

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

Mr KAROUR Tahar

Mr DAHMANI Massinissa

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Bâtiment**

Thème :

Étude d'un bâtiment (R+5) en ossature métallique à usage

Administratif

Devant le jury composé de :

Mme MOHAMADI Sadika
Mme BOUMAIZA Malika
Mme AIT-AHMED Fatiha
Mr ARBAOUI Ahcene

MAA
MAA
MAA

UAMOB
UAMOB
UAMOB
UAMOB

présidente
Examinatrice
Examinatrice
Encadreur

Année Universitaire 2017/2018

Dédicace

Je dédie ce travail à mes chers parents qui m'ont toujours soutenu durant tout mon Parcours, et à qui j'exprime mon profond amour et ma sincère gratitude, longue vie et que dieu vous protège.

À tous mes frères et sœurs que j'aime énormément : je vous souhaite beaucoup de bonheur.

À toute ma grande famille

À vous mes chers amis avec qui j'ai passé des agréables moments

À tous mes collègues.

Et à tout personnes qui m'aime et que je n'ai pas citées

A mon encadreur bien sur : "Mr ARBAOUJ Ahcene " qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.

A toute la promotion de génie civil 2018, spécifiquement option : bâtiment



Karour Zahar

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail

- ✓ A mes très chers parents qui ont consacré toute leurs vies pour mon éducation et mes études et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance, je leurs souhaite tout le bonheur.*
- ✓ A mes chers frères*
- ✓ A mes tantes et à mes oncles*
- ✓ A tous mes amis (es) sans exception*
- ✓ A mon binôme Tahar et sa famille*
- ✓ A toute la promotion Génie Civil 2017/2018*

D. massinissa

REMERCIEMENTS

Nous adressons nos plus sincères sentiments de reconnaissance et de remerciement envers ALLAH, le clément et le miséricordieux, lequel nous a accordé la force, le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour nous terminons nos études.

C'est avec une profonde reconnaissance et considérations particulière que nous remercions Notre encadreur

Mr. ARBAOUI Ahcene pour leur soutien, leurs conseils judicieux et Leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet

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

Enfin, à tous ceux qui ont , de près ou de loin , apporté aide et encouragement pour la réalisation de ce projet de fin d'études .

RESUME

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en charpente métallique (R+5) qui sera implanté à bouira, qui est classée comme une zone de moyenne sismicité. La résistance du bâtiment est assurée par des palées triangulaire en X. la conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA 99 version 2003, CCM97). L'étude dynamique a été faite sur le logiciel Robot 2015.

Mots clés : charpente métallique, étude dynamique.

Abstract

The purpose of this work is the designing of steel frame building (R+5) which will be established in bouira, which is classified like an area with average seismicity. The resistance of the building is ensured by the stabilizing bents which is (X), the design was made according to the applicable Algerian building by-law (RPA99 version 2003, CCM97). The dynamic design was made on the software Robot 2015.

Key words: steel frame, dynamic design.

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة معدنية والتي سيتم انجازها في ولاية البويرة التي تصنف كمنطقة ذات نشاط زلزالي متوسط , مقاومة البنائة محققة بواسطة نظام تدعيم على شكل X وقد تم تصميم هذا المبنى وفقا لقوانين ومعايير البناء المعمول بها في الجزائر (RPA99 و CCM 97) .
الدراسة الديناميكية تمت وفق برنامج (ROBOT 2015) .

الكلمات المفتاحية: منشأة معدنية , الدراسة الديناميكية

Sommaire

Résumé, Abstract,

Liste des notations

Listes des figures

Liste des tableaux

INTRODUCTION GENERALE01

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1 introduction02

I.2 présentation de l'ouvrage02

I.2.1 dimension de l'ouvrage02

I.2.2 Règlements utilisés02

I.2.3 Composition de l'ouvrage02

I.2.5 Assemblage04

I.3 matériaux utilisés05

Chapitre II : charges et surcharges

II.1 introduction06

II.2 : évaluation des charges et surcharges06

II.3 actions climatiques07

II.3.1 Action de la neige07

II.3.2. Action du vent07

II.4 Coefficient de calcul08

II. 4.1 Détermination du coefficient dynamique C_d 08

II.4.2 détermination de la pression dynamique q_{dyn} 08

II.4.3 Détermination du coefficient d'exposition C_e 09

II.5. Coefficient de pression extérieur (C_{pe})11

II.5.1 Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V_1)11

II.6. Coefficient de pression intérieure (C_{pi})13

Sommaire

II.6.1.Calcul de la pression statique	13
II.7.la force de frottement	16
II.8.Force résultante	16
II.9.Excentricité de la force globale horizontal F_w	18
II.10. Vent parallèle a la façade principale (sens v_2)	18
II.11.Effet de la variation de la température	26
II.12 conclusion	26

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

III.1 introduction	27
III.2 pré dimensionnement des solives	29
III.3 pré dimensionnement des poutres	30
III.4 pré dimensionnement des poteaux	31
III.5 étude d'escalier métallique	36
III.6 étude de l'acrotère	42

Chapitre IV : étude dynamique et sismique

IV.1 introduction général	48
IV.2 l'étude sismique	53
IV.2.1 Introduction	53
IV.2.2 Analyses de la structure	53
IV.2.2.1. choix de la méthode de calcul	53
VI.2.2.1.a. la méthode statique équivalente	53
IV.2.3 Conclusion	60
IV.3 étude dynamique	60
IV .3.1 Objectifs de l'étude dynamique	60
IV .3.2 Modélisation de la structure étudiée.....	60
IV .3.3 Modélisation par le logiciel ROBOT	60
IV.3.4 Vérification les articles de RPA.....	64

IV.4 conclusion67

Chapitre V : étude de plancher mixte

V.1 introduction69

V.2 méthode de construction (réalisation)69

V.2.1 phase de construction69

V.2.2 phase finale69

V.2.3 calcul des connecteurs75

V.3 conclusion77

Chapitre VI : vérification de l'ossature

VI.1 introduction78

VI.2 justifications des poteaux78

VI.2.1 Efforts sollicitant78

VI.2.2 condition de résistance78

VI.2.2 condition de résistance78

VI.2.3 vérification a l'effort tranchant79

VI.2.4 Résistance au flambement79

VI.2.5 Détermination de coefficient de flambement χ80

VI.3 Vérifications des poutres80

VI.3.1 Poutre principale plus sollicité80

VI.3.2 efforts sollicitant80

VI.3.2 efforts sollicitant80

VI.3.2 efforts sollicitant80

VI.3.4 Vérification au déversement81

VI.4 Étude de contreventement.....82

VI.4.1 Introduction.....82

VI.4.2 Stabilités verticales.....82

VI.4.3 Contreventement en X (par croix de st André).....82

VI.4.4 Caractéristiques du profile UAP30083

VI.4.5 Vérification à la traction des diagonales84

VI.4.6 Vérification à la compression des diagonales	84
VI.5 Vérification à la compression des diagonales	86
Chapitre VII : calcul des assemblages	
VII.1 introduction	87
VII.2 rôle des assemblages	87
VII.3 fonctionnement des assemblages	87
VII.4 calcul des assemblages	87
VII.4.1 assemblage poutre – poutre (solive – poutre principale)	88
VII.4.2 assemblage poteau – poutre principale	91
VII.4.3 assemblage poteau – poteau (HEB 320 – HEB 320)	97
VII.4.4 assemblage des éléments de contreventements	101
VII.4.5 assemblage pied de poteau (HEB320 avec la fondation)	104
Chapitre VIII : étude des fondations	
VIII.1 introduction	111
VIII.2 dimensionnement de la semelle	112
VIII.3 calcul des longrines	118

Conclusion générale

Références bibliographique

Annexes

Liste des notations

G	:	Charges permanentes
P	:	Surcharges d'entretien
S	:	Neige
V, W	:	Vent
Q_x	:	Charge appliquée dans le plan \perp à l'âme
M_x	:	Moment fléchissant autour de l'axe xx causé par la charge Q _y
M_y	:	Moment fléchissant autour de l'axe yy causé par la charge Q _x
N	:	Effort normal
T	:	Effort tranchant
E	:	Module d'élasticité longitudinale
σ_e	:	Contrainte limitée d'élasticité
ν	:	Coefficient de Poisson
A	:	Aire de la section transversale I : Moment d'inertie de flexion
W	:	Module de résistance de la section p: Poids propre
I	:	Rayon de giration
t	:	Epaisseur
σ_n	:	Contrainte normale
τ	:	Contrainte de cisaillement
λ	:	Elancement
f	:	Flèche
R	:	La force résultante
F_w	:	Force horizontale correspondant à la résultante des forces agissant sur les parois De la construction et de la force composante horizontale appliquée à la toiture.
F_u	:	Force de soulèvement représentant la composante verticale des forces appliquées à la toiture.
Q_j	:	Pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface „J“
S_j	:	L'aire de l'élément de surface j.
F_j	:	Les forces de frottements éventuels
C_d	:	Coefficient dynamique de la construction

Liste des notations

- W(z_j)** : Pression nette de l'élément de surface „j” calculé à la hauteur relative de ce même élément.
- Q_{dyn}** : Pression dynamique du vent
- C_{pe}** : Coefficient de pression extérieur
- C_{pi}** : Coefficient de pression intérieur
- Q_{ref}** : Pression dynamique de référence pour construction permanente
- C_e** : Coefficient d'exposition au vent
- Z_J** : Distance vertical a partir du sol au centre de l'élément j verticalement
- C_r** : Coefficient de rugosité
- C_t** : Coefficient de topographie
- Z** : Hauteur considérée
- K_t** : Facteur de terrain
- C_{pe ;1}** : Coefficient de pression correspondant a 1m²
- C_{pe ;10}** : Coefficient de pression correspondant a 10m²
- S** : Surface charger de la paroi considérée

Liste des Figures

Figure I.1 : Éléments constructifs d'un plancher collaborant.....	3
Figure I.2 : Mur-rideau type Alucobon.....	4
Figure II.1 : La direction V1 et V2.....	8
Figure II.2 : Répartition des pressions dynamiques.....	10
Figure II. 3 : Zone de pression pour les parois verticales.....	11
Figure II. 4 : répartitions de Cpe10 sur façade principale.....	11
Figure II. 5 : vent sur la terrasse avec acrotère.....	12
Figure II. 6 : répartition de Cpe10 sur la terrasse avec acrotère.....	13
Figure II.7 : pression exercée sur les zones E,F,G,H,D.....	15
Figure II.8 : action d'ensemble(V1).....	18
Figure II.9 : excentricité de la force globale sens V ₁	18
Figure II.10 : zone de pression pour les parois verticales.....	19
Figure II. 11 : répartition de Cpe10 sur façade principale.....	20
Figure II.12 Légende pour la terrasse.....	20
Figure II.13 : répartition de cpe 10 sur la terrasse.....	21
Figure II.14 : pression statique sur D,E,F,G,H,I.....	23
Figure II.15 : action d'ensemble (V2).....	25
Figure II.16 : L'excentricité de la force globale horizontale Fw	26
Figure III.1 : lois types de comportement moment –rotation.....	28
Figure III. 4.1 : L'effort N revenant sur le poteau le plus sollicité	32
Figure III.5.1 : escalier métallique.....	36
Figure III.5.2 : escalier avec des marches en bois.....	38
Figure III.5.3 : cornière L×40×40×4.....	39
Figure III.5.4 : charges reprennent par le volée et le palier.....	40
Figure III.5.5 : coupe verticale d'escalier métallique.....	42
Figure (III.6.1) : schéma statique de l'acrotère.....	43
Figure (III.6.2) : Section de calcul d'acrotère.....	44
Figure III.6.3 : ferrailage de l'acrotère.....	47
Figure (IV.1) : Philippine-magnitude de 6,8-06 février 2012.....	48
Figure (IV.2) : Indonésie-magnitude 8,7-11 avril 2012.....	49
Figure IV.3 : séisme en Indonésie le 28 juin 2018	49
Figure (IV.4) : caractéristique de séisme.....	50
Figure (IV.5) : Model des plaques tectoniques.....	50
Figure (IV.6) : type des failles.....	51
Figure (IV.7) : Boumerdès-magnitude 6.8- 21 mai 2003.....	52
Figure IV. 8.: comparaison entre les forces sismiques et celles due au vent.....	59
Figure IV.9 : Modèle en 3D	61
Figure IV.10 : disposition contreventement.....	62
Figure IV.11: 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques Niveaux terrasse X-X (résultats de Robot 2015).....	63
Figure IV.12: 2 ^{eme} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques Niveaux terrasse Y-Y (résultats de Robot 2015).....	63

Liste des Figures & des Tableaux

Figure IV.13: 3 ^{eme} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques Niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2015).....	64
Figure V.1 : largeur de la dalle collaborant.....	69
Figure V.2 : schéma statique de la solive à la phase de construction.....	70
Figure V.3 : schéma statique de solive à la phase finale.....	72
Figure V.4 ; largeur effective de la dalle.....	73
Figure V.5 : goujons à tête soudée en présence d'une dalle mixte.....	75
Figure V.6 : Disposition des connecteurs	76
Figure VII.4.1 : la section UAP 300 et 2UAP 300.....	83
Figure VI.4.2 : vue de palée de stabilité dans le sens longitudinale.....	83
Figure VI.4.3.: Vue de palée de stabilité dans le sens transversal.....	84
Figure VII.1 : Assemblage solive-poutre principale.....	88
Figure VII.2 : Disposition des boulons.....	89
Figure VII.3 : assemblage poteau- poutre (HEB320 -IPE330).....	91
Figure VII.4: disposition des boulons.....	92
Figure VII.5: assemblage poteau –poteau (HEB320-HEB320).....	97
Figure VI.6: disposition des boulons sur couvre joint extérieure et intérieure.....	98
Figure VII.7: disposition des boulons sur couvre d'âme.....	99
Figure VII 8 : assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.....	101
Figure VII.9: Attache diagonale –poteau.....	102
Figure VII.10: pied de poteau encastré.....	104
Figure VII.11 : abaque 1 (duea R . Delesques).....	107
Figure VIII.1: le domaine de fondation.....	111
Figure VIII.2 : Diagramme des moments fléchissant.....	114
Figure VIII.3 : Diagramme des efforts tranchants	115
Figure VIII.4 : schéma de ferrailage de la semelle filante	117
Figure VIII.5 : ferrailage de longrine.....	119

