>vérifiée</i>
4	3,8	19	15	4,00	440,0	0,909	<i>vérifiée</i>
5	4,5	22,5	19	3,50	440,0	0,795	<i>vérifiée</i>
6	5,2	26,	22,5	3,50	440,0	0,795	<i>vérifiée</i>
7	5,7	28,5	26	2,50	440,0	0,568	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.5: Déplacement dans le sens Y.

- **l'effet P- Δ :**

Les effet P- Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveau :

$$\vartheta = P_K \Delta_k / V_K h_K \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation 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 de l'étage.

CHAPITRE IV : Etude sismique et analyse dynamique

<i>Dans le sens X-X</i>						
Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Observation
RDC	600	70174.07	0,5	9872,78	0,006	<i>vérifiée</i>
1	440	60427.95	0,5	9508,65	0,007	<i>vérifiée</i>
2	440	51650.02	0,6	8874,31	0,008	<i>vérifiée</i>
3	440	43990.66	0,7	8033,50	0,009	<i>vérifiée</i>
4	440	35081.78	0,7	7042,60	0,008	<i>vérifiée</i>
5	440	26162.69	0,7	5857,37	0,007	<i>vérifiée</i>
6	440	17588.90	0,6	4350,71	0,006	<i>vérifiée</i>
7	440	8559.06	0,5	2385,51	0,004	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.6: Vérification dans le sens X de l'effet P- Δ .

<i>Dans le sens Y-Y</i>						
Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Observation
RDC	600	70174.07	0,7	9287,35	0,009	<i>vérifiée</i>
1	440	60427.95	0,7	8930,04	0,011	<i>vérifiée</i>
2	440	51650.02	0,8	8313,51	0,011	<i>vérifiée</i>
3	440	43990.66	0,9	7530,54	0,011	<i>vérifiée</i>
4	440	35081.78	0,8	6565,70	0,010	<i>vérifiée</i>
5	440	26162.69	0,7	5402,79	0,008	<i>vérifiée</i>
6	440	17588.90	0,6	4009,92	0,006	<i>vérifiée</i>
7	440	8559.06	0,5	2207,25	0,004	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.7: Vérification dans le sens Y de l'effet P- Δ .

- **Vérification de palées de stabilité**

Dans le cas de figure développé ici, les palées de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charge verticales.

Fz total = 60929.1KN

Fz contreventement = 11142.42KN

$R = \frac{Fz \text{ contre}}{Fz \text{ tot}} = 0.18 < 0.2$ Condition vérifiée

Donc :

Les palées de contreventement reprennent **15.5%** des sollicitations dues aux charges verticales.

- **Conclusion:**

Au vue des résultats obtenue pour ce model :

- Vérification des modes de translations
- Vérification des déplacements inter étage
- Vérification de l'effort tranchant
- Vérification de l'effet P- Δ
- Vérification de palées de stabilité

On peut conclure que le model renforcé par les contreventements en X est satisfaisant pour les exigences de l'RPA99 version 2003

CHAPITRE V : Vérification des éléments

V.1 Introduction :

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment et la modélisation (poutres principales, secondaire et solives, poteau, contreventements) puis on passe a les vérifications a partir de logiciel robot v 2019

(Résultat obtenu de robot)

V.2 Les Poutres :

V.2.1 Poutres principale de "terrasse et étage courant "

IPE 360 Ne vérifié pas Les conditions donc On a augmenté notre profilé choisi.

La longueur de la poutre en "IPE700" et de 7.5 m

- **Vérification de résistance (effort tranchant)**

(Résultat obtenu de robot)

$$V_{Sd}=74.78\text{kN} \text{ et } V_{Pl,Rd}= 1857.22\text{kN}$$

$$V_{Sd}=74.78 \text{ kN} < 0,5 \times V_{Pl,Rd}=928.61\text{kN} \quad \text{C'est vérifiée.}$$

- **Condition de résistance (moment fléchissant)**

$$M_{Sd}=666.75\text{kN.m} \quad \text{et} \quad M_{Pl,rd}= 1158.75\text{kN.m}$$

$$M_{Sd} = 666.75 \text{ kN.m} < M_{pl,rd}=1158.75\text{kN.m} \quad \text{C'est vérifiée.}$$

V.2.2 Poutre secondaire "terrasse et étage courant"

IPE 160 Ne vérifié pas Les conditions donc On a augmenté notre profilé choisi.

La longueur de la poutre en "IPE650" et de 5 m

- **Vérification de résistance (effort tranchant)**

$$V_{Sd}=198.72\text{kN} \quad \text{et} \quad V_{Pl,Rd}=1479.49\text{kN}$$

$$V_{Sd}= 198.72 \text{ kN} < 0,5 \times V_{Pl,Rd}=739.74\text{kN} \quad \text{C'est vérifiée.}$$

- **Condition de résistance (moment fléchissant)**

$$M_{Sd} = 479.56\text{kN.m} \text{ et } M_{Pl,y} = 1256.21\text{kN.m}$$

$$M_{Sd}= 479.56\text{kN.m} < M_{pl,y}=1256.21\text{kN.m} \quad \text{C'est vérifiée.}$$

V.3 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.

V.4 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et la flexion, et comme les moments sont faibles devant l'effort normal on possède à la vérification de la résistance au flambement.

On doit vérifier que : $N_{sd} \leq N_{b,Rd}$

Avec :

N_{sd} : Effort de compression.

$N_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément comprimé au flambement, elle être prise égale à:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$\beta_A = 1$ Classe 1.

$$\chi = 1 / \left(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right) \leq 1 \quad \text{Où : } \phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda} = (\lambda / \lambda_1) \cdot \sqrt{\beta_A} \quad , \lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon$$

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

- **Vérification de Poteau:**

On a augmenté les poteaux de RDC (HEA 340 à HEA 1000) et de 1^{er} , 2^{eme} étage (HEA 340 à HEA 900) et de 3^{eme} , 7^{eme} étage (HEA 280 à HEA 700)

$$\text{Classification du profilé : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Classification de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w) / 2}{t_f} = \frac{(300 - 16.5) / 2}{31} = 4,56 < 10 \cdot \varepsilon \Rightarrow \text{La semelle est de classe 1}$$

CHAPITRE V : Vérification des éléments

Classification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{868}{16.5} = 51.05 < 72.\varepsilon \Rightarrow \text{L'âme est de classe 1.}$$

On a le profilé HEA 1000 est de classe 1.

Longueur de flambement :

$$L_{fy} = L_{fz} = 0,7.L_0 = 0,7 \times 6 = 4.2 \text{ m}$$

- Détermination de l'élançement réduit :

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z)$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A} \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon, \quad \lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \quad \text{et} \quad \lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z}$$

Pour HEA 1000 on a : $i_y = 39.96 \text{ cm}$; $i_z = 6.35 \text{ cm}$.

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_y = 15.02 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 1 \\ \lambda_z = 94.43 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{54,24}{93,9.1} = 0,46 \end{array} \right\} \bar{\lambda}_y > \bar{\lambda}_z \Rightarrow \text{Plan de flambement (z-z).}$$

$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1 > 0,2 \Rightarrow$ Donc il est nécessaire de vérifier le flambement.

- Détermination de la courbe de flambement :

HEA 1000 est un profilé laminé.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{990}{300} = 3.3 > 1,2 \\ t_f = 31 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{La courbe de flambement est (a).}$$

Plan de flambement (z-z)

- Détermination de coefficient de flambement χ :

Facteur d'imperfection α : La courbe (a) $\Rightarrow \alpha = 0,21$.

$$\phi = 0,5[1 + 0,21.(1 - 0,2) + 1^2] = 1.04$$

$$\chi = 1 / (0,9 + \sqrt{1.04^2 - 1^2}) = 0,90$$

CHAPITRE V : Vérification des éléments

- Vérification :(calculé par un logiciel de calcul robot)

$$N_{sd} = N_{max} = 3905.36KN$$

$$N_{b.Rd} = 5652.84KN$$

$$N_{sd}=3905.36KN < N_{b.Rd} = 5652.84 KN$$

Donc le poteau le plus sollicité au niveau de RDC est stable.

Résultat :

Niveau	Type de poteau	$N_{b.Rd}(KN)$	$N_{sd}(KN)$
Poteau central	HEA 1000	5652.84	3905.36

Tableau V.1: Valeur du N_{sd} et $N_{b.Rd}$.