Liste des Figures & des Tableaux

Liste des Tableaux

Tableau I.1: Caractéristiques des boulons.....	4
Tableau II.1 : coefficients dynamique c_d	9
Tableau II.2 : valeurs de la pression dynamique pour les différents niveaux et toiture.....	10
Tableau II. 3 : $C_{pe,10}$ pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire.....	11
Tableau II. 4 : C_{pe10} pour la terrasse avec acrotère.....	13
Tableau II. 5 : pression statique RDC.....	14
Tableau II. 6 : pressions statique 1 ^{er} étage.....	14
Tableau II. 7 : pression statique 2 ^{ème} étage.....	14
Tableau II. 8 : pression statique 3 ^{ème} étage.....	14
Tableau II. 9 : pression statique 4 ^{ème} étage.....	15
Tableau II.10 : pression statique 5 ^{ème} étage.....	15
Tableau II. 11 : pression statique sur terrasse.....	15
Tableau II.12 : la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j	17
Tableau II.13 : force résultante dans chaque niveau.....	17
Tableau II.14 : $C_{pe,10}$ pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire.....	19
Tableau II. 15 : C_{pe10} pour la terrasse.....	21
Tableau II.16 : Valeur de la pression statique dans la direction V_2	21
Tableau II.17 : Valeur de la pression statique dans la direction V_2	22
Tableau II. 18 : Valeur de la pression statique dans la direction V_2	22
Tableau II. 19 : Valeur de la pression statique dans la direction V_2	22
Tableau II. 20 ; Valeur de la pression statique dans la direction V_2	22
Tableau II.21 : Valeur de la pression statique dans la direction V_2	23
Tableau II. 22 : Valeur de la pression statique dans la direction V_2	23
Tableau II.23 : valeurs des forces de frottements.....	24
Tableau II. 24 : valeurs des actions d'ensemble.....	25
Tableau III.1 : valeurs limites recommandées pour les flèches vertical.....	29
Tableau III.4.3.1 : récapitulatifs des sections adoptées.....	35
Tableau IV.1 : pénalités de vérification.....	57
Tableau IV.2 : résumé des résultats.....	58
Tableau IV.3: la répartition de l'effort sismique longitudinal selon la hauteur.....	59
Tableau IV.4 : Les déplacements relatifs.....	65
Tableau IV.5 : déplacement relatif d'une étage par rapport a l'étage qui lui adjacent.....	66
Tableau. IV.6: vérification d'effort $P-\Delta$ selon EX	67
Tableau. IV.7: vérification d'effort $P-\Delta$ selon EY	67
Tableau IV : 8 : profilés adopté pour la structure selon l'exigence de calcule dynamique.....	68
Tableau VI.1 : l'épaisseur du gousset au fonction de l'effort appliqué.....	101
Tableau VIII.1 : sollicitations dans la SF.....	112
Tableau VIII.2 : ferrailage de la poutre de rigidité.....	115
Tableau VIII.3 : ferrailage de la semelle filante.....	117

La construction des ouvrages, par les différentes méthodes et matériaux connues, a subi un énorme développement et une grande progression, en passant par des petites maisons rudimentaires aux grands palais et ouvrages d'art. Cette progression est la conséquence de plusieurs facteurs, en particulier les nouvelles méthodes des études et des conceptions, et l'utilisation des logiciels de calcul pour avoir une meilleure optimisation.

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

Parmi les différents modes de construction la construction métallique, qui a vécu un développement important sur tous dans le domaine industriel et public ; ceci revient aux conditions de confort et de sécurité qui nous offre de plus ce mode de construction.

Dans le cadre de notre formation en génie civil à l'université Akli Mohand oulhadj, un projet fin d'études doit être réalisé. Pour notre cas ont opté pour l'étude d'un bâtiment R+5 en construction métallique à usages administratifs qui s'inscrit de manière logique et naturelle dans notre parcours d'étude et vient concrétiser et finaliser notre formation.

Un travail de conception doit être fait, à partir des plans d'architecte, l'étude est réalisée avec les normes RNV A99, RPA99/versions 2003, CCM97 et les Eurocodes, pour l'ensemble du projet, pour la vérification de la stabilité de la construction se fait avec l'aide du logiciel robot.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage



I PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction

La construction métallique est une branche, qui répond aux besoins actuels, dans le domaine de la construction, elle comporte plusieurs axes à noter : la charpente métallique (ponts , bâtiments , tours....) , la chaudronnerie (réservoirs , cuves , échangeurs , récipients) La modernisation demande la construction rapide et solide des édifices, c'est pour quoi on a recours à l'utilisation du métal, qui présente une robustesse élevée et un domaine élastique permettant aux structures de mieux s'adapter aux actions extérieures, de plus on a la possibilité de récupérer la matière dans le cas de destruction prévue.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Ce projet consiste à une étude d'un bâtiment à usage administratifs (R+5), implantée à la wilaya de brouira.

- Hypothèses climatique : **zone A** pour la neige.
- **Zone I** pour le vent (selon le RNV99).
- Zone sismique : **zone IIa** (moyenne sismicité selon le RPA99V2003).
- Contrainte admissible : **2.5 bar**.

I.2.1 Dimension de l'ouvrage

Données concernant le site:

- Longueur total du bâtiment : 19,5 m
- Largeur total du bâtiment : 8,00 m
- Hauteur total du bâtiment : 18,00 m
- Hauteur de chaque niveau : 3,00 m
- Hauteur de l'acrotère : 0,80 m

I.2.3 Règlements utilisés :

L'étude de ce projet est basée sur les règlements suivants :

- CM 97 et Eurocode 3 ; règles de calcul des constructions en acier, pour le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure.
- RPA 99 / version 2003, règles parasismiques algériennes pour l'étude sismique.
- Neige et vent algérien.
- DTR C 2.2 : document technique (charge permanent et d'exploitation)

I.2.4 Composition de l'ouvrage

- **Ossature** : partie d'une structure, comprenant un ensemble d'éléments structuraux directement assemblés et dimensionnés pour agir ensemble à fin de résister aux charges.

La structure est constituée des poteaux en HEB, poutres en IPE et un système de contreventement avec un remplissage léger en verre.

• **Planche** : Concernant les planchers courants, on va choisir des planchers mixtes à dalle collaborant. Sa composition est illustrée sur la figure (I.1)

- ✓ Dalle de compression en béton armé d'épaisseur : $e=8$ cm.
- ✓ Une tôle nervurée de type TN40.
- ✓ Poutres secondaires (solives).
- ✓ Connexion (goujons).

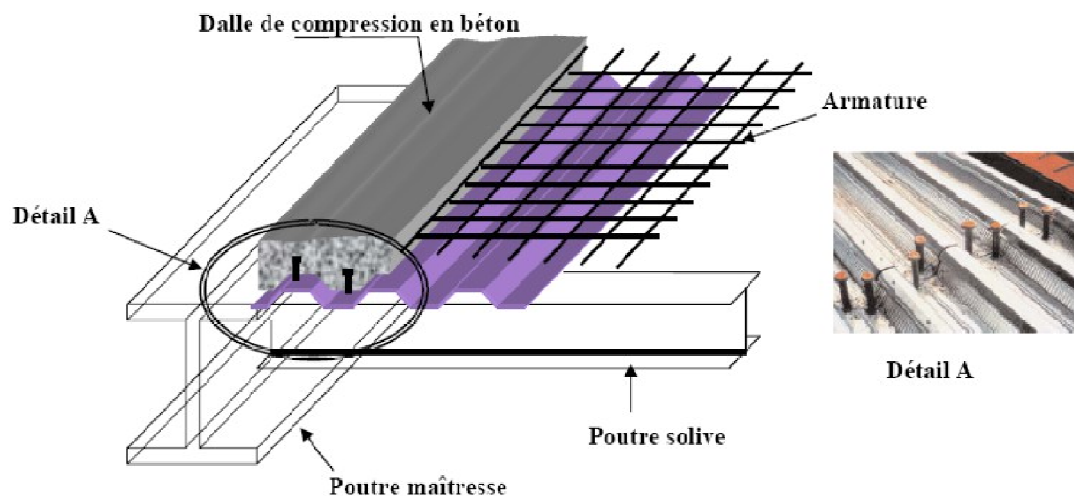


Figure I.1 : Éléments constructifs d'un plancher collaborant

• **Escalier** : Nous avons un seul type d'escalier métallique avec des marches en bois (escalier droit constitué d'un palier de repos et de deux volées).

• **Acrotère** : la terrasse est entourée par un acrotère en béton armé d'une hauteur de 80,00 cm et une épaisseur de 15,00 cm.

• **Enveloppe extérieure** : L'enveloppe extérieure sera en Mur-rideau type Alucobon et mur en verre double parois, ces murs rideaux seront étanches à l'air et résistant aux intempéries. Ils comportent une structure en aluminium connecté à la structure.

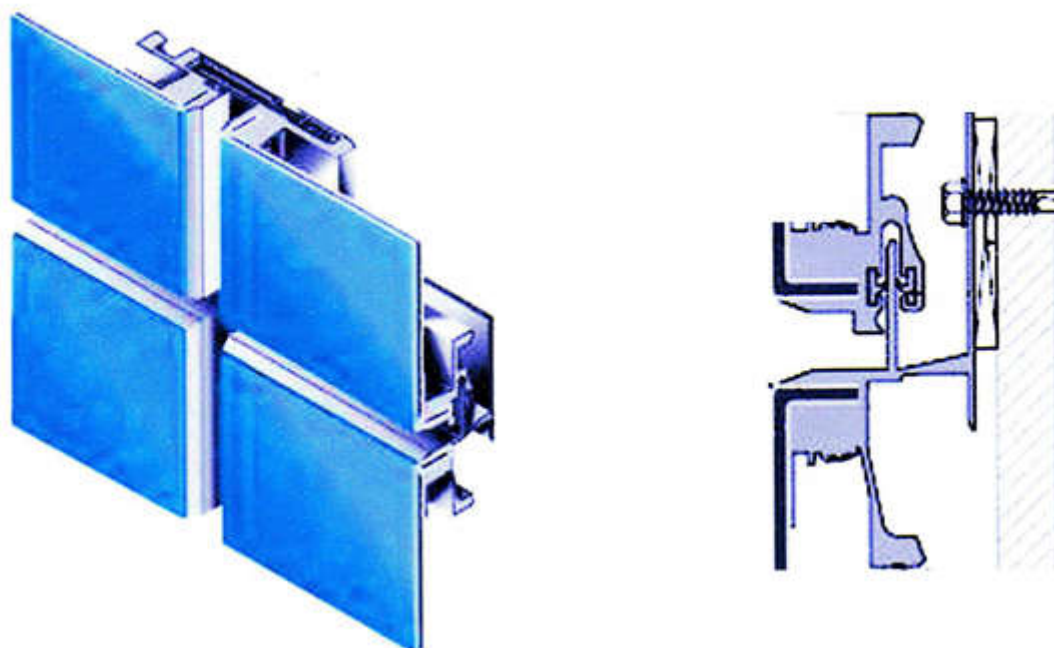


Figure I.2 : Mur-rideau type Alucobon

I.2.5 Assemblage

Les assemblages des éléments de la structure étudié sont réalisé par des assemblages boulonnés et soudés.

- **Assemblage boulonné :**

Les assemblages boulonnés servent à réunir ensemble deux ou plusieurs pièces en assurant la bonne transmission des efforts. Sans entrer dans les calculs de vérification de la résistance des assemblages, le respect de quelques règles simples et le choix de bonnes dispositions constructives donneront des résultats satisfaisants.

Les valeurs nominales de la limite d'élasticité F_{yb} et de résistance ultime à la traction F_{ub} pour les boulons sont illustrés sur le tableau (1).

classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N / mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub} (N / mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau I.1: Caractéristiques des boulons

- **Assemblage soudé :** Le soudage est une technique d'assemblage permettant d'assurer la continuité métallique entre les pièces soudées.

I.3. Matériaux utilisés

I.3.1. Aciers de construction pour les éléments de structure

Pour la réalisation de notre structure on utilise des aciers de construction laminés à chaud.

La nuance d'aciers utilisés est la E 24 de caractéristiques :

- Résistance limitée d'élasticité : $G_e = 24 \text{ dan / mm}^2$
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2,1 \times 10^4 \text{ dan / mm}^2$
- Module de cisaillement : $G = 8,1 \times 10^3 \text{ dan / mm}^2$
- Poids Volumique : $\rho = 78750 \text{ dan / mm}^3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$

I.3.1.Béton

Pour la réalisation des fondations et des planchers, on a utilisé un béton CPJ dosé à 350 kg / m^3 dont les caractéristiques sont :

- Poids Volumique : $\rho = 2500 \text{ dan / m}^3$
- Résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 2,5 \text{ dan / mm}^2$
- Résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,21 \text{ dan / mm}^2$
- Module d'élasticité : $E = 1400 \text{ dan / mm}^2$

I.3.2 Aciers de ferrailage

Pour ferrailer les planchers on a utilisé des treillis soudés de type **HA** et de nuance **TSHA** dont les caractéristiques sont :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2,1 \times 10^4 \text{ dan / mm}^2$
- Contrainte limite d'élasticité : $f_e = 40 \text{ dan / mm}^2$
- Pour le ferrailage des fondations on a utilisé des barres **HA type1** de nuance $F_e E 400$ dont la contrainte limite d'élasticité est $F_e = 40 \text{ dan / mm}^2$.

I.3.3 Le chêne (bois)

On a choisira le bois (chêne vernis) comme des marches d'escalier, il est presque inutile de parler du chêne , tant il est connu et reconnu. Ce bois considéré comme le roi de tous les bois , très dur , il résiste magistralement au passage du temps(une matière durable et résistante) . Sa teinte marronne, très spécifique, a même fini par son nom : couleur chêne.

Chapitre II

Charges et surcharges

II CHARGES ET SURCHARGES

II.1 Introduction

Dans ce chapitre on déterminera les différentes charges que devra supporter la structure, ces charges varient selon l'utilisation de l'ouvrage, sa position géographique et les matériaux utilisés.