V.5 Contreventements

- **Direction X**

Pour assurer la stabilité de la structure dans le sens X on a choisi la double UPN400et On doit vérifier que : $N_{sd} < N_{tRd}$

Avec : $N_{sd}= 1126.86kN$ (calculé par le logiciel de calcul robot)

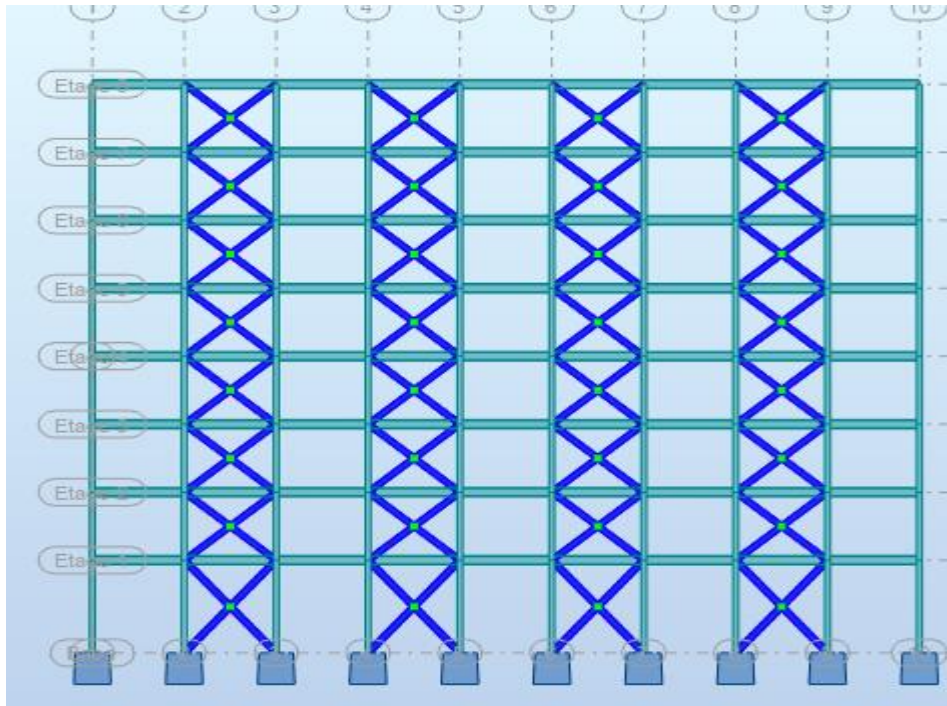


Figure V.1: Contreventement en X dans le sens X.

CHAPITRE V : Vérification des éléments

$$N_{Sd} = 1101.27 \text{ kN} < N_{tRd} = 2884.17 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

Donc Contreventement en X dans le sens X est stable.

- **Direction Y**

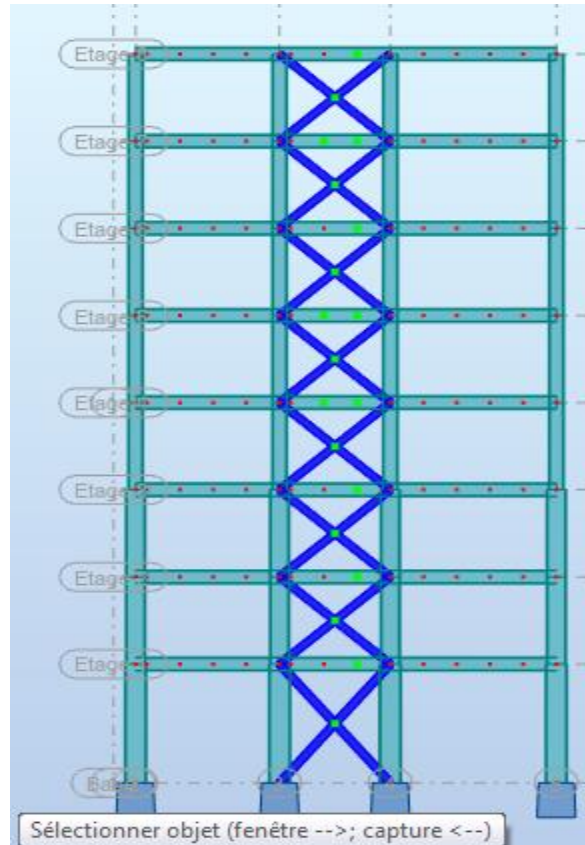


Figure V.2: Contreventement en X dans le sens Y.

Pour assurer la stabilité de la structure dans le sens Y on a choisi un contreventement en X pour des raisons architecturales une double UPN 400 et On doit vérifier que :

$$N_{Sd} < N_{tRd}$$

Avec : $N_{Sd} = 1269.46 \text{ kN}$ (calculé par le logiciel robot)

$$N_{Sd} = 1269.46 \text{ kN} < N_{tRd} = 2884.17 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

Donc Contreventement en Y dans le sens Y est stable.

CHAPITRE VI : Etude Des assemblages

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

VI.1 Introduction :

La caractéristique essentielle des constructions métalliques est d'être composées d'un ensemble d'éléments barres (poteau-poutres) constitués de profilés laminés ou soudés souvent en forme de (I ou de H) qu'on appelle communément les assemblages .

Ces derniers constituent des composants spécifiques à la construction métallique .ils jouent un rôle très important, on peut les définir comme organes de laissant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre l'élément assemblés, sans générer d'efforts parasites.

Un assemblage mal conçu , mal calculé ou mal réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure .de ce fait la conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale. Pour notre cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR).

Calcul d'assemblage :

Dans les ossatures des bâtiments métalliques ,les éléments structuraux sont reliés par des assemblages.



Suivant la nature des éléments assemblés, on distingue entre autres :

- . -Les assemblages poutre-solive
- . -Les assemblages poutre-poteau.
- Les assemblages poteau –fondation (pied de poteau)
- Les assemblages poteau-poteau
- Les assemblages des contreventements

VI.2. Définition de l'assemblage articulé de type poteau poutre (âme)

Ce type d'assemblages est souvent utilisé dans le cas de changement de direction et/ou de sollicitations, voir figure 1.

Les sollicitations sont transmises de la poutre au poteau à l'aide de la platine soudée à l'extrémité de la poutre et attachée au poteau par des boulons. Les assemblages boulonnés par platine d'extrémité peuvent être réalisés par une platine courte, non débordante ou débordante.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme) NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	 Ratio 0,96
---	---	---

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

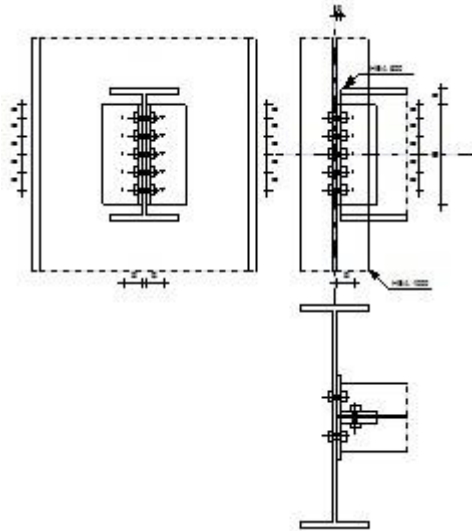


Figure VI.1: l'assemblage articulé de type poteau poutre

GENERAL

Assemblage N°: 8
Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)
Noeud de la structure: 394
Barres de la structure: 1521, 803

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 1000
Barre N°: 1521
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 990$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 17$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 31$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 30$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 346,85$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 553846,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER E36
 $f_{yc} = 355,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{uc} = 495,00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: HEA 600
Barre N°: 803
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 590$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_b = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 13$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 25$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 226,46$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 141208,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E28

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

$f_{yb} =$	275,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	405,00 [MPa]	Résistance à la traction

CORNIERE

Profilé:	CAE 180x20	
$h_k =$	180 [mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	180 [mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	20 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	18 [mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	450 [mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	ACIER E36	
$f_{yk} =$	355,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	495,00 [MPa]	Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9		Classe du boulon
$d =$	22 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	24 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	3,03 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,80 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	1200,00 [MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	5	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	65 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	80 [mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9		Classe du boulon
$d =$	22 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	24 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	3,03 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,80 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	1200,00 [MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	5	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	65 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	80 [mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas:	9: GQEX (1+2+4) *1.00	
$N_{b,Ed} =$	0,00 [kN]	Effort axial
$V_{b,Ed} =$	6,10 [kN]	Effort tranchant
$M_{b,Ed} =$	80,11 [kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd}$	218,9 [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
$F_{t,Rd}$	261,7 [kN] Résistance d'un boulon à la traction	$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

k_{1x}	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,50	> 0,00	vérifié
α_{bx}	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	1,00	> 0,00	vérifié
$F_{b,Rd1x}$	359,37 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

k_{1z}	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50	> 0,00	vérifié
α_{bz}	0,86	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,86	> 0,00	vérifié
$F_{b,Rd1z}$	309,46 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

k_{1x}	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,50	> 0,00	vérifié
α_{bx}	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	1,00	> 0,00	vérifié
$F_{b,Rd2x}$	435,60 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

k_{1z}	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50	> 0,00	vérifié
α_{bz}	0,86	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,86	> 0,00	vérifié
$F_{b,Rd2z}$	375,10 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE

cisaillement des boulons

e	87 [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
M_0	0,26 [kN*m] Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$
F_{Vz}	0,61 [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} / n$
F_{Mx}	0,66 [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed}$	0,66 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed}$	0,61 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
F_{Ed}	0,90 [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
F_{Rdx}	359,37 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$
F_{Rdz}	309,46 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	0,66 < 218,96	vérifié (0,00)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	0,61 < 218,96	vérifié (0,00)

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	0,66 < 218,96	vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	0,90 < 218,96	vérifié	(0,00)

Traction des boulons

$e = 88$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

$M_{0t} = 40,32$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$

$F_{t,Ed} = 100,8$ [kN] Effort de traction dans le boulon extrême $F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ 100,81 < 261,79 vérifié (0,39)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 0,90$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$

$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$ 0,28 < 1,00 vérifié (0,28)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 437,9$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 vérifié

$\alpha_{bx} = 0,90$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,90 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd1x} = 209,14$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ 2,50 > 0,00 vérifié