II.2 Evaluation des charges et surcharge

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les différentes charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes
- Les surcharges variables

II.2.1 Les charges permanentes

a) Plancher terrasse (inaccessible) :

Gravillon de protection (ép.=3cm) 0,03*2000.....	60 kg/m ²
Forme de pente (ép _{moy} =10cm) 0,1*2200.....	220 kg/m ²
Isolation thermique liège (4cm) 0,04*25.....	1 kg/m ²
Étanchéité multicouche (ép.=2cm) 0,02*600.....	12 kg /m ²
Faux plafond en plâtre.....	10 kg /m ²
TN40 (Tôle d'acier Nervurée)	10 kg /m ²
Plancher collaborant (ép _{moy} = 08cm)+solive.....	230 kg /m ²
	G_{pt}=543 kg /m²

b) Acrotère

Surface	0.06125 m ²
Béton	25 kg/m
	G_{acr}=153.12 kg/ml

c) Plancher courant

Cloison de séparation (ép.=10cm).....	75 kg/m ²
Carrelage (ép.=2cm) 0,02*2000	40 kg/m ²
Lit de sable (ép. =2cm) 0,02*1800.....	36 kg/m ²
Mortier de pose (ép.=2cm) 0,02*2000.....	40 kg/m ²
Faux plafond en plâtre.....	10 kg /m ²
Plancher collaborant (ép _{moy} = 08cm) +solive	230 kg /m ²
TN40 (Tôle d'acier Nervurée).....	10 kg /m ²
	G_{pc}=441 kg/m²

e) Façade

mur – rideaux..... 40 kg / m².

II.3 Actions climatiques :**II.3.1 Action de la neige :**

L'accumulation de la neige sur la toiture de la structure produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV99 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre projet se trouve à une altitude de 547 m par rapport au niveau de la mer.

La charge de la neige est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k \quad (\text{II.1}) (\S 3.1.1) \text{ RNV } 99$$

- S_k (en kN/m²) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

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

La valeur de S_k est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H par rapport au niveau de la mer du site considéré:

$$S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100} \quad (\S 4.2. \text{ RNV99})$$

$$S_k = \frac{0.07 \times 550 + 15}{100}$$

$$S_k = 0.535 \text{ kN/m}^2$$

-Coefficients de forme de la toiture μ :

Pour notre bâtiment l'inclinaison de la toiture est $\alpha=0^\circ$. selon le tableau 6.1 (RNV)

$$\text{On a : } 0 \leq \alpha \leq 30^\circ \Rightarrow \mu = 0,8$$

$$\text{Donc : } S = 0,8 \times 0.535 = 0.428 \text{ KN/m}^2$$

$$S \cong 0.428 \text{ daN/m}^2 = 42.8 \text{ kg/m}^2.$$

II.3.2. Action du vent**a. Le but de l'étude :**

Le but de cette étude est calculer les actions du vent sur notre construction et ses différentes parties.

b.Principe de calcul

Les actions du vent appliquées aux parois dépendant de :

-La direction.

-L'intensité.

- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures contiennent dans la structure.

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions principales du vent, qui sont perpendiculaires aux parois de la construction (figure 1).

La direction « V1 » du vent : perpendiculaire à la façade principale.

La direction « V2 » du vent : parallèle à la façade principale.

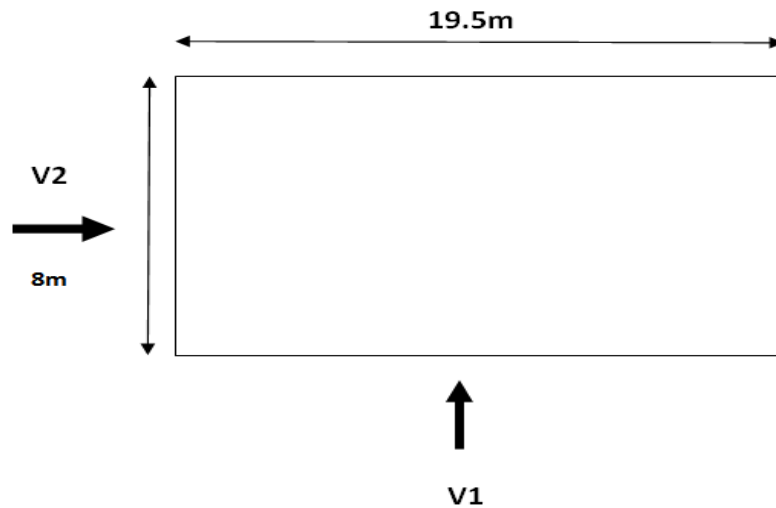


Figure II.1: La direction V1 et V2

➤ **Données relatives au site :**

Selon le règlement RNV99 la wilaya de BOUIRA est classée comme suit :

- Catégorie de la construction : I (ch 2 § 1.1.3) RNV 99
- Site plat : $C_t = 1$ (Tableau 2.5) RNV 99
- Zone du vent I (ANNEXE 1) RNV 99
- $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$ (Tableau 2.3) RNV 99

Catégorie du terrain IV

$K_T = 0,24$: facteur de terrain

$Z_0 = 1 \text{ m}$: paramètre de rugosité

$Z_{min} = 16 \text{ m}$: hauteur minimale

$\xi = 0.46$: coefficient pour le calcul de C_d

(Tableau 2.4) RNV 99

II.4 Coefficient de calcul

II. 4.1 Détermination du coefficient dynamique C_d (ch. 03 § 2.1.2) RNV 99

C_d est donné en fonction des dimensions de la structure :

- b (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- h (en m) qui désigne la hauteur totale de la construction.

La structure de bâtiment étant métallique on utilise la fig. 3.2 de DTRNV99

Les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

La direction de vent	Les dimension (m)	C _d
V ₁	b = 19.5 h = 18	0.94
V ₂	b = 8 h = 18	0.95

Tableau II.1 : coefficients dynamique **C_d**

NB : $C_d < 1.2 \implies$ la structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

II.4.2 détermination de la pression dynamique q_{dyn}

La pression dynamique $q_{dyn}(z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{ref} \times C_e(z_j)$$

Avec :

q_{ref} (N/m^2): pression dynamique de référence.

Z_j : hauteur total (toiture).

C_e : coefficient d'exposition au vent.

II.4.3 Détermination du coefficient d'exposition C_e : (ch 02, § 3.3.2) RNV 99

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques le coefficient d'exposition est donné par la formule ci-dessous :

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

$C_t(z)$: Coefficient de topographie.

$C_r(z)$: Coefficient de rugosité.

K_T : Facteur de terrain.

• Coefficient de rugosité C_r : (ch 02, § 4.2) RNV 99

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{pour} \quad Z_{\min} < Z < 200 \text{ m}$$

$$C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \quad \text{pour} \quad Z < Z_{\min}$$

résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

pour v_1

Niv	Z(m)	C_r	C_e	qdyn (N/m ²)
R.D.C	1.5	0.665	1.559	584.625
1 ^{er} étage	4.5	0.665	1.559	584.625
2 ^{ème} étage	7.5	0.665	1.559	584.625
3 ^{ème} étage	10.5	0.665	1.559	584.625
4 ^{ème} étage	13.5	0.665	1.559	584.625
5 ^{ème} étage	16.5	0.673	1.647	617.625

Tableau II.2 : valeurs de la pression dynamique pour les différents niveaux et toiture.

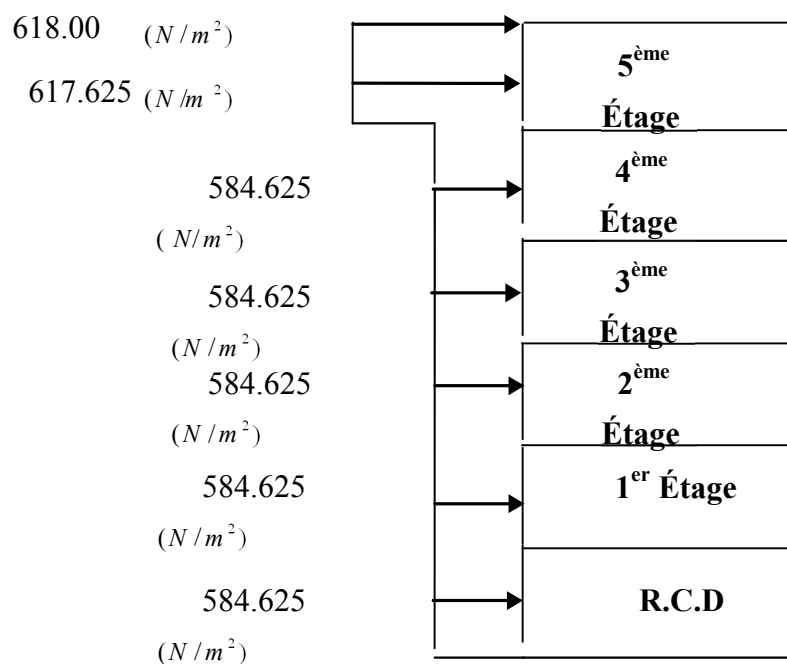


Figure II.2 : Répartition des pressions dynamiques

II.5. Coefficient de pression extérieure (C_{pe})

II.5.1 Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V₁)

Les différentes zones de pressions et les valeurs des coefficients C_{pe} pour chaque direction du vent considéré à partir du paragraphe 1.1.2, figure 5.1 et le tableau 5.1, chapitre 5 du RNV99.

• Parois verticales

Pour cette direction du vent on a : b = 19.50 m , d = 8.00 m h=18.0m e = min [b, 2h]

e = 19.50 m.

On a : e > d = 8,00 m (largeur du bâtiment).

$$e = \frac{19,5}{5} = 3.9 \text{ m}$$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à cette zone sont données sur la figure ci-dessous :

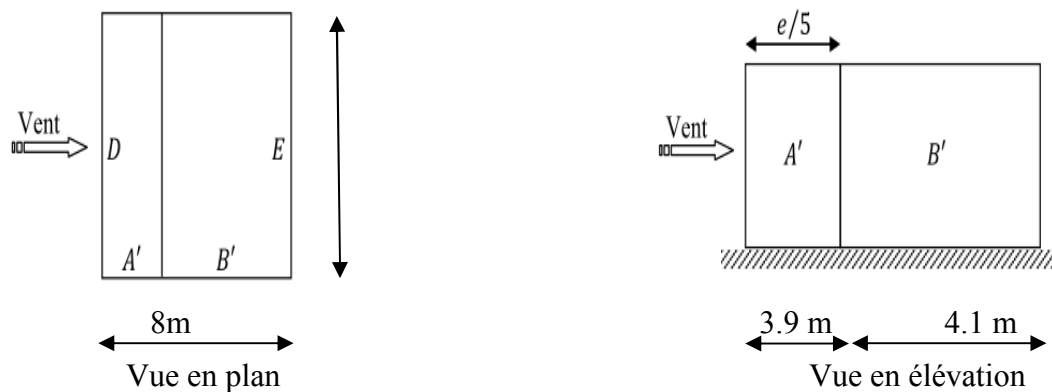


Figure II. 3 : Zone de pression pour les parois verticales

Pour le calcul de C_{pe}, on se réfère au RNVA [Chap 5 Paragraphe 1.1.1.2 et Tab 5.1]

Zone	A'	B'	D	E
C _{pe} = C _{pe, 10}	-1,0	- 0,8	+ 0,8	- 0,3

Tableau II. 3 : C_{pe,10} pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire.

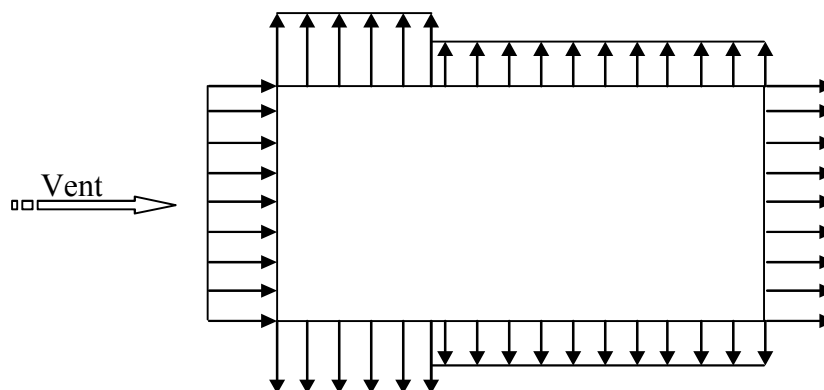


Figure II. 4 : répartitions de C_{pe10} sur façade principale.

• Terrasse avec acrotère

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°.

Selon RNVA [Chap 5 Paragraphe 1.1.3] les différentes zones de pression *F, G, H* et *I* sont représentées sur la figure ci-dessous

$h_p = 0,8$ m (hauteur de l'acrotère)

$h = 18$ m (hauteur du bâtiment)

$b = 19,5$ m (longueur total du bâtiment)

$d = 8$ m (largeur du bâtiment)

$e = \min [b ; 2h] ; e = 19.5$ m.

NB : Pas de zone I dans la terrasse car :

$$e = \frac{19.5}{10} = 1.95 \text{ m} \longrightarrow \text{Zone F}$$

$$\frac{e}{2} - \frac{e}{10} = \frac{19.5}{2} - \frac{19.5}{10} = 7.8 < 8 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{zone F} = 1.95 \text{ m} \\ \text{zone H} = 6.05 \text{ m} \\ \text{zone I} = 0 \text{ m} \end{array} \right.$$

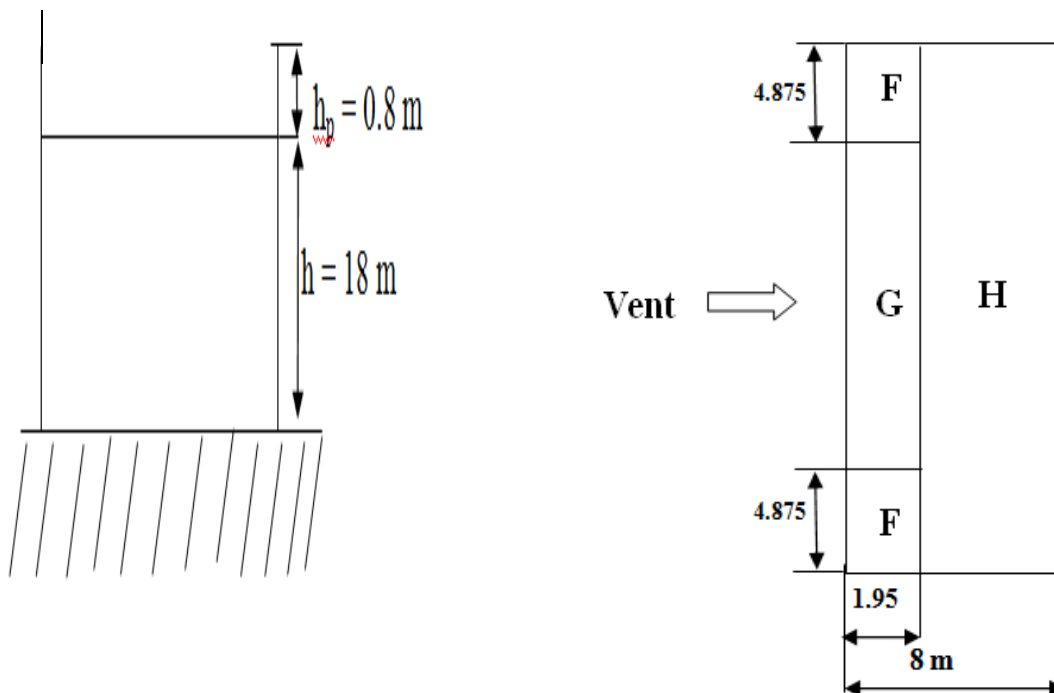


Figure II. 5 : vent sur la terrasse avec acrotère.

Selon RNVA [Chap 5 Tab 5.2] on a :

Dans notre cas : $\frac{hp}{h} = \frac{0.8}{18} = 0.044$

Par interpolation linéaire entre les valeurs 0,025 et 0,05 on trouve :

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \cdot (x - x_0)$$

Les valeurs des coefficients de pression extérieure C_{pe10} , sont données dans le tableau suivant

	F	G	H
	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
Terrasse avec acrotère	- 1.448	- 0.948	- 0.7

Tableau II. 4 : C_{pe10} pour la terrasse avec acrotère.

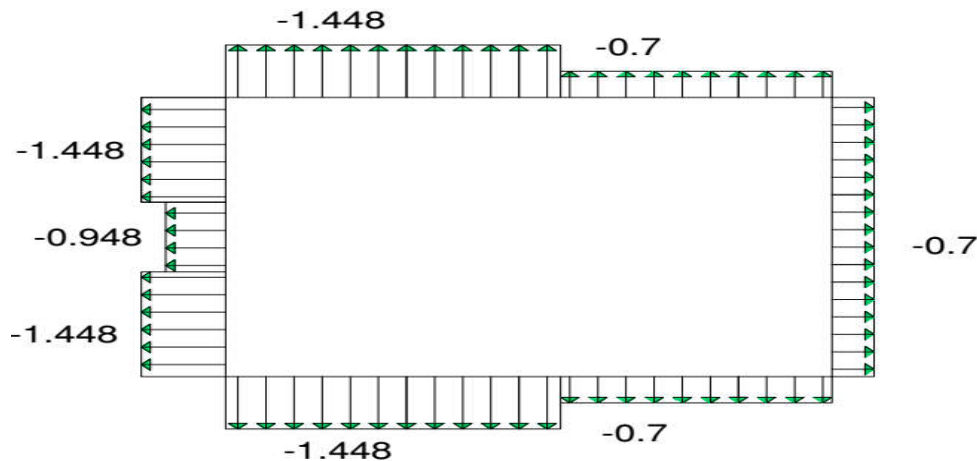


Figure II. 6 :répartition de C_{pe10} sur la terrasse avec acrotère.

II.6. Coefficient de pression intérieure (C_{pi})

D’après le paragraphe (§ 2.2.2 ; chap5 ; RNV99), les valeurs suivantes doivent être utilisées : (bâtiment avec cloisons intérieures) $C_{pi} = 0,8$ et $C_{pi} = -0,5$.

II.6.1.Calcul de la pression statique

Puisque notre structure est à usage d’habitation on va la considérer comme structure fermée.

Les valeurs des pressions sont données par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N / m^2] \text{ (Formule 2.1 RNV99)}$$

Parois verticales

- ✓ Pour $C_{pi} = 0,8$
- ✓ Pour $C_{pi} = -0,5$

RDC

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi.1}$	$C_{pi.2}$	$q_{j.1}$	$q_{j.2}$
A'	0,94	584,625	-1	-0,5	+0,8	-274,773	-989,185
B'	0,94	584,625	-0,8	-0,5	+0,8	-164,864	-879,276
D	0,94	584,625	+0,8	-0,5	+0,8	714,411	0
E	0,94	584,625	-0,3	-0,5	+0,8	109,909	-604,502

Tableau II. 5 :pression statique RDC

Premier étage

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi.1}$	$C_{pi.2}$	$q_{j.1}$	$q_{j.2}$
A'	0,94	584,625	-1	-0,5	+0,8	- 274,773	-989,185
B'	0,94	584,625	-0,8	-0,5	+0,8	- 164,864	-879,276
D	0,94	584,625	+0,8	-0,5	+0,8	714,411	0
E	0,94	584,625	-0,3	-0,5	+0,8	109,909	-604,502

Tableau II. 6 :pressions statique 1^{er} étage

Deuxième étage

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi.1}$	$C_{pi.2}$	$q_{j.1}$	$q_{j.2}$
A'	0,94	584,625	-1	-0,5	+0,8	-274,773	-989,185
B'	0,94	584,625	-0,8	-0,5	+0,8	-164,864	-879,276
D	0,94	584,625	+0,8	-0,5	+0,8	714,411	0
E	0,94	584,625	-0,3	-0,5	+0,8	109,909	-604,502

Tableau II. 7 :pression statique 2^{ème} étage

Troisième étage

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi.1}$	$C_{pi.2}$	$q_{j.1}$	$q_{j.2}$
A'	0,94	584,625	-1	-0,5	+0,8	- 274,773	-989,185
B'	0,94	584,625	-0,8	-0,5	+0,8	- 164,864	-879,276
D	0,94	584,625	+0,8	-0,5	+0,8	714,411	0
E	0,94	584,625	-0,3	-0,5	+0,8	109,909	-604,502

Tableau II. 8 :pression statique 3^{ème} étage

Quatrième étage

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi.1}$	$C_{pi.2}$	$q_{j.1}$	$q_{j.2}$
A'	0,94	584,625	-1	-0,5	+0,8	- 274,773	-989,185
B'	0,94	584,625	-0,8	-0,5	+0,8	- 164,864	-879,276
D	0,94	584,625	+0,8	-0,5	+0,8	714,411	0
E	0,94	584,625	-0,3	-0,5	+0,8	109,909	-604,502

Tableau II. 9 :pression statique 4ème étage

Cinquième étage

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi.1}$	$C_{pi.2}$	$q_{j.1}$	$q_{j.2}$
A'	0,94	617,625	-1	-0,5	+0,8	- 290,108	- 1045,022
B'	0,94	617,625	-0,8	-0,5	+0,8	- 174,170	-928,908
D	0,94	617,625	+0,8	-0,5	+0,8	754,737	0
E	0,94	617,625	-0,3	-0,5	+0,8	116,114	-638,624

Tableau II.10 :pression statique 5eme étage

Terrasse avec acrotère

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi.1}$	$C_{pi.2}$	$q_{j.1}$	$q_{j.2}$
F	0,94	618,00	-1,448	-0,5	+0,8	- 550,712	- 1305,908
G	0,94	618,00	-0,948	-0,5	+0,8	- 260,252	- 1015,448
H	0,94	618,00	-0,7	-0,5	+0,8	- 116,184	-871,38

Tableau II. 11 :pression statique sur terrasse

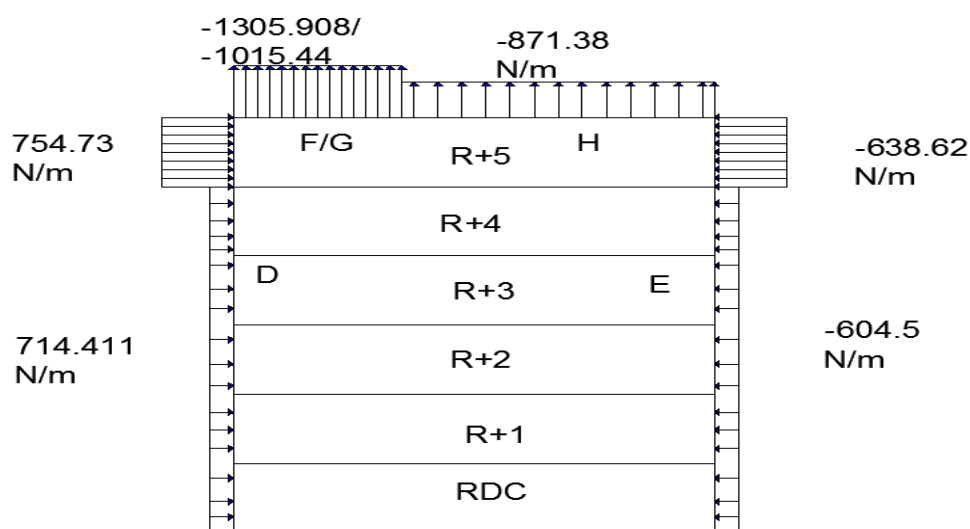


Figure II.7 : pression exercée sur les zones E,F,G,H,D

II.7.la force de frottement

selon le paragraphe 1.4.2 du chapitre 2 du RNV99 :les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport

$$\frac{d}{b} \geq 3$$

$$\frac{d}{h} \geq 3$$

Vérifiant les conditions de considération de la force de frottement.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{h} = \frac{8}{18} = 0.44 \leq 3 \quad \rightarrow \text{non vérifiée} \\ \frac{d}{b} = \frac{8}{19.5} = 0.41 \leq 3 \quad \rightarrow \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions sont non vérifier alors on ne tiendra pas compte des forces de frottement.

II.8.Force résultante

Selon le paragraphe 2.1.1 de chapitre 2 du RNV99 , la force résultante R se décompose en deux forces :

- une force horizontale F_w qui correspondant a la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées a la toiture .
- une force verticale F_u qui est la composent verticale des forces applique a la toiture la force de résultante R est donnée par :

$$\mathbf{R} = \sum (\mathbf{q}_j \times \mathbf{S}_j) + \sum \mathbf{F}_{frj}$$

q_j : la pression de vent qui s'exerce sur un élément de surface j

S_j : l'aire de l élément de surface j

F_{frj} : la force de frottement éventuelle

ZONE	Niveau	Si (m ²)	q _j (N/m ²)	q _j × s _j (N)
D	RDC	58.5	714.41	41793.04
	1 ^{ere} étage	58.5	714.41	41793.04
	2 ^{eme} étage	58.5	714.41	41793.04
	3 ^{eme} étage	58.5	714.41	41793.04
	4 ^{eme} étage	58.5	714.41	41793.04
	5 ^{eme} étage	58.5	754.737	44152.115
E	RDC	58.5	-604.502	-35363.367
	1 ^{ere} étage	58.5	-604.502	-35363.367
	2 ^{eme} étage	58.5	-604.502	-
	3 ^{eme} étage	58.5	-604.502	-
	4 ^{eme} étage	58.5	-604.502	-
	5 ^{eme} étage	58.5	-638.624	-37359.5
F	Toiture	19.01	-1305.908	-24827.92
G	Toiture	19.01	-1015.448	-19305.7
H	Toiture	117.975	-871.38	-
				102801.05

Tableau II.12 : la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j

Niveau	RDC	1 ^{ere} étage	2 ^{eme} étage	3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	toiture
∑q _j .s _i (N)	6429.68	6429.68	6429.68	6429.68	6429.68	6792.68	-
∑F _{rj}	0	0	0	0	0	0	0
F _w	6429.68	6429.68	6429.68	6429.68	6429.68	6792.62	0
F _u	0	0	0	0	0	0	-
							146934.68

Tableau II.13 : force résultante dans chaque niveau

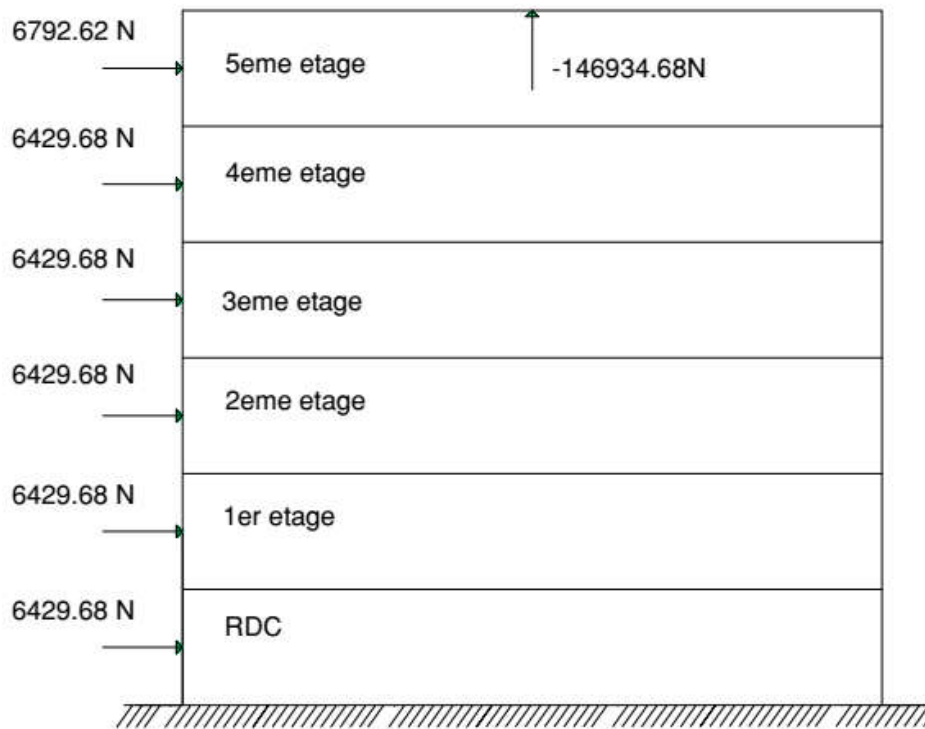


Figure II.8 : action d'ensemble (V1)

II.11.Excentricité de la force globale horizontal F_w

Excentricité de la force globale doit être prise égale $e = \pm b/10$

On trouve alors :

$$e = \pm \frac{19.5}{10} = \pm 1.95m$$

$$b/2 = 9.75 m$$

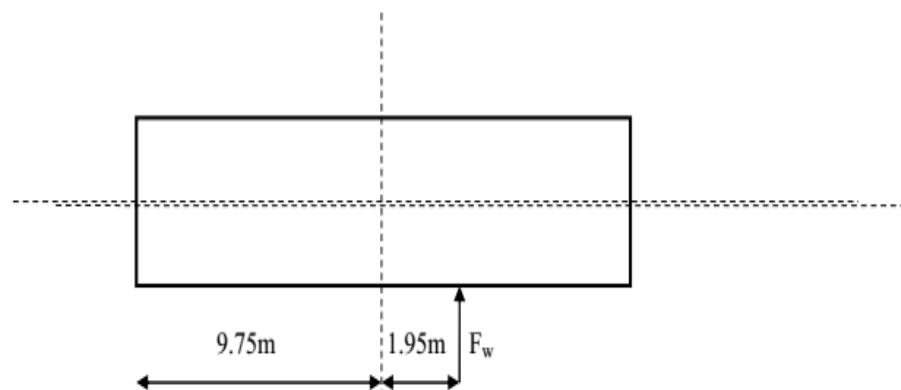


Figure II.9 : excentricité de la force globale sens V_1

II.12. Vent parallèle a la façade principale (sens v_2)

- **Parois vertical :**

Pour cette direction du vent on a : $b = 8 m$, $d = 19.5 m$ $h = 18.0m$

$$e = \min [b, 2h]$$

$e = 8 \text{ m}$.