$\alpha_{bz} = 0,86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ 0,86 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd1z} = 199,49$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 vérifié

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 1,00 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd2x} = 871,20$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ 2,50 > 0,00 vérifié

$\alpha_{bz} = 0,86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ 0,86 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd2z} = 750,20$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 88$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

$M_0 = 80,64$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$

$F_{Nx} = 0,00$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{Nx} = |N_{b,Ed}| / n$

$F_{Vz} = 1,22$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 201,6$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

cisaillement des boulons

$e =$	88 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau	
$F_{Mz} =$	0,00 [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} =$	201,61 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	1,22 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	201,61 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	209,14 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	199,49 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	201,61 < 209,14	vérifié	(0,96)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	1,22 < 199,49	vérifié	(0,01)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	201,61 < 437,91	vérifié	(0,46)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$A_{nt} =$	44,80 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	35,20 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	2495,54 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	0,00 < 2495,54	vérifié	(0,00)

POUTRE

$A_{nt} =$	29,12 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	13,78 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	1162,27 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	0,00 < 1162,27	vérifié	(0,00)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} =$	13,60 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	55,40 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	1404,75 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	3,05 < 1404,75	vérifié	(0,00)

POUTRE

$A_{nt} =$	6,89 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	45,11 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	827,84 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	6,10 < 827,84	vérifié	(0,01)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t =$	45,00 [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute
---------	--------------------------	--

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

$A_t =$	45,00	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	35,40	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$			0,71 < 0,90	
$W_{net} =$	639,95	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	227,18	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$			40,32 < 227,18	vérifié (0,18)
$A_v =$	90,00	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = I_a * t_{fa}$
$A_{v,net} =$	66,00	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} =$	1844,63	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$			3,05 < 1844,63	vérifié (0,00)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t =$	38,35	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	28,99	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$			0,68 < 0,85	
$W_{net} =$	709,35	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	195,07	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$			80,64 < 195,07	vérifié (0,41)
$A_v =$	76,70	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	
$A_{v,net} =$	61,10	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} =$	1217,78	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$			6,10 < 1217,78	vérifié (0,01)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,96


Résultats obtenu de robot v2019 :

Niveau	Ration	Résultat
RDC	0.96	Assemblage satisfaisant
1 ^{er} a 3eme étage	0.83	Assemblage satisfaisant
3eme étage a 7eme étage	0.89	Assemblage satisfaisant

Tableau V1.1 : résultat des assemblages .

VI.3. Définition de l'assemblage du pied de poteau encastré :

Ce type d'assemblages est utilisé lorsqu'il s'agit de relier une structure en acier à un noyau de béton, voir figure 1.2. La base du poteau est soudée à une platine mince ou épaisse, boulonnée au noyau du béton à l'aide des tiges d'ancrage.

	<p style="font-size: small;">Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019</p> <h3 style="margin: 0;">Calcul du Pied de Poteau encastré</h3> <p style="font-size: small;">Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete</p>	<div style="border: 2px solid green; border-radius: 50%; width: 40px; height: 40px; margin: 0 auto; display: flex; align-items: center; justify-content: center; color: white; font-weight: bold; font-size: 20px;">OK</div> <p style="font-weight: bold; margin-top: 5px;">Ratio 0,98</p>
---	---	---

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

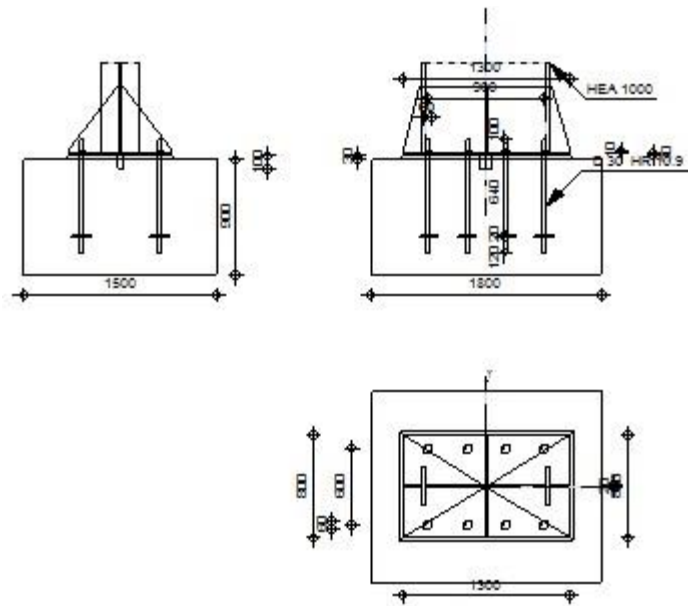


Figure VI.2: l'assemblage l'assemblage du pied de poteau encastré .

GENERAL

Assemblage N°: 14
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 1
 Barres de la structure: 7

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 1000
 Barre N°: 7

$L_c = 6,00$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 990$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 17$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 31$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 30$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 346,85$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 553846,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E36
 $f_{yc} = 355,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 495,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 1300$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 800$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 30$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E36
 $f_{ypd} = 355,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 495,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} = 900,00$ [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} = 1200,00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d = 30$ [mm]	Diamètre du boulon
$A_s = 5,61$ [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v = 7,07$ [cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H = 4$	Nombre de colonnes des boulons
$n_V = 2$	Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 300;300$ [mm]	
Entraxe $e_{Vi} = 600$ [mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 100$ [mm]
$L_2 = 640$ [mm]
$L_3 = 120$ [mm]

Plaque d'ancrage

$d = 150$ [mm]	Diamètre
$t_p = 20$ [mm]	Epaisseur
Matériau: ACIER E36	
$f_y = 355,00$ [MPa]	Résistance

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm]	Longueur
$b_{wd} = 60$ [mm]	Largeur
$t_{wd} = 10$ [mm]	Epaisseur

BECHE

Profilé:	IPE 100
$l_w = 100$ [mm]	Longueur
Matériau: ACIER E36	
$f_{yw} = 355,00$ [MPa]	Résistance

RAIDISSEUR

$l_s = 1300$ [mm]	Longueur
$w_s = 800$ [mm]	Largeur
$h_s = 500$ [mm]	Hauteur
$t_s = 20$ [mm]	Epaisseur
$d_1 = 20$ [mm]	Grugeage
$d_2 = 20$ [mm]	Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_c = 1,50$	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 1800$ [mm]	Longueur de la semelle
$B = 1500$ [mm]	Largeur de la semelle
$H = 900$ [mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25	
$f_{ck} = 25,00$ [MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

SOUDES

$a_p =$	16	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	16	[mm]	Bêche
$a_s =$	16	[mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 15: GQ125Ey (1+2)*1.00+5*1.25

$N_{j,Ed} =$	-2372,91	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	2,68	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	211,61	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	897,23	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	5,37	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} =$	16,67	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	17,90	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$				
$c =$	77	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	185	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	454	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	841,54	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	7526,54	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	4194,54	[kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0,67		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$				
$f_{jd} =$	33,23	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	3445,90	[cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	977,24	[cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	1075,42	[cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$				
$F_{c,Rd,n} =$	11450,42	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	3247,26	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	3573,53	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL =$	3,00		Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{el,y} =$	11666,90	[cm ³]	Facteur élastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	4141,75	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	996	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$				
$F_{c,fc,Rd,y} =$	4160,32	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{el,z} =$	2354,67	[cm ³]	Facteur élastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	835,91	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	200	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$				
$F_{c,fc,Rd,z} =$	4176,91	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$				
$N_{j,Rd} =$	11450,42	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$				
$F_{C,Rd,y} =$	3247,26	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{C,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$$F_{C,Rd,z} = 3573,53 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,21 < 1,00	vérifié	(0,21)
$e_y = 378$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,y} = 498$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} = 450$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 1395,57$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,64 < 1,00	vérifié	(0,64)
$e_z = 2$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,z} = 100$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} = 300$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 15,81$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0,34 < 1,00	vérifié	(0,34)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,98 < 1,00	vérifié	(0,98)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$$\alpha_{d,y} = 1,04 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,y} = 1,00 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,y} = 2,50 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 891,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$\alpha_{d,z} = 2,08 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,z} = 1,00 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,z} = 2,50 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 891,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$\alpha_b = 0,25 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{vb} = 7,07 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du boulon} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 1200,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 168,29 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\alpha_M = 2,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$M_{Rk,s} = 3,58 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$l_{sm} = 60 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du bras de levier} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,20 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$$F_{v,Rd,sm} = 99,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$$N_{Rk,c} = 233,83 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$k_3 = 2,00 \quad \text{Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.3]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 216,51 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton à l'effet de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$$V_{Rk,c,y}^0 = 992,9 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,y} = 0,67 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 992,9$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{h,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,y} = 0,90$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \Psi_{A,V,y} \Psi_{h,V,y} \Psi_{s,V,y} \Psi_{ec,V,y} \Psi_{\alpha,V,y} \Psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 275,83$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 992,9$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,z} = 0,67$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\Psi_{h,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,z} = 0,90$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \Psi_{A,V,z} \Psi_{h,V,z} \Psi_{s,V,z} \Psi_{ec,V,z} \Psi_{\alpha,V,z} \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 275,83$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 2372,91$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{i,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed}$		
$F_{i,Rd} = 711,87$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 l_w b_{wy} f_{ck} / \gamma_c$		
$F_{v,Rd,wg,y} = 233,33$ [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	
$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 l_w b_{wz} f_{ck} / \gamma_c$		
$F_{v,Rd,wg,z} = 128,33$ [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{i,Rd}$		
$V_{j,Rd,y} = 1740,42$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié (0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{i,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 1635,42$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,13 < 1,00$	vérifié (0,13)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,13 < 1,00$	vérifié (0,13)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$M_1 = 53,92$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 695,74$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$Z_s = 108$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 66643,64$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 6,28$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

$M_1 =$	53,92 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$\sigma_g =$	34,17 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	69,57 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	120,67 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)			0,34 < 1,00 vérifié (0,34)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$M_1 =$	344,43 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	1758,44 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$Z_s =$	123 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	62562,57 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	51,17 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	224,10 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	175,84 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	308,84 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)			0,87 < 1,00 vérifié (0,87)

SOUDES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	48,64 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	48,64 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	0,06 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z\parallel} =$	5,34 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,90	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)			0,14 < 1,00 vérifié (0,14)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,22 < 1,00 vérifié (0,22)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,21 < 1,00 vérifié (0,21)

SOUDES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	28,60 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	28,60 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	43,48 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	94,57 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,90	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,21 < 1,00 vérifié (0,21)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	182,66 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	182,66 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	109,90 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	411,95 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,90	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,94 < 1,00 vérifié (0,94)

SOUDES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	99,19 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	99,19 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	56,29 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	221,04 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,90	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,50 < 1,00 vérifié (0,50)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	99,19 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	99,19 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	143,29 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	99,19	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	317,72	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,90		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,72 < 1,00	vérifié
				(0,72)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	185	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	454	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	35	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	1751	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	424	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	1	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	325	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,20		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	3607963,93	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	5815383,00	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,z} =$	39	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	777	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$m =$	124	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	9	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	325	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	1,24		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	164818,43	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	147047,25	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]



COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,98

VI.4 .Définition de l'assemblage des contreventements :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 Calcul de l'assemblage au gousset NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	 Ratio 0,87
---	---	---

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

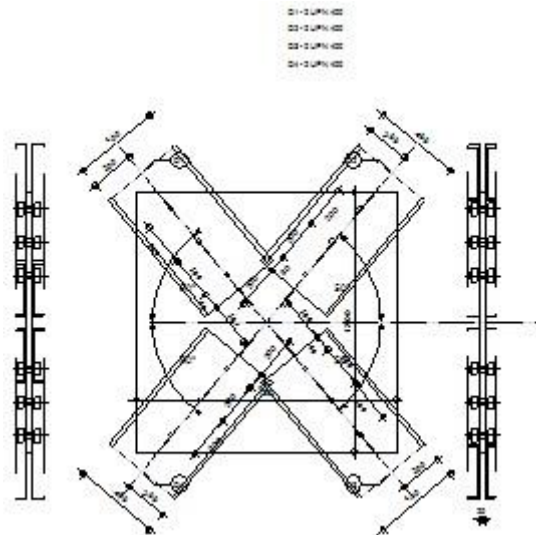


Figure VI .3 : l'assemblage des contreventements.

GENERAL

Assemblage N°: 10
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 1313
 Barres de la structure: 2122, 2120, 2121, 2119,

GEOMETRIE

BARRES

	Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4	
Barre N° :	2122	2120	2121	2119	
Profilé:	2 UPN 400	2 UPN 400	2 UPN 400	2 UPN 400	
h	400	400	400	400	mm
b _f	110	110	110	110	mm
t _w	14	14	14	14	mm
t _f	18	18	18	18	mm
r	18	18	18	18	mm
A	183,00	183,00	183,00	183,00	cm ²
Matériau:	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36	
f _y	355,00	355,00	355,00	355,00	MPa
f _u	495,00	495,00	495,00	495,00	MPa
Angle	α	50,2	50,2	50,2	Deg
Longueur	l	0,00	0,00	0,00	m

BOULONS

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 d = 30 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 33 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 5,61 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 7,07 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 900,00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 1200,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 3 Nombre de colonnes des boulons

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

Espacement des boulons 200;200 [mm]
 $e_1 = 80$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 200$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 200$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $d = 30$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 33$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 5,61$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 7,07$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 200;200 [mm]

$e_1 = 80$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 200$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 200$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $d = 30$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 33$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 5,61$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 7,07$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 200;200 [mm]

$e_1 = 80$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 200$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 200$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $d = 30$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 33$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 5,61$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 7,07$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 200;200 [mm]

$e_1 = 80$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 200$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 200$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 1200$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 1200$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_v = 600$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 600$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER E36

$f_y = 355,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 14: GQ125Ex (1+2)*1.00+4*1.25

$N_{b1,Ed} = -1508,48$ [kN] Effort axial
 $N_{b2,Ed} = -1333,62$ [kN] Effort axial
 $N_{b3,Ed} = -1556,32$ [kN] Effort axial
 $N_{b4,Ed} = -1390,51$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 814,30$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,81$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,81 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 672,0$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 831,60$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 594,0$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0,0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 594,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -502,83$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b1,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = -502,83$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 502,83$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 594,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 594,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -502,83 < 594,00$	vérifié (0,85)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 594,00$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$502,83 < 814,30$	vérifié (0,62)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 91,50$ [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 86,88$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t * d_0$
$N_{uRd} = 3096,40$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 * A_{net} * f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 3248,25$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq N_{tRd}$	$ -754,24 < 3096,40$	vérifié (0,24)
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -754,24 < 3248,25$	vérifié (0,23)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 25,69$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 55,65$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 1649,2$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -754,24 < 1649,26$	vérifié (0,46)

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 814,30$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
--------------------------	---	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0,0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,81$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0,0$	$0,81 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 672,0$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0,0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0,0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 831,60$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0,0$	$2,50 > 0,00$	vérifié

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 594,00$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$		
Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 594,00$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$		

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -444,54$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b2,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = -444,54$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 444,54$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 594,00$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 594,00$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -444,54 < 594,00$ vérifié (0,75)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 594,00$ vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$444,54 < 814,30$ vérifié (0,55)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 91,50$ [cm ²] Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 86,88$ [cm ²] Aire de la section nette	$A_{net} = A - t * d_0$
$N_{uRd} = 3096,40$ [kN] Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 * A_{net} * f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 3248,25$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A * f_{y2} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq N_{uRd}$	$ -666,81 < 3096,40$ vérifié (0,22)
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -666,81 < 3248,25$ vérifié (0,21)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 25,69$ [cm ²] Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 55,65$ [cm ²] Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 1649,2$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -666,81 < 1649,26$ vérifié (0,40)

BARRE 3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 814,30$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
--	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié

$\alpha_{bx} = 0,81$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,81 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd1x} = 672,0$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
---------------------------	--	---

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié

$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
----------------------	--	--

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vériifié
$F_{b,Rd1z} = 831,60$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur la platine		
Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vériifié
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vériifié
$F_{b,Rd2x} = 594,00$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vériifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vériifié
$F_{b,Rd2z} = 594,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -518,77$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b3,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = -518,77$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 518,77$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 594,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 594,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -518,77 < 594,00$	vériifié (0,87)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 594,00$	vériifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$518,77 < 814,30$	vériifié (0,64)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 91,50$ [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 86,88$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{uRd} = 3096,40$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{uRd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 3248,25$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_{y3} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq N_{uRd}$	$ -778,16 < 3096,40$	vériifié (0,25)
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq N_{plRd}$	$ -778,16 < 3248,25$	vériifié (0,24)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 25,69$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 55,65$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 1649,26$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -778,16 < 1649,26$	vériifié (0,47)

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 814,30$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur la barre		
Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vériifié
$\alpha_{bx} = 0,81$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,81 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 672,0$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_M$
Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 831,60$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 594,00$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 594,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -463,50$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$
$F_{x,Ed} = -463,50$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 463,50$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 594,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 594,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -463,50 < 594,00$	vérifié (0,78)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 594,00$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$463,50 < 814,30$	vérifié (0,57)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 91,50$ [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 86,88$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{u,Rd} = 3096,40$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 3248,25$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{y4} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq N_{tRd}$	$ -695,25 < 3096,40$	vérifié (0,22)
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -695,25 < 3248,25$	vérifié (0,21)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 25,69$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 55,65$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 1649,26$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -695,25 < 1649,26$	vérifié (0,42)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,87

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

VI.5 .Définition de l'assemblage de type poteau-poteau :

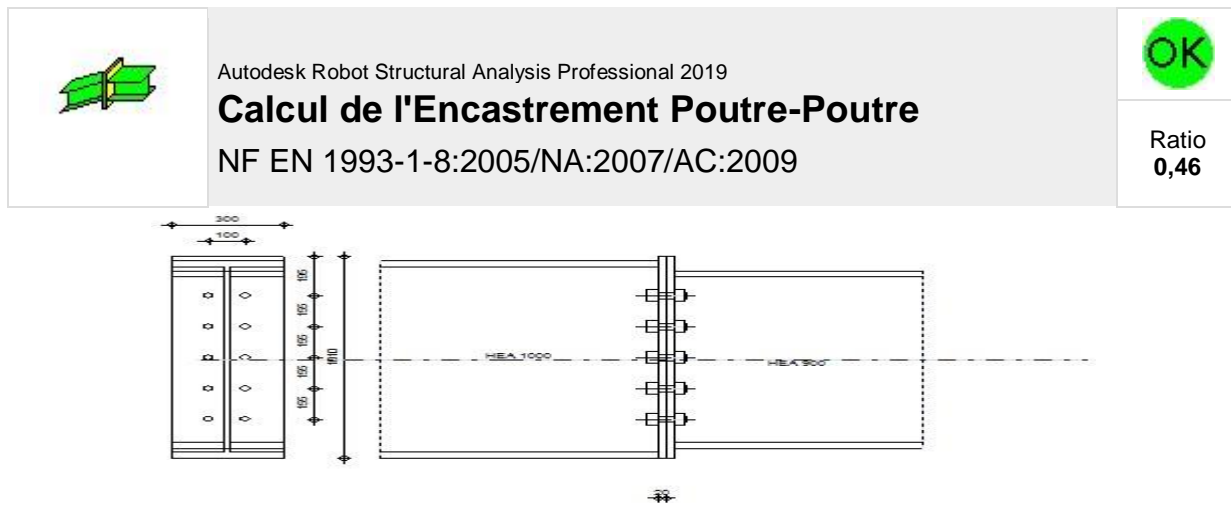


Figure VI .4: l'assemblage de type poteau-poteau.