On a : $e < d = 19.5 \text{ m}$ (largeur du bâtiment).

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à cette zone sont données sur la figure ci-dessous :

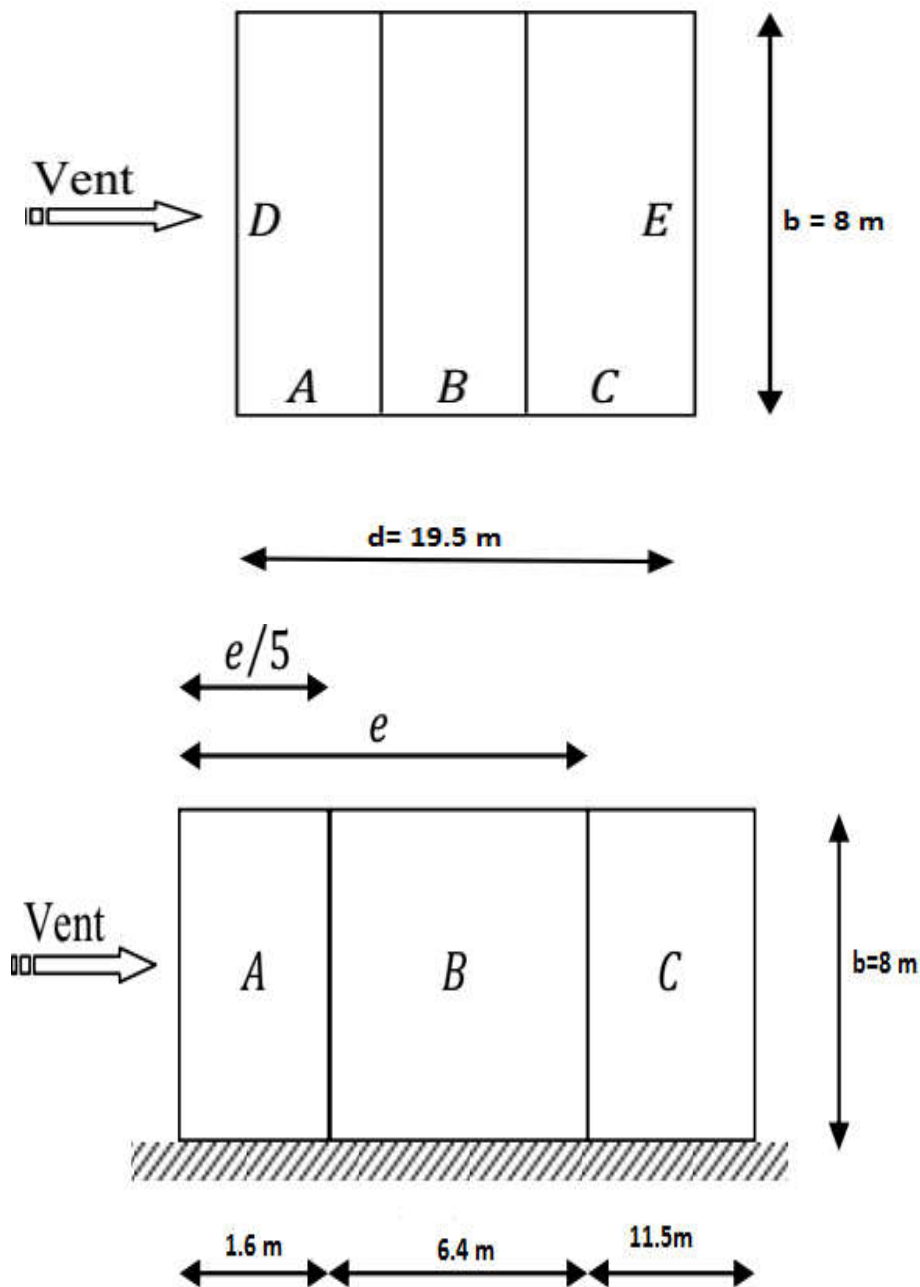


Figure II.10 : zone de pression pour les parois verticales

➤ Coefficient de pression extérieure (C_{pe})

Pour le calcul de C_{pe} , on se réfère au RNVA [Chap 5 Paragraphe 1.1.1.2]

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

Tableau II.14 : $C_{pe,10}$ pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire

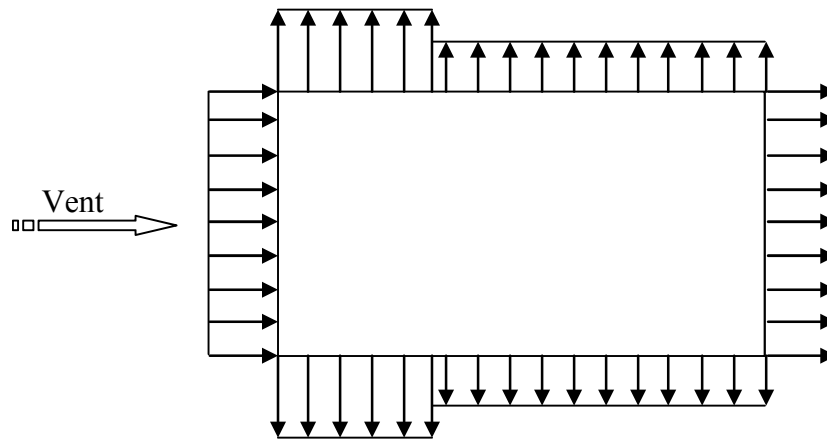


Figure II. 11 : répartition de Cpe10 sur façade principale

• Terrasse avec acrotère

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°.

Selon RNVA [Chap 5 Paragraphe 1.1.3] les différentes zones de pression *F, G, H* et *I* sont représentées sur la figure ci-dessous

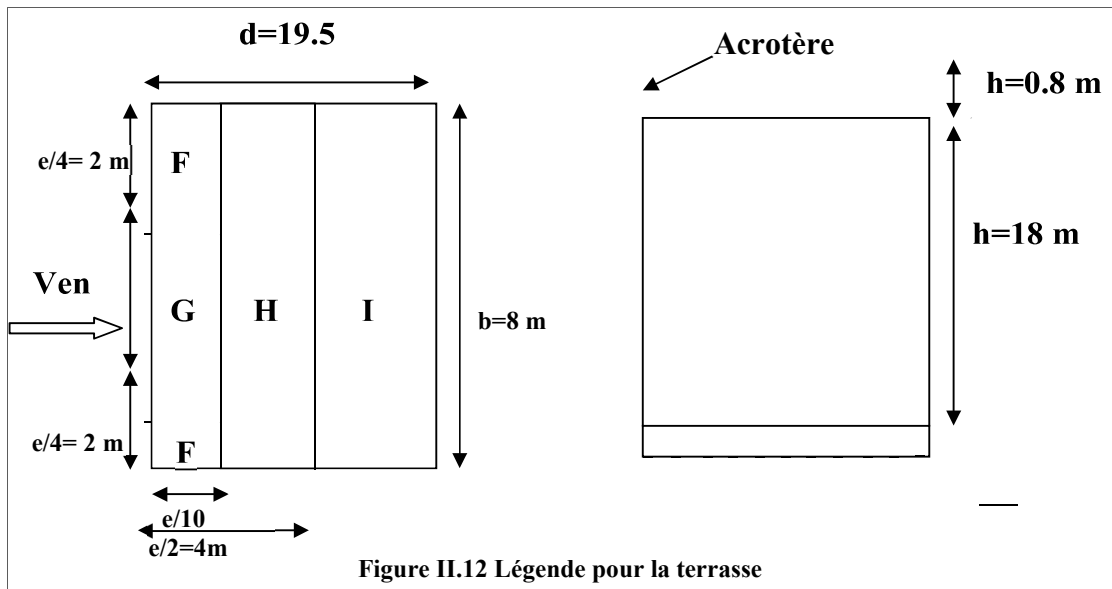


Figure II.12 Légende pour la terrasse

$h_p = 0,8 \text{ m}$ (hauteur de l'acrotère)

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

$b = 8 \text{ m}$ (longueur total du bâtiment)

$d = 19.5 \text{ m}$ (largeur du bâtiment)

$e = \min [b ; 2h] ; e = 8 \text{ m}$.

Selon RNVA [Chap 5 Tab 5.2] on a :

Dans notre cas : $\frac{h_p}{h} = \frac{0.8}{18} = 0.044$

Par interpolation linéaire entre les valeurs 0,025 et 0,05 on trouve :

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \cdot (x - x_0)$$

Les valeurs des coefficients de pression extérieure $C_{pe,10}$, sont données dans le tableau suivant

F	G	H	I
$C_{pe} = C_{pe,10}$	$C_{pe} = C_{pe,10}$	$C_{pe} = C_{pe,10}$	$C_{pe} = C_{pe,10}$
-1,796	-1,346	-0.7	-0.2

Tableau II. 15 : Cpe10 pour la terrasse.

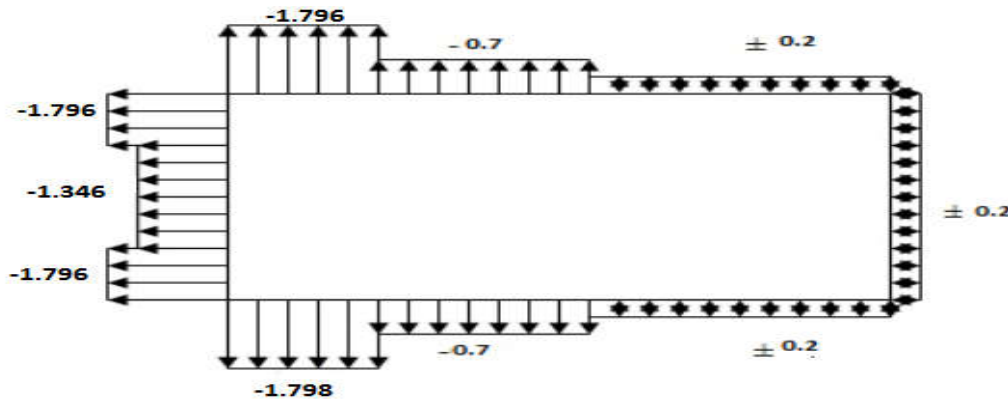


Figure II.13 : répartition de cpe 10 sur la terrasse

➤ Coefficient de pression intérieure (C_{pi})

D’après le paragraphe (§ 2.2.2 ; chap5 ; RNV99), les valeurs suivantes doivent être utilisées : (bâtiment avec cloisons intérieures) $C_{pi} = 0,8$ et $C_{pi} = -0,5$.

➤ Calcul de la pression statique

Puisque notre structure est à usage d’habitation on va la considérer comme structure fermée.

Les valeurs des pressions sont données par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N / m^2] \quad \text{(Formule 2.1 RNV99)}$$

Parois verticales

- ✓ Pour $C_{pi} = 0,8$
- ✓ Pour $C_{pi} = -0,5$

RDC

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi.1}$	$C_{pi.2}$	$q_{j.1}$	$q_{j.2}$
A	0,956	584,625	-1	-0,5	+0,8	-279,451	- 1006,024
B	0,956	584,625	-0,8	-0,5	+0,8	-167,671	-894,243
C	0,956	584,625	-0,5	-0,5	+0,8	0	-726,573
D	0,956	584,625	+0,8	-0,5	+0,8	726,573	0
E	0,956	584,625	-0,3	-0,5	+0,8	111,781	-614,792

Tableau II. 6 : Valeur de la pression statique dans la direction V2

Premier étage

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi.1}$	$C_{pi.2}$	$q_{j.1}$	$q_{j.2}$
A	0,956	584,625	-1	-0,5	+0,8	-286,466	- 1031,278
B	0,956	584,625	-0,8	-0,5	+0,8	-171,879	-916,692
C	0,956	584,625	-0,5	-0,5	+0,8	0	-744,812
D	0,956	584,625	+0,8	-0,5	+0,8	744,812	0
E	0,956	584,625	-0,3	-0,5	+0,8	114,586	-630,225

Tableau II : Valeur de la pression statique dans la direction V2

Deuxième étage

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi.1}$	$C_{pi.2}$	$q_{j.1}$	$q_{j.2}$
A	0,98	584,625	-1	-0,5	+0,8	-286,466	- 1031,278
B	0,98	584,625	-0,8	-0,5	+0,8	-171,879	-916,692
C	0,98	584,625	-0,5	-0,5	+0,8	0	-744,812
D	0,98	584,625	+0,8	-0,5	+0,8	744,812	0
E	0,98	584,625	-0,3	-0,5	+0,8	114,586	-630,225

Tableau II. 18 : Valeur de la pression statique dans la direction V2

Troisième étage

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi.1}$	$C_{pi.2}$	$q_{j.1}$	$q_{j.2}$
A	0,98	584,625	-1	-0,5	+0,8	-286,466	- 1031,278
B	0,98	584,625	-0,8	-0,5	+0,8	-171,879	-916,692
C	0,98	584,625	-0,5	-0,5	+0,8	0	-744,812
D	0,98	584,625	+0,8	-0,5	+0,8	744,812	0
E	0,98	584,625	-0,3	-0,5	+0,8	114,586	-630,225