GENERAL

Assemblage N°: 11
Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
Noeud de la structure: 190
Barres de la structure: 1583, 1584

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: HEA 1000
Barre N°: 1583
 $\alpha = -180,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 990$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{tbl} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbl} = 17$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbl} = 31$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{bl} = 30$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{bl} = 346,85$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 553846,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E36
 $f_{yb} = 355,00$ [MPa] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: HEA 900
Barre N°: 1584
 $\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{br} = 890$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{tbr} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbr} = 16$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

$\alpha =$	-0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$t_{br} =$	30	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	30	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	320,53	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	422075,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E36		
$f_{yb} =$	355,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	30	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	484,70	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	195	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	100	[mm]	
Entraxe $p_i =$	155;155;155;155	[mm]	

PLATINE

$h_{pr} =$	1010	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E36		
$f_{ypr} =$	355,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	20	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	20	[mm]	Soudure semelle

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 10: GQEY (1+2+5) *1.00

$M_{b1,Ed} =$	390,57	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	165,08	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-1695,43	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b =$	320,53	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{cb,Rd} =$	11378,81	[kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	163,33	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

$V_{cb,Rd} = 3347,60$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,05 < 1,00$ vérifié (0,05)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 10811,00$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 3837,91$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{el} = 9114,78$ [cm³] Facteur élastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{el} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 3235,75$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

FLEXION AVEC EFFORT AXIAL AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$n = 0,15$ Rapport de l'effort axial à la résistance de la section EN1993-1-1:[6.2.9.1.(5)]

$M_{Nb,Rd} = M_{cb,Rd} (1 - n)$

$M_{Nb,Rd} = 2753,62$ [kN*m] Résistance réduite (effort axial) de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.9.2.(1)]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 3235,75$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 860$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 3762,49$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	19	-	100	-	155	122	155	122	155	216	131	131	131
2	19	-	100	-	155	122	202	122	202	310	155	155	155
3	19	-	100	-	155	122	202	122	202	310	155	155	155
4	19	-	100	-	155	122	202	122	202	310	155	155	155
5	19	-	100	-	155	122	202	122	202	216	179	179	179

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd})$

$N_{j,Rd} = 11378,81$ [kN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,15 < 1,00$ vérifié (0,15)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 484,70$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 671,80$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	691,38	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 791,00$	791,00	Platine d'about – traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 691,38$	691,38	Ame de la poutre – traction
$B_{p,Rd} = 1343,60$	1343,60	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 3762,49$	3762,49	Aile de la poutre – compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	691,38	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 868,39$	868,39	Platine d'about – traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 691,38$	691,38	Ame de la poutre – traction
$B_{p,Rd} = 1343,60$	1343,60	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 3762,49 - 691,38$	3071,12	Aile de la poutre – compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1543,36 - 691,38$	851,98	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1625,82 - 691,38$	934,44	Ame de la poutre - traction – groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 557,42 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	691,38	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 868,39$	868,39	Platine d'about – traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 691,38$	691,38	Ame de la poutre – traction
$B_{p,Rd} = 1343,60$	1343,60	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 3762,49 - 1248,80$	2513,69	Aile de la poutre – compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1582,07 - 557,42$	1024,65	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1760,80 - 557,42$	1203,38	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 2334,40 - 1248,80$	1085,60	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 2506,22 - 1248,80$	1257,42	Ame de la poutre - traction – groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 423,47 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 423,47 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	691,38	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 868,39$	868,39	Platine d'about – traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 691,38$	691,38	Ame de la poutre – traction
$B_{p,Rd} = 1343,60$	1343,60	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 3762,49 - 1672,27$	2090,22	Aile de la poutre – compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 1582,07 - 423,47$	1158,60	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 1760,80 - 423,47$	1337,33	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 2373,11 - 980,89$	1392,21	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 2641,20 - 980,89$	1660,31	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 3125,43 - 1672,27$	1453,16	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 3386,62 - 1672,27$	1714,35	Ame de la poutre - traction – groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

$$F_{t4,Rd} = 289,51 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 289,51 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	691,38	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 868,39$	868,39	Platine d'about – traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 691,38$	691,38	Ame de la poutre – traction
$B_{p,Rd} = 1343,60$	1343,60	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 3762,49 - 1961,79$	1800,71	Aile de la poutre – compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 1620,75 - 289,51$	1331,24	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 1895,67 - 289,51$	1606,16	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 2411,79 - 712,98$	1698,80	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 2776,07 - 712,98$	2063,09	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 3202,82 - 1270,41$	1932,41	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 3656,47 - 1270,41$	2386,06	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 3955,15 - 1961,79$	1993,36	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 4401,89 - 1961,79$	2440,10	Ame de la poutre - traction – groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 155,56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 155,56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	800	691,38	-	-	791,00	691,38	969,41	1343,60
2	645	557,42	-	-	868,39	691,38	969,41	1343,60
3	490	423,47	-	-	868,39	691,38	969,41	1343,60
4	335	289,51	-	-	868,39	691,38	969,41	1343,60
5	180	155,56	-	-	868,39	691,38	969,41	1343,60

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 1245,13 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,31 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,31)$$

VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1$$

$$[6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,46 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,46)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,97 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 395,61 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 484,70 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 594,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 594,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	969,41	-339,09	691,38	216,87	-122,22	791,23
2	969,41	-339,09	557,42	174,85	-164,23	791,23
3	969,41	-339,09	423,47	132,83	-206,25	791,23
4	969,41	-339,09	289,51	90,81	-248,27	791,23
5	969,41	-339,09	155,56	48,80	-290,29	791,23

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

$F_{ij,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
 $F_{ij,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
 $F_{ij,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
 $F_{ij,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
 $F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{ij,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed} = F_{ij,Ed,N} + F_{ij,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$$

$$V_{j,Rd} = 3956,14 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	457,60	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	149,60	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	308,00	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	407122,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} =$	-49,56	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-48,55	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	5,36	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,90		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	99,11	<	440,00	vérifié (0,23)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	97,54	<	440,00	vérifié (0,22)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	49,56	<	356,40	vérifié (0,14)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	6	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	21	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	30	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	89	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	10	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	212,70	12507,81
1	800	∞	∞	121	9	69,45	5556,13
2	645	∞	∞	121	9	56,00	3611,70
3	490	∞	∞	121	9	42,54	2084,42
4	335	∞	∞	121	9	29,08	974,28
5	180	∞	∞	121	9	15,63	281,28

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 588 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 36 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 2626640,21 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 2626640,21 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 1611559,09 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 100722,44 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RIGIDE}$$

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE EN TRACTION

REMARQUES

Pince du boulon trop grande.



195 [mm] > 120
[mm]

Le type d'assemblage sélectionné ne peut être réalisé qu'avec les profilés identiques.

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,46

VI.6.Définition de l'assemblage de type poutre-solive :

Ce type d'assemblages est souvent utilisé pour des raisons de transport ou de montage et lorsque la longueur des poutres ou des poteaux est limitée, voir figure 1.3. La platine peut être non débordante ou débordante.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme) NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

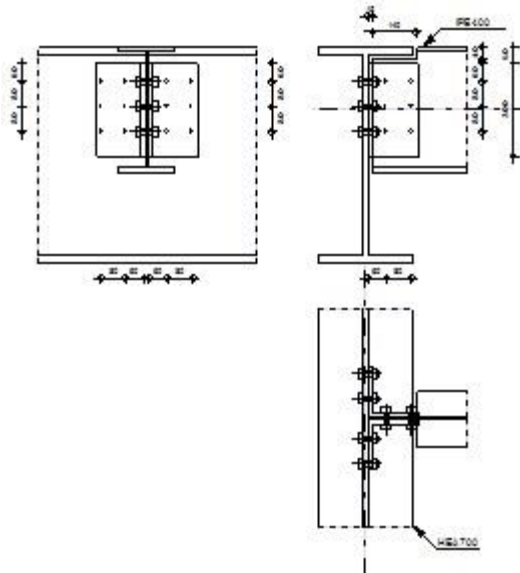


Figure VI.3: l'assemblage de type poutre-solive .

GENERAL

Assemblage N°: 12
Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
Noeud de la structure: 450
Barres de la structure: 1576, 156

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé:	HEA 700		
Barre N°:	1576		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_g =$	690	[mm]	Hauteur de la section poutre principale
$b_{fg} =$	300	[mm]	Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
$t_{wg} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
$t_{fg} =$	27	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
$r_g =$	27	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
$A_p =$	260,48	[cm ²]	Aire de la section de la poutre principale
$I_{yp} =$	215301,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section de la poutre principale
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yg} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ug} =$	405,00	[MPa]	Résistance à la traction

POUTRE

Profilé:	IPE 400		
Barre N°:	156		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	400	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	180	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	84,46	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	23128,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E36		
$f_{yb} =$	355,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	495,00	[MPa]	Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 =$	40	[mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	0	[mm]	Encoche inférieure
$l =$	140	[mm]	Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé:	CAE 160x15		
$h_k =$	160	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	160	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	17	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	300	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	ACIER E36		
$f_{yk} =$	355,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	495,00	[MPa]	Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
Classe = HR 10.9 Classe du boulon

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe du boulon
d = 16 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ = 18 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s = 1,57 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v = 2,01 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{ub} = 1200,00 [MPa]	Résistance à la traction
k = 2	Nombre de colonnes des boulons
w = 3	Nombre de rangées des boulons
e ₁ = 60 [mm]	Niveau du premier boulon
p ₂ = 80 [mm]	Ecartement
p ₁ = 80 [mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe du boulon
d = 16 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ = 18 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s = 1,57 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v = 2,01 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{ub} = 1200,00 [MPa]	Résistance à la traction
k = 2	Nombre de colonnes des boulons
w = 3	Nombre de rangées des boulons
e ₁ = 60 [mm]	Niveau du premier boulon
p ₂ = 80 [mm]	Ecartement
p ₁ = 80 [mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ _{M0} = 1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ _{M2} = 1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 7: ELU 1*1.35+2*1.50

N _{b,Ed} = -0,00 [kN]	Effort axial
V _{b,Ed} = 52,18 [kN]	Effort tranchant
M _{b,Ed} = -0,00 [kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

F _{v,Rd} = 115,8 [kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un	F _{v,Rd} =
= 1]	boulon	0.6*f _{ub} *A _v *m/γ _{M2}
F _{t,Rd} = 135,6 [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	F _{t,Rd} = 0.9*f _u *A _s /γ _{M2}
= 5]		

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x		
k _{1x} = 2,50	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	k _{1x} = min[2.8*(e ₁ /d ₀)-1.7, 1.4*(p ₁ /d ₀)-1.7, 2.5]
k _{1x} > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié
α _{bx} = 1,00	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	α _{bx} = min[e ₂ /(3*d ₀), p ₂ /(3*d ₀)-0.25, f _{ub} /f _u , 1]
α _{bx} > 0.0	1,00 > 0,00	vérifié
F _{b,Rd1x} = 187,92 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	F _{b,Rd1x} = k _{1x} *α _{bx} *f _u *d*t/γ _{M2}
Direction z		

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 1.4*(p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 187,92$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,37$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,37 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 88,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 1,41$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 1.4*(p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$1,41 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 134,11$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 104$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
$M_0 = 2,72$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} = 4,35$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5 * V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 6,19$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} = 6,19$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 7,44$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 9,68$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 88,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 134,11$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 6,19 < 88,00$	vérifié (0,07)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 7,44 < 115,81$	vérifié (0,06)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$9,68 < 115,81$	vérifié (0,08)

Traction des boulons

$e = 107$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_{0t} = 2,8$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
$F_{t,Ed} = 6,36$ [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$6,36 < 135,65$	vérifié (0,05)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 9,68$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,12 < 1,00$	vérifié (0,12)

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 231,6 \text{ [kN Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon]} \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,83 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,83 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 113,52 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 136,22 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,37 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,37 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 176,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 1,41 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 1,41 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 268,22 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$$e = 107 \text{ [mm]} \quad \text{Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale}$$

$$M_0 = 5,60 \text{ [kN}^*\text{m]} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$$

$$F_{Vz} = 8,70 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant} \quad F_{Vz} = |V_{b,Ed}| / n$$

$$F_{Mx} = 12,7 \text{ [kN]} \quad \text{Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment} \quad F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$$

$$F_{x,Ed} = 12,7 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$$F_{z,Ed} = 15,0 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Ed} = 19,7 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = 113,52 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$$

$$F_{Rdz} = 136,22 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |12,72| < 113,52 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |15,06| < 136,22 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

CHAPITRE VI: Etudes des assemblages

$e = 107$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$19,71 < 231,62$	vérifié	(0,09)
------------------------	------------------	---------	--------

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 10,95$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 29,25$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 816,3$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ 0.5 \cdot V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 26,09 < 816,32$	vérifié	(0,03)
---------------------------------------	--------------------	---------	--------

POUTRE

$A_{nt} = 8,43$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 15,91$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 492,9$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 52,18 < 492,96$	vérifié	(0,11)
-----------------------------	--------------------	---------	--------

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 22,50$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 17,10$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0,68 < 0,90$
--	---------------

$W_{net} = 218,86$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 77,70$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 2,80 < 77,70$	vérifié	(0,04)
--------------------------	------------------	---------	--------

$A_v = 45,00$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = I_a \cdot t_{fa}$

$A_{v,net} = 36,90$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$

$V_{pl,Rd} = 922,32$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$ 0.5 \cdot V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 26,09 < 922,32$	vérifié	(0,03)
---------------------------------------	--------------------	---------	--------

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 15,48$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 12,38$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0,72 < 0,90$
--	---------------

$W_{net} = 179,60$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 63,76$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 5,60 < 63,76$	vérifié	(0,09)
--------------------------	------------------	---------	--------

$A_v = 30,96$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 26,32$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$

$V_{pl,Rd} = 634,55$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 52,18 < 634,55$	vérifié	(0,08)
---------------------------	--------------------	---------	--------

REMARQUES

Pince boulon-extrémité verticale de la cornière sur la poutre trop faible

20 [mm] < 22 [mm]

CHAPITRE VI: Études des assemblages

Pince boulon-extrémité verticale de la cornière sur la poutre trop faible 20 [mm] < 22 [mm]
Pince boulon-extrémité verticale de la cornière sur la poutre principale trop faible 20 [mm] < 22 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,12

CHAPITRE VI : Etude des fondations

CHAPITRE VII : Etude des fondations

VII .1.Introduction :

La fondation est l'élément par le biais duquel les charges de la superstructure sont transmises au sol. Son dimensionnement nécessite la connaissance des caractéristiques du sol en plus des sollicitations dans les éléments résistants à la base du bâtiment.

Il existe plusieurs types de fondations. La sélection se fait selon la capacité portante du sol, les charges à transmettre au sol, la distance entre les différentes fondations et l'économie du projet.

VII .2.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.

S : Surface de la fondation.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

$N=N_1$ (de la superstructure) + N_2 (de la superstructure)+ $\sum N_i$

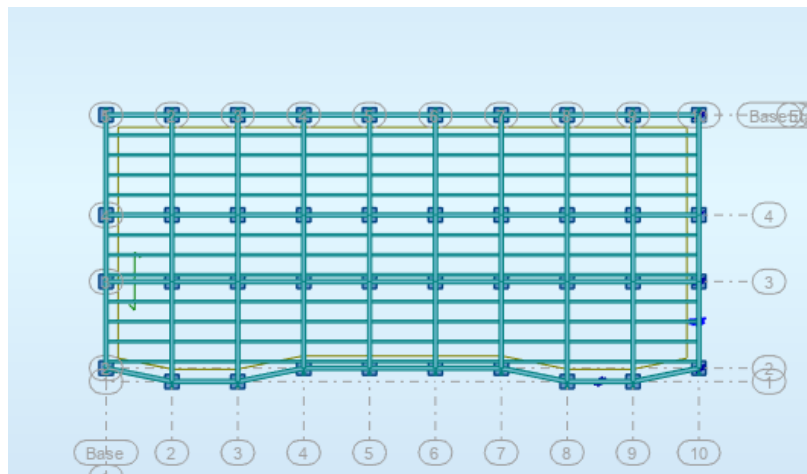


Figure VII.1 :Disposition des poteaux.

VII.2.1 Choix du type de fondation :

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour ce la, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$$

S_s : section des semelles filantes

S_b : section du bâtiment

Si cette condition n'est pas vérifiée, on peut considérer la solution du radier comme nécessaire.

VII.3. Semelles filantes :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

$$\text{On doit vérifier que: } \sigma_{sol} \geq \frac{N}{S_s}$$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S_s = B \times L$ (section des semelles filantes)

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Avec :

$$N = \sum N_i$$

N_i : Effort normal provenant du poteau (i).

La surface totale des semelles est donné par : $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Files	N(kN)	Ss(m²)	L(m)	B(m)	B^{choisie}(m)
1	4954	33.25	35.9	0.88	1
2	6894.62	45.96	45.9	0.88	1
3	23400.79	156.05	45.9	3.19	3.5
4	21781.04	161.14	45.9	3.16	3.5
5	18546.52	123.64	45.9	2.11	2.5

Tableau VII.1 : Sections des semelles filantes.