Tableau II. 19 : Valeur de la pression statique dans la direction V2

Quatrième étage

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi.1}$	$C_{pi.2}$	$q_{j.1}$	$q_{j.2}$
A	0,98	5,625	-1	-0,5	+0,8	-286,466	- 1031,278
B	0,98	584,625	-0,8	-0,5	+0,8	-171,879	-916,692
C	0,98	584,625	-0,5	-0,5	+0,8	0	-744,812
D	0,98	584,625	+0,8	-0,5	+0,8	744,812	0
E	0,98	584,625	-0,3	-0,5	+0,8	114,586	-630,225

Tableau II. 20 ; Valeur de la pression statique dans la direction V2

Cinquième étage

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi.1}$	$C_{pi.2}$	$q_{j.1}$	$q_{j.2}$
A	0,956	617,625	-1	-0,5	+0,8	-295,225	-1062,81
B	0,956	617,625	-0,8	-0,5	+0,8	-177,135	-944,72
C	0,956	617,625	-0,5	-0,5	+0,8	0	-765,585
D	0,956	617,625	+0,8	-0,5	+0,8	767,558	0
E	0,956	617,625	-0,3	-0,5	+0,8	118,09	-649,495

Tableau II.21 : Valeur de la pression statique dans la direction V2

Toiture :

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi.1}$	$C_{pi.2}$	$q_{j.1}$	$q_{j.2}$
F	0,956	618,00	-1,796	-0,5	+0,8	-765,687	-1533,738
G	0,956	618,00	-1,346	-0,5	+0,8	-499,824	-1267,874
H	0,956	618,00	-0,7	-0,5	+0,8	-118,162	-886,212
I	0,956	618,00	-0,2	-0,5	+0,8	167,242	-590,808
			0.2			413,566	-354,485

Tableau II. 22 : Valeur de la pression statique dans la direction V2

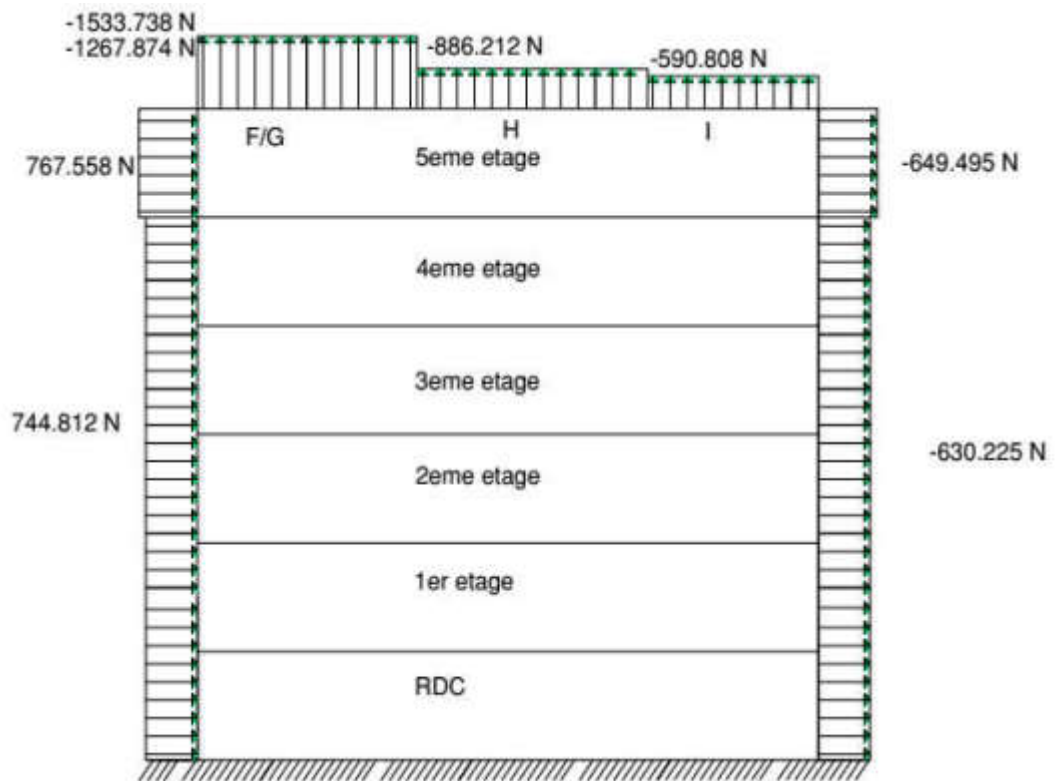


Figure II.14 : pression statique sur D,E,F,G,H,I

➤ la force de frottement :

selon le paragraphe 1.4.2 du chapitre 2 du RNV99 :les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport

$$\frac{d}{b} \geq 3$$

$$\frac{d}{h} \geq 3$$

Vérifiant les conditions de considération de la force de frottement.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{19.5}{8} = 2.43 \leq 3 \rightarrow \text{non vérifiée} \\ \frac{d}{h} = \frac{19.5}{18} = 1.08 \leq 3 \rightarrow \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions sont non vérifiées alors on ne tiendra pas compte des forces de frottement.

• Force résultante : force résultante R est donnée par :

$$R = \sum(q_j \times S_j) + \sum F_{frj}$$

q_j : la pression de vent qui s'exerce sur un élément de surface j

S_j : l'aire de l'élément de surface j F_{frj} : la force de frottement éventuelle

ZONE	Niveau	S_i (m ²)	q_j (N/m ²)	$q_j \times s_j$ (N)
D	RDC	24	726.573	17437.752
	1 ^{ere} étage	24	726.573	17437.752
	2 ^{eme} étage	24	726.573	17437.752
	3 ^{eme} étage	24	726.573	17437.752
	4 ^{eme} étage	24	726.573	17437.752
	5 ^{eme} étage	24	767.558	18421.392
E	RDC	24	-614.792	-14755
	1 ^{ere} étage	24	-614.792	-14755
	2 ^{eme} étage	24	-614.792	-14755
	3 ^{eme} étage	24	-614.792	-14755
	4 ^{eme} étage	24	-614.792	-14755
	5 ^{eme} étage	24	-679.495	-15587.88
F	Toiture	3.2	-1533.738	-4907.962
G	Toiture	3.2	-1267.874	-4057.197
H	Toiture	57.6	-886.212	-51045.81
I	toiture	92	-590.808	-54354.33

Tableau II.23 : valeurs des forces de frottements

Niveau	RDC	1er étage	2em étage	3em étage	4em étage	5em étage	toiture
Sqj*Si(N)	2682,744	2682,744	2682,744	2682,744	2682,744	2833,512	- 114365,306
SFfrj(N)	0	0	0	0	0	0	0
Fw(N)	2682,744	2682,744	2682,744	2682,744	2682,744	2833,512	0
Fu(N)	0	0	0	0	0	0	- 114365,306

Tableau II. 24 :valeurs des actions d'ensemble

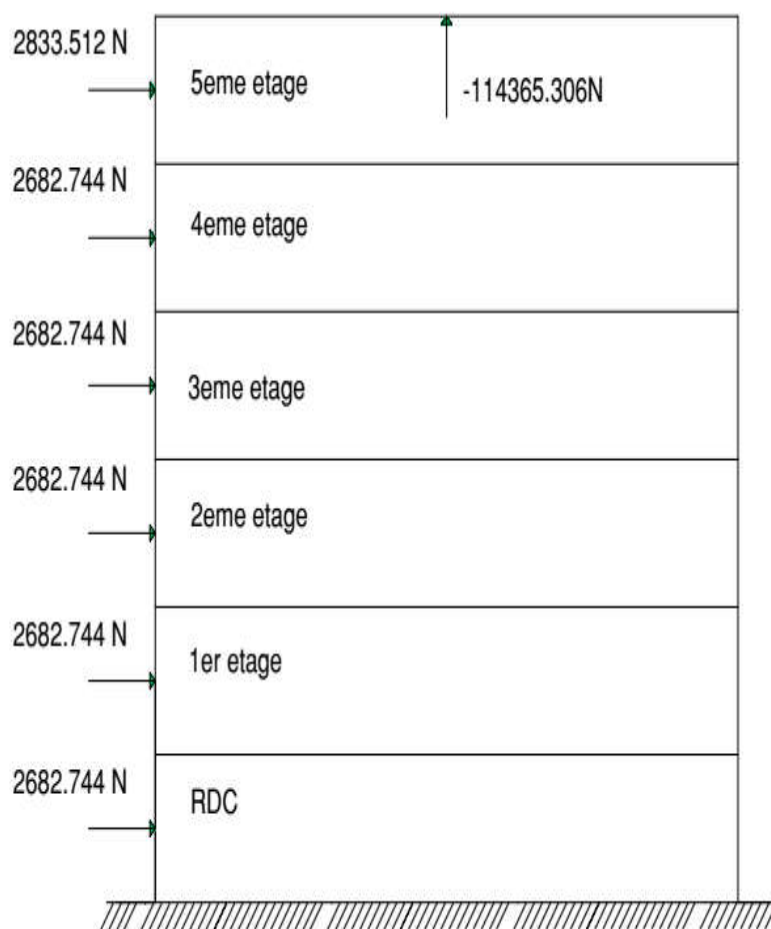


Figure II.15 : action d'ensemble (V2)

➤ **Excentricité de la force globale horizontale Fw**

Excentricité de la force globale doit être prise égale $e = \pm b/10$

On trouve alors :

$$e = \pm \frac{8}{10} = 0.8 \text{ m}$$

$$b/2 = 8/10 = 4 \text{ m}$$

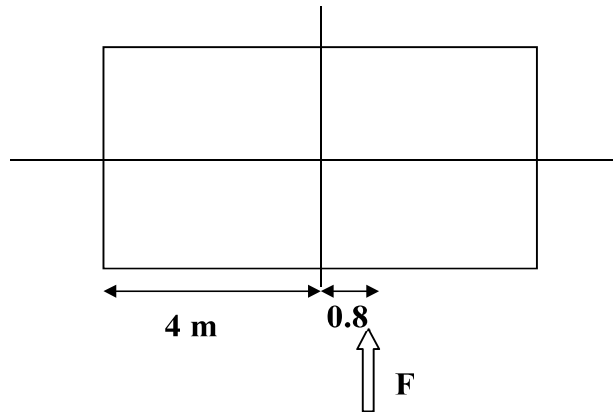


Figure II.16 : L'excentricité de la force globale

II.13.Effet de la variation de la température

On doit tenir compte des effets de la dilatation thermique chaque fois qu'ils risquent d'engendrer des efforts anormaux dans les éléments de la charpente métallique et de produire des désordres dans les appuis et dans les éléments exposés à l'air libre (variation plus élevée de gradient thermique)

Pour le cas étudié, on n'a pas pris en compte l'effet de la température à cause des justifications suivantes :

- La longueur minimale pour laquelle on doit tenir compte l'effet thermique est de 50 m

La longueur de notre bâtiment est de 19.5 m largement inférieure à 50 m

➤ Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé les charges statiques et les charges climatiques qui sont appliquées à la structure .

La surcharge due au vent, n'est pas la seule à considérer comme un effort horizontal, c'est pour cela, on doit faire aussi une étude sismique pour obtenir l'effort dû à un éventuel séisme pour faire le dimensionnement des éléments structuraux avec le cas le plus défavorable .

Chapitre III

Pré dimensionnement des éléments

III PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.1 Introduction

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales , secondaires et solives) on pré dimensionne chaque élément à partir de deux condition :

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

Quelque notions relatives au CCM97 :

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

Ce document :

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

Domain d'application :

Ce document contient des principes, des règles et des commentaires applicables principalement aux bâtiments courants respectant les limites imposées dans les section ci – dessous.

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

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

Classification des sections transversales selon le CCM97 :

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

a. Classe 1

Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

b. Classe 2

Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique , mais avec une capacité de rotation limitée.

c. Classe 3

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

d. Classe 4

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

Les lois types de comportement moment –rotation correspondant à chaque classe de section

Sont présentées sur la figure ci- dessous :

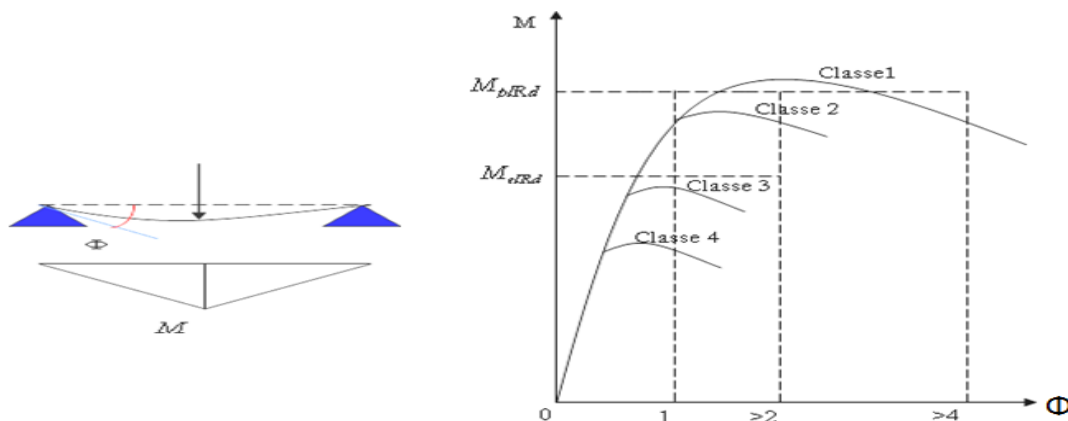


Figure III.1 : lois types de comportement moment –rotation

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

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

Φ_p : rotation

Φ_{pl} : rotation à l'état plastique

Coefficient partiel de sécurité

Le coefficient partiel de sécurité γ_M pour les matériaux doit être pris égal aux valeurs suivantes :

❖ Section de classe (1,2,3) $\Rightarrow \gamma_{M0} = 1.1$

❖ Section de classe (4) $\Rightarrow \gamma_{M1} = 1.1$

❖ Section nettes au droit des trous $\Rightarrow \gamma_{M2} = 1.25$

❖ Cas des états limites ultimes des éléments $\Rightarrow \gamma_{M1} = 1.1$

Valeurs limites des flèches

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

Les valeurs limites recommandées des flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci-dessous (tableau III.1) :

Conditions	$\delta_{V \max}$ flèche dans l'état final
Tortures en generals	L/200
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime	L/400
Cas où $\delta_{V \max}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