CHAPITRE VII : Etude des fondations

- **Vérification :**

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{565.04}{918.91} = 61\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

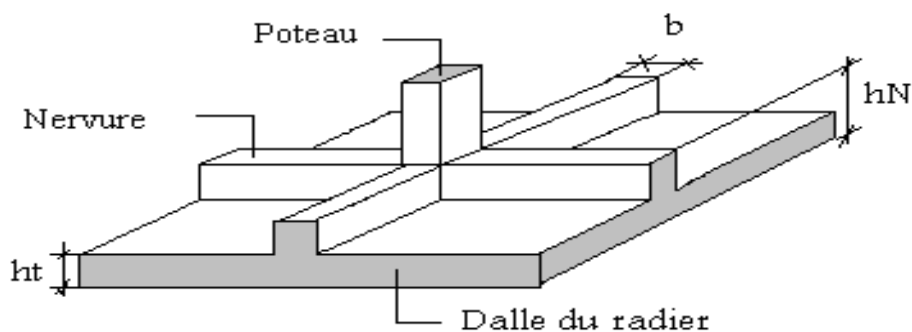
- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;
- La facilité d'exécution.

VII.4.Radier générale :

VII.4.1.Introduction :

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.
et les voiles.



FigureVII.2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

- **Surface nécessaire :**

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour: $\begin{cases} N = 62072.88kN \\ \sigma_{sol} = 1.5bars \end{cases}$

Donc :

$$S_{nécessaire} = 413.81 < S_b = 918.91 \text{ m}^2$$

S_b : La surface du bâtiment

Donc la surface totale du radier est de 440m²

VII.4.2 Pré dimensionnement de radier :

1- Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

a. Condition forfaitaire

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec

L_{\max} = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 7.5m \Rightarrow h_1 \geq 37.5cm$$

Alors

On prend : h=40 cm. pour l'épaisseur de la dalle

2- Nervure ;

1. La hauteur de nervure

a. Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{n1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 7.5 \text{ m}$

$$\Rightarrow 50cm < h_{n1} < 75cm \quad \text{On prend } h_{n1} = 55 \text{ cm}$$

b- Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{b * K}}$$

CHAPITRE VII : Etude des fondations

Avec

Le : longueur élastique (m);

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm³ (cas d'un sol moyen);

- K=0,5[kg/cm³]..... pour un très mauvais sol.
- K=4 [kg/cm³]pour un sol de densité moyenne.
- K=12[kg/cm³]..... pour un très bon sol.

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 * 10^4 MPa$

b : largeur de radier par bande d'un mètre (b=1m).

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

L : distance maximale entre deux poteaux : 7.5m

$$\text{donc } h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 0,59m$$

On prend : hN2=90 cm

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max (h_{N1} ; h_{N2}) = \text{Max}(0,55 ; 0,90) \text{ m}^2.$$

On prend : h= 0,90 m.

2. Largeur de la nervure

b. Condition de coffrage:

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{750}{10} = 75cm$$

Donc

b = 80 cm dans les deux sens (x-x et y-y)

- **Conclusion**

h_n= 90 cm

b = 80 cm dans le sens x-x

b =80 cm dans le sens y-y

- **Résumé**

- Epaisseur de la dalle du radier h = 40 cm

- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 90cm \\ b = 1.2cm \text{ sens } (x-x) \text{ et } b = 1.4cm \text{ sens } (y-y) \end{cases}$

VII.4.3. Les vérifications nécessaires :

a- Vérification au poinçonnement :

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

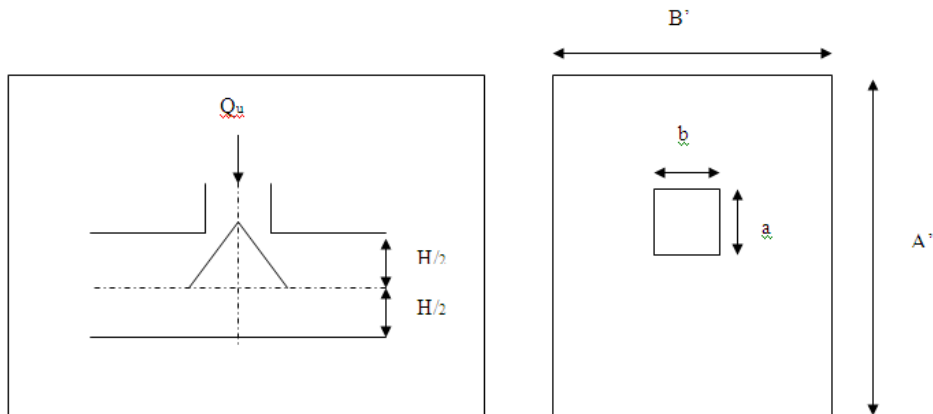


Figure VII.3 :Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

D'après **CBA93 (article A.5.2.4.2)** on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u=6885$ kN)

U_c : Périmètre de contour cisaillé projeté sur le plan moyen du radier.

a, b : Dimensions du poteau du sous sol (80×80) cm².

Q_c : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$U_c = 2 [(180 + 150) + 2 \times 90] = 1020 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0.045 \times 10200 \times 900 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 6885 \text{ KN.}$$

$$N_u = 6129.61 \text{ kN} < Q_u = 6885 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

b- Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

Selon **RPA99/version 2003 (Art.10.1.5)** on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

➤ **Suivant X-X :**

Bx=longueur de bâtiment totale suivant x et y

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{666841.70}{62072.88} = 10.74m < \frac{45.9}{4} = 11.47m \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

➤ **Suivant Y-Y :**

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{310546.02}{62072.88} = 5.02m < \frac{20.02}{4} = 5.05m \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

b- Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

b = 1m (une bande de 1m de 7.5 longueur).

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{77297.88}{918.91} \times \frac{7.5}{2} \times 1 = 315,44KN$$

$$N = N_1 \text{ (de la superstructure)} + N_2 \text{ (de la superstructure)} + \sum N_i$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{315.44}{1 \times 0,9 \times 900} = 0.39MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

VII.4.4. Caractéristiques géométriques du radier :

a- Position du centre de gravité:

$$x_G = 22.95m$$

$$y_G = 10.01m$$

b- Moments d'inertie:

$$I_{xx} = 30691.89m^4$$

$$I_{yy} = 161332.14m^4$$

VII.4.5. Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par:

À l'ELS: $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{62072,88}{918.91} = 67.55kN/m^2$

$$\sigma_{ser} = 67.55kN/m^2 < \sigma_{sol} = 150kN/m^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

a l'ELU:

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

CHAPITRE VII : Etude des fondations

Avec:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} Y_G$$

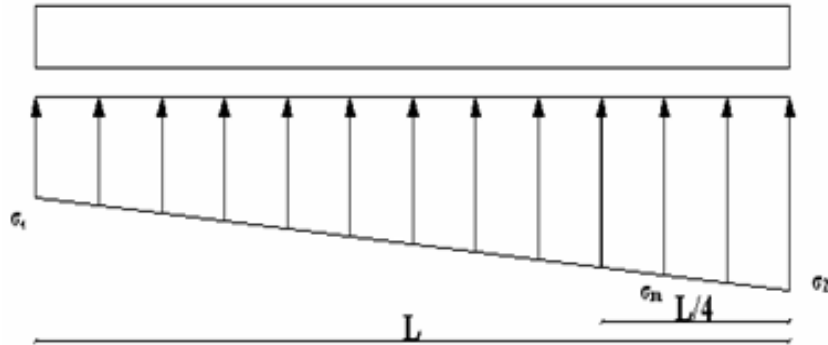


Figure VII.4 :contraintes sous le radier .

On vérifie que:

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 77297,88 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$M_x = 666841,70 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = 310546,02 \text{ kN.m.}$$

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

	$\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	208.14	160.02	196.11
Sens y-y	122.48	97.54	115.49
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 199,5$

Tableau VII.2 :Contraintes sous le radier à l'ELU.

CHAPITRE VII : Etude des fondations

a l'ELS :

$$N_{ser}=62072,88kN \quad ; \quad S = 918.91m^2$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol}=150kN/m^2$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(kN/m^2)$
Sens x-x	167.18	116.15	154.44
Sens y-y	108.92	77.18	100.98
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5\sigma_{sol} = 225$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 199.5$

Tableau VII.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens (xx' _ yy') donc pas de risque de soulèvement

a. Détermination des sollicitations les plus défavorables:

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes:

ELU:

$$\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 196.11kN/m^2$$

ELS:

$$\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 154.44kN/m^2$$

VII.4.6.Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferraillage de la dalle du radier:

a .1. Détermination des efforts:

CHAPITRE VII : Etude des fondations

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de

la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ **Panneau de rive:**

- Moment en travée: $M_{tx}=0,85M_x$
 $M_{ty}=0,85M_y$

- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive).
 $M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$ (autre appui).