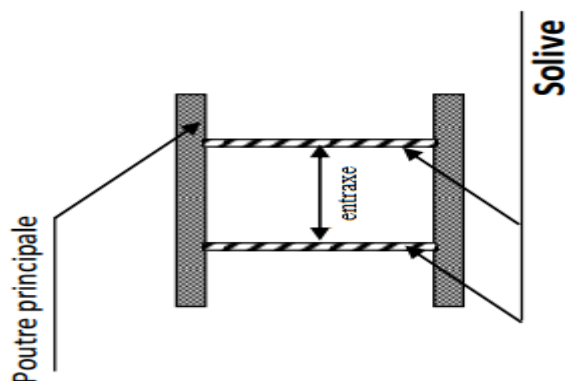
Tableau III.1 : valeurs limites recommandées pour les flèches verticales

III.2 Pré dimensionnement des solives :

➤ Distance entre solives

Les solives Sont des poutrelles en IPE qui travaillent a flexion simple leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par la règle empirique de pré dimensionnement.

$$0.7 \leq L \leq 1.50$$



On opte pour une distance de **L=1m**

III.2.1 solives du plancher terrasse

$G = 5.43 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$S = 0.0414 \text{ KN/m}^2$

➤ **Combinaison des charges**

$P = \max \{G + \max (S, Q)\}; \{G+ Q + S\}.$

$P = \max \{6.43; 6.844\}$

$P = 6.844 \text{ KN}$

CALCUL:

a) Condition de flèche

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

Pour une poutre bi articulée

$f_{\max} = \frac{5QL^4}{384EI}$ (Q charge non pondérée) , $\bar{f} \leq \frac{l}{250}$ Planchers en général

Donc : $I \geq \frac{5 \times 6.844 \times 400^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 643.65 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{ IPE160}$

Caractéristiques de poutrelle utilisée **IPE 160** \Rightarrow **classe 1**

DÉSIGN ATION abrégée	Poids	Secti on	Dimension			Caractéristique						
			P	A	h	b	t _f	I _y	I _z	W _{pl-y}	W _{pl-z}	i _y
	Kg/ m	cm ²	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm	
IPE160	15,8	20,09	160	82	7,4	869,3	68,31	123,9	26,10		6,58	1,84

III.3 pré dimensionnement des Poutres

III .3.1 Poutre plancher terrasse :

En fonction de l'espace qui existe entre les solives cette poutre sera sollicitée par :

$G_{\text{terrasse}} = 5.43 \text{ KN/m}^2$, $G_{\text{solives}} = 0.158 \times 3 = 0.474 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Aussi la charge de l'acrotère $G_{\text{acrotère}} = 1.53 \text{ KN/m}$

➤ **Combinaison des charges**

Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées

charges non pondérées $Q_2 = (G_{\text{terrasse}} + G_{\text{solives}} + q) \cdot L/2 + G_{\text{acrotère}}$

$$Q = (5.43 + 0.474 + 1) \cdot \frac{4}{2} + 1.53 = 15.338 \text{ KN/ml}$$

Condition de flèche :

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

Pour une poutre bi articulée

$$f_{\text{max}} = \frac{5QL^4}{384EI} \quad (Q \text{ charge non pondérée}) \quad , \quad \bar{f} \leq \frac{l}{250} \quad \text{Planchers en général}$$

Donc $I \geq \frac{5 \times 15.338 \times 400^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 1521.63 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{IPE240}$

Caractéristiques de poutre utilisée **IPE 240** \Rightarrow classe 1

DÉSIGNATION abrégée	Poids Kg/m	Secti on cm ²	Dimension			Caractéristique					
			h mm	b mm	t _f 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
IPE240	30.7	39.12	240	120	9,8	3892	283.6	366.6	73.92	9.97	2.69

III.4 Pré dimensionnement des poteaux

III.4.1 évaluation des charges sur les poteaux :

Dans le pré dimensionnement des poteaux prévus pour résister aux efforts extérieurs, on tien compte de la nature de leur liaisons aux poutres

En principe les poteaux seront encastres en bas et articulés en haut. Ils seront pré dimensionnés à l'ELU en compression simple

On choisit un poteau central auquel revient la plus grande surface estimée à $(4.4) \text{ m}^2$

✓ Les charges permanentes

Poids du plancher terrasse : 5.43 KN/m²

Poids du plancher courant : 4.41 KN/m²

Poids de la poutre porteuse et secondaire : 0.307 KN/m

Poids des solives : 0.158 KN/m

✓ **Les charges d'exploitation**

Plancher terrasse : 1 KN/m^2

Plancher courant 2.5 KN/m^2

Les poteaux seront pré dimensionné à L'ELU en compression simple.

Le pré dimensionnement se fera selon la formule suivante :

$$N_{max} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Avec :

N_{max} : Effort normal de compression déterminé par la descente de charges.

A : Section du poteau.

f_y : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_{M_0} : Coefficient partiel de sécurité.

✓ **Détermination de N_{max} par la descente de charges :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (B - 2) :

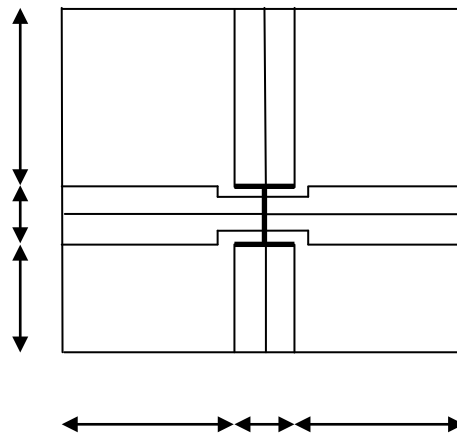


Figure III. 4.1 : L'effort N revenant sur le poteau le plus sollicité

✓ **Plancher terrasse :**

Poids du plancher

$$5.43 \cdot (4 \cdot 4) = 86.88 \text{ KN}$$

Poids de la poutre IPE 240

$$0.307 \cdot (4 \cdot 2) = 2.456 \text{ KN}$$

Poids propre des solives IPE 160

$$0.158 \cdot (8 \cdot 2) = 2.528 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitation

$$1 \cdot (4 \cdot 4) = 16 \text{ KN}$$

Surcharges de neige

$$0.414.16 \text{ m}^2 = 6.624 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = 91.86 \text{ KN} \\ N_Q = 16 \text{ KN} \\ N_s = 6.624 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Plancher étage courant :

Poids du plancher

$$4.41. 16 = 70.56 \text{ KN}$$

Poids de la poutre IPE 240

$$0.307. (4 . 2) = 2.456 \text{ KN}$$

Poids propre des solives

$$0.158 . (8 . 2) = 2.528 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitation

$$2.5 . (4.4) = 40 \text{ KN}$$

Surcharges de neige

$$N_s = 0$$

$$N_G = 75.44 \text{ KN}$$

$$N_Q = 40 \text{ KN}$$

III.4.2 pré dimensionnement :

Poteau niveau 5 :

L'effort est donne par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1.35N_{G \text{ terrasse}} + 1.5 (N_Q + N_s) = \mathbf{158 \text{ KN}}$$

$$N_2 = 1.35N_{G \text{ terrasse}} + 1.5. \text{MAX} (N_Q ; N_s) = \mathbf{148 \text{ KN}}$$

$N_{\max} = \mathbf{158 \text{ KN}}$ N_{\max} doit vérifie la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \iff A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = 7.40 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEB 100** avec : $A = 26 \text{ cm}^2$

✓ **Poteau niveau 4 :**

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = N_G \text{ terrasse} + N_G \text{ etage} + \text{Poids HEB100} = 167.57 \text{ KN} \\ N_Q = N_Q \text{ terrasse} + N_G \text{ etage} = 56 \text{ KN} \\ N_s = 6.624 + 0 = 6.624 \text{ KN} \end{array} \right.$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1.35N_G + 1.5 (N_Q + N_s) = \mathbf{320.15 \text{ KN}}$$

$$N_2 = 1.35N_{G_t} + 1.5 \cdot \text{MAX} (N_Q ; N_s) = \mathbf{310.20 \text{ KN}}$$

$$N_{\max} = \mathbf{320 \text{ KN}}$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \implies A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = 14.98 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEA100** avec : $A = 26 \text{ cm}^2$

✓ **Poteau niveau 3 :**

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = N_G \text{ terrasse} + 2 N_G \text{ étage} + 2 \text{ Poids HEB100} = 243.282 \text{ KN} \\ N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 2 N_G \text{ étage} = 96 \text{ KN} \\ N_s = 6.624 + 0 + 0 = 6.624 \text{ KN} \end{array} \right.$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1.35N_G + 1.5 (N_Q + N_s) = \mathbf{482.37 \text{ KN}}$$

$$N_2 = 1.35N_{G_t} + 1.5 \cdot \text{MAX} (N_Q ; N_s) = \mathbf{472.43 \text{ KN}}$$

$$N_{\max} = \mathbf{482.37 \text{ KN}}$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \implies A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = 22.58 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEB 100** avec : $A = 26 \text{ cm}^2$

✓ **Poteau niveau 2 :**

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = N_G \text{ terrasse} + 3 N_G \text{ étage} + 3 \text{ Poids HEB100} = 319.025 \text{ KN} \\ N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 3 N_G \text{ étage} = 136 \text{ KN} \\ N_s = 6.624 + 0 + 0 + 0 = 6.624 \text{ KN} \end{array} \right.$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1.35N_G + 1.5 (N_Q + N_s) = \mathbf{644.62 \text{ KN}}$$

$$N_2 = 1.35N_{G_t} + 1.5 \cdot \text{MAX} (N_Q ; N_s) = \mathbf{639.18 \text{ KN}}$$

$$N_{\max} = \mathbf{644.62 \text{ KN}}$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \implies A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = 30.58 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEB140** avec : $A = 43 \text{ cm}^2$

✓ **Poteau niveau 1 :**

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 4 N_G \text{ étage} + 3 \text{ Poids HEB100} + 3 \text{ Poids HEB140} = 394.816 \text{ KN}$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 4 N_G \text{ étage} = 176 \text{ KN}$$

$$N_S = 6.624 + 0 + 0 + 0 = 6.624 \text{ KN}$$

L'effort est donne par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1.35 N_G + 1.5 (N_Q + N_s) = \mathbf{806.94 \text{ KN}}$$

$$N_2 = 1.35 N_G + 1.5 \cdot \text{MAX} (N_Q ; N_s) = \mathbf{797 \text{ KN}}$$

$$N_{\max} = \mathbf{806.94 \text{ KN}}$$

N_{\max} doit vérifie la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \implies A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = 37.77 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEB 180** avec : $A = 65.3 \text{ cm}^2$

✓ **Poteau RDC :**

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 5 N_G \text{ étage} + 3 \text{ Poids HEB100} + \text{Poids HEB140} + \text{Poids HEB180} = 470,71 \text{ KN}$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 5 N_G \text{ étage} = 216 \text{ KN}$$

$$N_S = 6.624 + 0 + 0 + 0 = 6.624 \text{ KN}$$

L'effort est donne par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1.35 N_G + 1.5 (N_Q + N_s) = \mathbf{969.40 \text{ KN}}$$

$$N_2 = 1.35 N_G + 1.5 \cdot \text{MAX} (N_Q ; N_s) = \mathbf{959.46 \text{ KN}}$$

$$N_{\max} = \mathbf{969.40 \text{ KN}}$$

N_{\max} doit vérifie la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \implies A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = 45.38 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEB 220** avec : $A = 91 \text{ cm}^2$

III.4.3 Récapitulation des sections adoptées aux différents étages :

Remarque : pour des raisons de standardisation en adopte des poteaux de **HEA220** pour tous les niveaux

section	poteaux	sommier	solive	Poutre secondaire
RDC	HEA220	IPE240	IPE160	IPE240
1 ^{er} étage	HEA220	IPE240	IPE160	IPE240
2 ^{em} étage	HEA220	IPE240	IPE160	IPE240
3 ^{em} étage	HEA220	IPE240	IPE160	IPE240
4 ^{em} étage	HEA220	IPE240	IPE160	IPE240
5 ^{em} étage	HEA220	IPE240	IPE160	IPE240

Tableau III.4.3.1 : récapitulatifs des sections adoptées

III.5 ETUDE D'ESCALIER METALLIQUE

III.5.1 Définition

- **Un escalier** : est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre.
- **Un palier** : espace plat et spatiaux qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Une volée** : est une partie droite ou courbé d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Un limon** : élément incliné supportant les marches. pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profilé en U sur l'âme verticale.

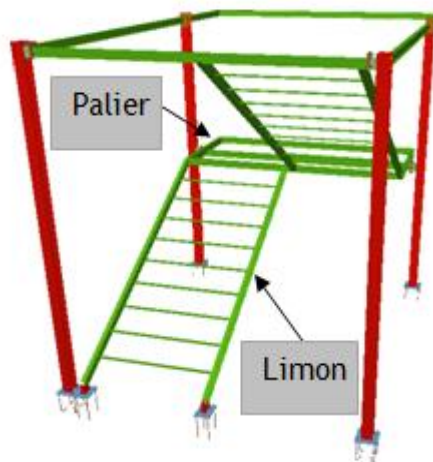


Figure III.5.1 : escalier métallique

III.5.2 choix des dimensions

Les hauteurs des étages du bâtiment sont égales, pour cela nous avons étudié un seul type d'escalier

- Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :
 - la hauteur de l'étage : $h = 3 \text{ m}$;
 - les dimensions en plan de la cage d'escalier : $3.5 \times 4 \text{ m}^2$
 - les conditions que doit satisfaire les marches et les contres marches (selon mémo Tech) sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} - H : \text{ hauteur de la marche, } 16.5 \leq H \leq 18.5 \text{ cm ;} \\ - G : \text{ largeur de la marche (giron), } 27 \leq G \leq 30 \text{ cm ;} \end{array} \right.$$

$$59 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm. (Formule de BLONDEL).}$$

On dispose 02 volées dans le RDC, la hauteur de chacune est :

$$h' = \frac{h}{2} = \frac{300\text{cm}}{2} = 150\text{cm}.$$

- la largeur du volée est : $L' = 150$ cm.