➤ **Panneau intermédiaire:**

- Moment en travée: $M_{tx}=0,75M_x$
 $M_{ty}=0,75M_y$

- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$

- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t=0,85M_0$

- Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$ Avec: $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

a .2. Valeur de la pression sous radier:

ELU:

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 196.11kN / m$$

ELS:

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 154.44kN / m$$

a .3. Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU (v=0) :

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 = 0,4 < \frac{5}{7,5} = 0,67 < 1,00 \Rightarrow$ la dalle

travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

CHAPITRE VII : Etude des fondations

Panneau le plus sollicité	L _x (m)	L _y (m)	L _x /L _y	μ _x	μ _y	q _u (kN/m)	M _x (kNm)	M _{tx} (kNm)	M _y (kNm)	M _{ty} (kNm)	M _a (kNm)
	5	7.5	0.67	0.068	0.436	196.11	333.38	250.03	145.35	109.01	166.69

Tableau VII.4 : Calcul des moments à l'ELU.

a .4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (ν=0,2):

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Panneau le plus sollicité	L _x (m)	L _y (m)	L _x /L _y	μ _x	μ _y	q _{ser} (kN/m)	M _x (kNm)	M _{tx} (kNm)	M _y (kNm)	M _{ty} (kNm)	M _a (kNm)
	5	7.5	0.67	0.068	0.436	154.44	262.54	196.9	114.46	85.84	131.27

Tableau VII.5 : Calcul des moments à l'ELS.

a .5. Calcul du ferrailage:

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple(organigramme I, voire annexe I).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_{bc}=14,17MPa ; f_e=400MPa ; σ_s=348MPa ; b=100cm ; h=40cm
d=0,9h=36cm

	Sens	M _u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	x-x	250.03	0,13	0,175	33.48	21.45	12T16	24.13	10
	y-y	109.01	0,059	0,08	34.84	9.01	6T16	12,06	15
Appui	x-x	165.99	0,090	0,11	34,41	13.86	8T16	16.08	10
	y-y								

Tableau VII.6 :Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.

Espacement:

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33cm) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120cm; 33cm) = 33cm$$

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{12} = 12 \text{ cm} < 33cm$$

On prend S_t=10cm

CHAPITRE VII : Etude des fondations

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{8} = 12.5 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On prend $St=10m$

a .6. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34 \text{ cm}^2 < 12,07 \text{ cm}^2$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Remarque :

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas vérifiée donc on doit augmenter les sections de ferrailages.

	<i>Sens</i>	M_{ser} (kNm)	$A_s(\text{cm}^2)$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	<i>Vérification</i>
Travée	x-x	196.9	24.13	9,67	15	68,7	201,63	OK
	y-y	85.84	12,06	4,55	15	34,4	201,63	OK
Appuis	x-x	131.27	16.08	5,88	15	50,4	201,63	OK
	y-y							

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes.

VII.4.7. Ferrailage des nervures :

b .1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99).

On a : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_t = 0,50M_0$

b.2. Calcul des armatures :

$b=80\text{cm}$; $h=90\text{cm}$; $d=81\text{cm}$

- **Sens (x-x) :**

$L=5\text{m}$; $P=154.44\text{kN/ml}$; $M_0 = 612.84\text{kNm}$

CHAPITRE VII : Etude des fondations

	$M_u(kNm)$	μ	α	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	520.92	0,07	0,1	77.76	19.25	10T16	20.11
Appuis	306.42	0,041	0,05	79.38	11.09	6T16	12.06

Tableau VII.8 :Ferraillage des nervures suivant x-x.

- Sens (y-y) :

L=7.5m ; P=154.44kN/ml, $M_0 = 1373.13kNm$

	$M_u(kNm)$	μ	α	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	1167.16	0,2	0,185	75	38.71	14T20	43.98
Appuis	686.56	0,092	0,112	77,37	25.09	8T20	25.13

Tableau VII.9 :Ferraillage des nervures suivant y-y.

b.3. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 10.43cm^2 < 13,21cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS:

- Remarque :

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section des armatures.

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Vérification
Travée	x-x	410.23	20.11	6,28	15	63,5	201,63	OK
	y-y	823.02	43.98	8,16	15	91,4	201,63	OK
Appuis	x-x	241.31	12.06	3,23	15	36,5	201,63	OK
	y-y	542.95	25.13	5,98	15	68,7	201,63	OK

Tableau VII.10 :Vérification des contraintes.

VII.4.8. Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Pour les bâtiments courant on a $3\text{cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} \times 0,9 = 2,7\text{cm}^2 \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Donc on prend **4T14 = 6,16 cm²**

Conclusion générale

Le présent projet s'est effectué à base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagés et l'adaptation des solutions économiques.

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en charpente métallique ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Grâce à l'étude de ce projet, nous avons appris à utiliser le logiciel de calcul ROBOT (V2019) et l'AutoCAD pour les dessins, ainsi que l'application des règlements telle que l'EUROCODE 3 et RPA99 (version 2003).

Après avoir étudié ce projet, on a constaté non seulement à savoir :

- confronté nos études théoriques à la pratique de l'entreprise et simultanément et dans la mesure du possible de commencer à exercer notre premières responsabilités d'encadrement.
- enrichir nos connaissances dans le domaine de la charpente métalliques.
- Comprendre que notre action doit s'orienter principalement vers les tâches qui nous permettront de retirer le maximum de bénéfice technique et humain de cette expérience professionnelle.

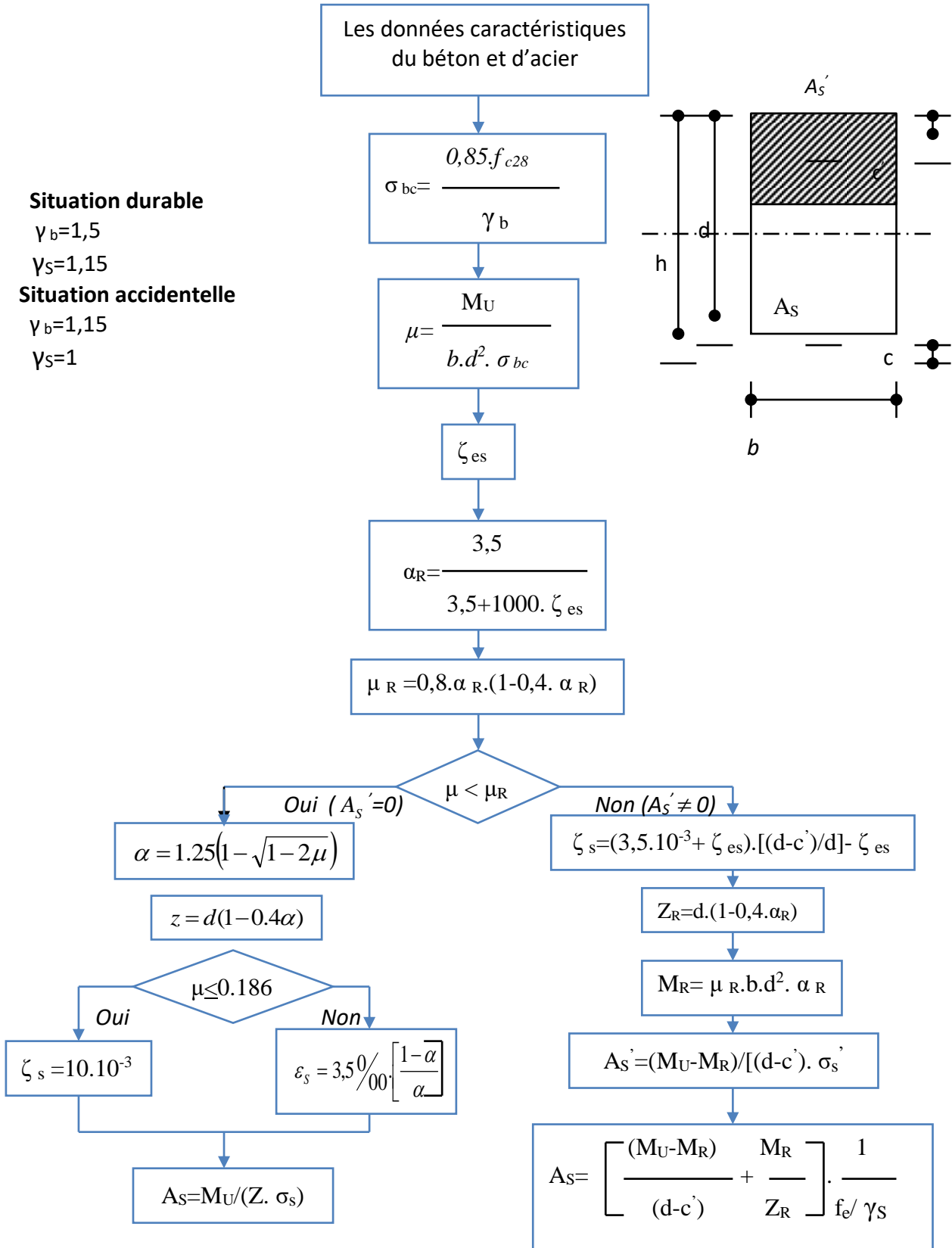
Nous avons aussi pris conscience que l'élaboration d'un projet ne se base pas que sur des calculs théorique mais sur la concordance avec le coté pratique et la nécessité d'une expérience acquise du terrain.

La réalisation d'une construction métallique exige la participation de plusieurs intervenants dans différente niveaux.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.

Annexe I

ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXION SIMPLE



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV 99 », 1999.
- [2] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION « BAEL91 », 1991
- [3]: Construction métallique et mixte acier-béton dimensionnement selon l'EC 3 et 4
- [4]: Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ;». Par REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003.
- [5] :CCM 97 règles de calcul des structures en acier