- On admet une hauteur de marche de : $H = 15$ cm, alors le nombre des marches (n) est :

$$n = \frac{h'}{H} = \frac{150\text{cm}}{15} = 10\text{marches}.$$

- la largeur d'une marche est :

$$G = 30 \text{ cm}.$$

➤ vérification de la formule de BLONDEL :

$$59 \leq 2H+G \leq 66 \text{ cm} \iff 59 \leq 2*15+30 \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}).$$

III.5.3 Évaluation des charges :

➤ **Dimensionnement des éléments porteurs :**

a) Volée

la plaque platine ep5mm.....	107 daN/m ²
le chêne vernis (bois)	31.4 daN/m ²
gard de corps métallique	60 daN/m ²
	G_v=198 daN/m²

b) Palier

TN40.....	10 daN/m ²
Dalle en béton(e=8cm).....	250daN/m ²
Mortier de pose.....	44 daN/m ²
Revêtement marbre.....	56 daN/m ²
	G_p=360 daN/m²

III.5.4 Pré dimensionnement des éléments de l'escalier métallique



Figure III.5.2 : escalier avec des marches en bois

a) Pré dimensionnement de la Cornière :

$$Q = (G + Q).G/2 = (1.98 + 2.5) * 0.3/2 = 0.672 \text{ kn/m}$$

➤ Condition de la flèche

$$i_y = \frac{300 * 5 * 0.672 * 1.5^3}{384 * 2.1} = 4.21 \text{ cm}^4$$

➤ On prend une cornière de L 40x40x4 avec :

$$I_y = 4.47 \text{ cm}^4$$

$$G_{\text{cornier}} = 2.42 \text{ kg/ml}$$

$$W_{ely} = 1.55 \text{ cm}^3$$

➤ Vérification de la flèche

$$\dot{q} = q + G_{\text{cornier}} = 0.672 + 0.0242 = 0.696 \text{ KN/ml}$$

$$f_{cal} = \frac{5 * 0.696 * 1.5^4}{384 * 2.1 * 4.47} = 0.0049 \text{ cm}$$

$$f_{ad} = \frac{150}{300} = 0.5 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la résistance

$$q_u = (3.35G + 1.5Q) \frac{g}{2} + (1.35 G_{\text{cornier}})$$

$$q_u = (1.35 * 1.98 + 1.5 * 2.5) \frac{0.3}{2} + (1.35 * 0.0242) = 1.290 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{1.290 * 1.5^2}{8} = 0.360 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{w_{ely} * f_y}{\gamma M_0} = \frac{1.55 * 235 * 10^{-3}}{1} = 0.364 \text{ KN.m} \rightarrow M_{sd} < M_{rd} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = \frac{qu.l}{2} = \frac{1.290 * 1.5}{2} = 0.968 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd}}{e.I_y} \leq \bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

$$S = \sum A_i * Z_i$$

$$S = [(40 * 4) * 2] + [(40 - 4) * 4 * 20]$$

$$S = 3200 \text{ mm}^3$$

$$\tau = \frac{0.968 * 10^3 * 3200}{4 * 4.47 * 10^4} = 17.32 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 135.6 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

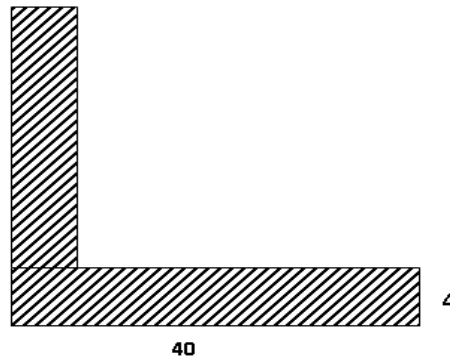


Figure III.5.3 : cornière L×40×40×4

a) Pré dimensionnement du Limon

$$q_v = \frac{(G_v + Q)}{2} \cdot Em + G_{\text{cornier}} = \frac{(1.98 + 2.5)1.5}{2} + 0.0242 \rightarrow q_v = 3.38 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(3.6 + 2.5)1.5}{2} = 4.58 \text{ KN/m}$$

$$q = \max(3.38, 4.58) \rightarrow q = 4.58 \text{ KN/m}$$

➤ Condition de la flèche

$$I_y = \frac{300 * 5 * 4.58 * 4^3}{384 * 2.1} = 545.24 \text{ cm}^4$$

Soit un UPN 140 avec :

$$I_y = 605 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 28.3 \text{ cm}^3 ; w_{ely} = 14.8 \text{ cm}^3$$

$$G_{\text{profilé}} = 16 \text{ kg} \rightarrow 0.6 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 10.41 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de La flèche**

$$\dot{q} = q + \dot{G}_{\text{profilé}} = 4.58 + 0.16 = 4.74 \text{ KN/m}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 * 4.74 * 4^4}{384 * 2.1 * 605} 10^2 = 0.0124 \text{ cm} = 1.24 \text{ cm}$$

$$f_{\text{ad}} = \frac{400}{300} = 1.33 \text{ cm} \rightarrow f_{\text{cal}} < f_{\text{ad}} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la Resistance**

$$q_v = \frac{(1.35G_v + 1.5q)}{2} Em + 1.35(G_{\text{cor}} + G_{\text{profile}})$$

$$q_v = \frac{1.35 * 1.98 + 1.5 * 2.5}{2} 1.5 + 1.35(0.0242 + 0.16)$$

$$q_v = 5 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = \frac{1.35G_p + 1.5Q}{2} + 1.35 G_{\text{profile}}$$

$$q_p = \frac{1.35 * 3.6 + 1.5 * 2.5}{2} + 1.35 * 0.16$$

$$q_p = 3.6 \Rightarrow 3600 \text{ KN}$$

$$q_p = 4.521 \text{ KN/ml}$$

Selon RDM6 : avec ($L_p = 1.3\text{m}$; $L_v = 2.7\text{ m}$)

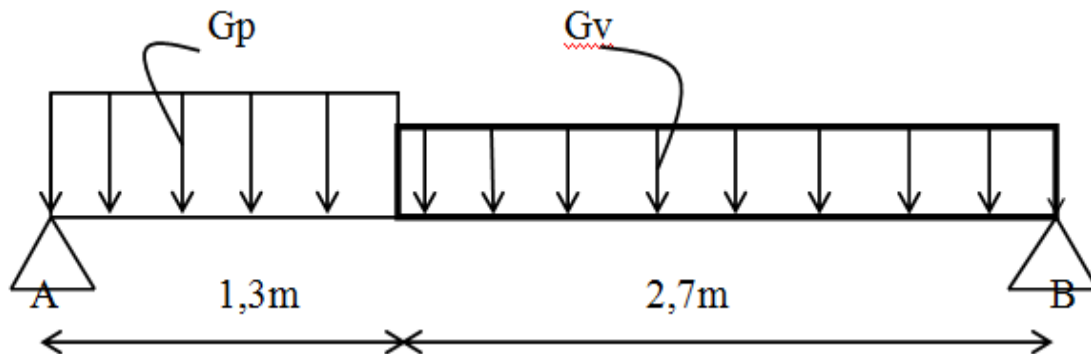


Figure III.5.4 : charges reprennent par le volée et le palier

$$M_{\text{max}} = 4.67 \text{ KN/M}$$

$$V_{\text{sd Max}} = 5.72 \text{ KN}$$

$$M_{\text{rd}} = \frac{W_{\text{ply}} * f_y}{\gamma M_0} = \frac{28.3 * 235 * 10^{-3}}{1} = 6.65 \text{ KN.m} > 4.67 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) **Vérification au Cisaillement**

$$V_{\text{pl,rd}} = A_{\text{vz}} \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma M_0} = \frac{10.41 * 10^{-2} \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 14.12 \text{ KN} > 5.72 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifier alors on prend **UPN 140** comme limon pour le volée

c) **Étude de la poutre palière**

$$G_{\text{cloison}} : 40 \text{ daN/m}^2 \rightarrow \text{mur Rideau}$$

$$G_{\text{volée}} : 1.98 \text{ KN/ml}$$

$$G_{palier} : 3.6 \text{ KN/ml}$$

Charge totale repris par la poutre palière est :

$$Q_S = 0.6 + 1.98 + 3.6 + 2.5 = 8.68 \text{ KN/m}$$

$$G_{Rideau} = 0.4 * 1.5 = 0.6 \text{ KN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{300 * 5 * 8.68 * 3.5^3}{3.84 * 2.1} = 692.25 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE 160**

$$I_y = 869.3 \text{ cm}^4, w_{ply} = 26.1 \text{ cm}^3, W_{ely} = 16.65 \text{ cm}^3$$

$$A_{vz} = 9.7 \text{ cm}^2, G_{profile} = 15.8 \text{ Kg/m} \rightarrow 0.158 \text{ KN/m}$$

➤ Vérification

$$q_u = 1.35(0.6 + 1.98 + 3.6 + 0.158) + 1.5(2.5) = 12.3 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 0.6 + 1.98 + 3.6 + 0.158 = 6.338 \text{ KN/m}$$

➤ vérification de la flèche

$$f = \frac{5 * 6.338 * 3.5^4}{384 * 2.1 * 869.3} * 10^2 = 0.604 \text{ cm}$$

$$f_{ad} = \frac{350}{300} = 1.16 \text{ cm} \rightarrow 0.604 \text{ cm} < 1.16 \text{ cm} \rightarrow f_{cal} < f_{ad} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ vérification de résistance

$$M_{sd} = \frac{qul^2}{8} = 18.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y * w_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{123.9 * 235 * 10^{-3}}{1} = 29.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} > M_{sd} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) vérification au cisaillement

$$V_{sd} = \frac{qul}{2} = \frac{12.31 * 3.5}{2} = 21.54 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y * A_{vz}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = \frac{235 * 9.7 * 10^2}{\sqrt{3} * 1.1} * 10^{-3}$$

$$V_{Rd} = 119.64 \text{ KN}$$

$$V_{rd} > V_{sd} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc on prend un **IPE 160** comme une poutre palière

Conclusion : Dans notre étude des escaliers, on a justifié les choix des dimensions qu'on a prévue en fonction des dimensions de la cage d'escalier ; ainsi on a établi les calculs des marches, les calculs de limon et de la poutre palière, dans ce dernier on a prévu un IPE 160. Pour le limon on a utilisé des poutres UPN. Et dans ce qu'il concerne les marches on a adopté la conception esthétique, qui se constitue des marches en bois rigidifié par des corniers jumelées.

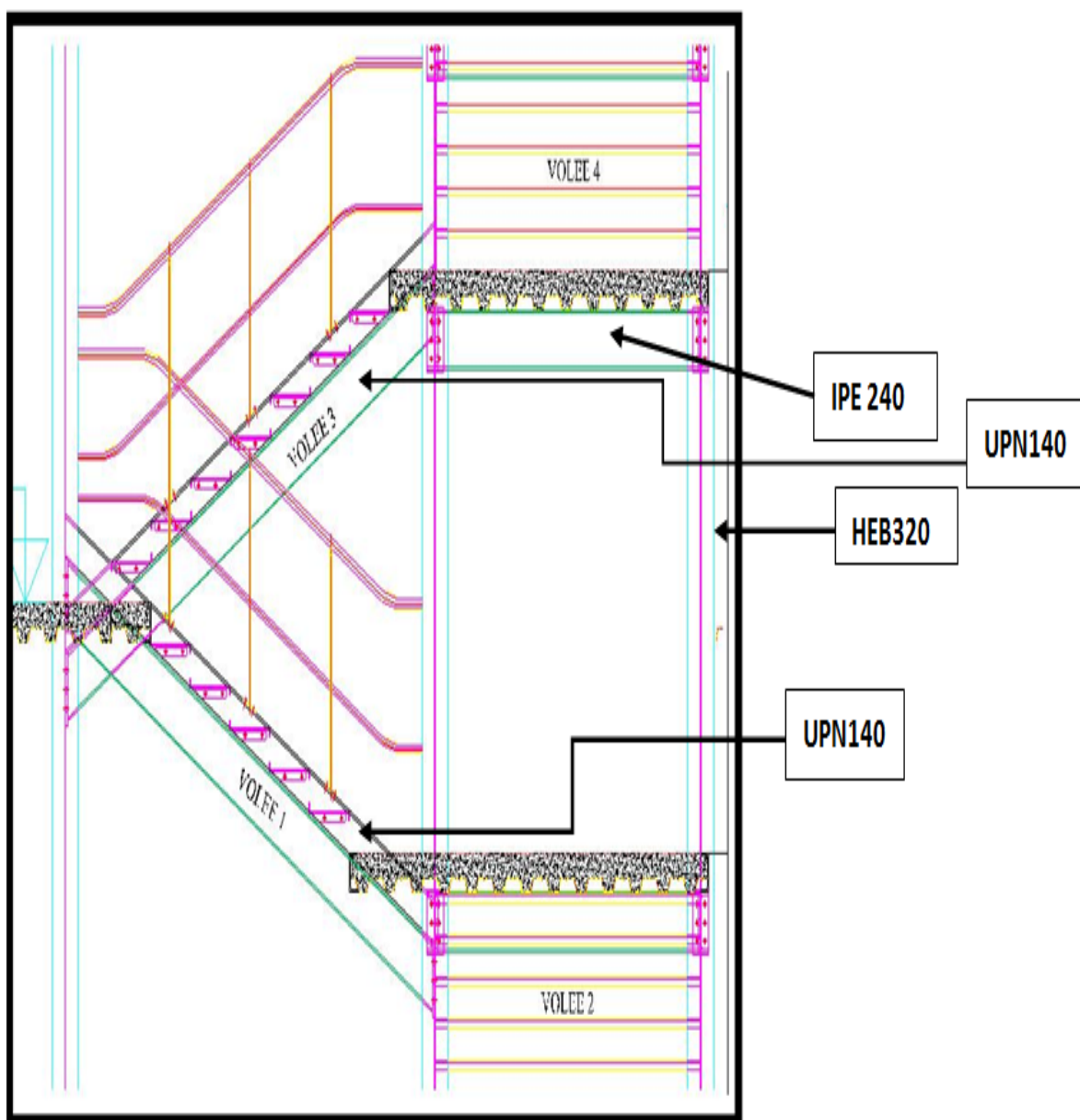


Figure III.5.5 : coupe verticale d'escalier métallique

III.6 Étude de l'acrotère

III.6.1 Acrotère terrasse inaccessible

III.6.1 Définition

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Il est réalisé en béton armé.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1 KN/ml (main courante), provoquant un moment de flexion.

Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1ml en flexion composée.

III.6.2 Évaluation des charges appliquée sur l'acrotère

➤ Surface de l'acrotère :

$$S = \left(\frac{0.03 \times 0.10}{2} \right) + (0.07 \times 0.10) + (0.8 \times 0.10) = 0.0885 \text{ m}^2$$

➤ Poids propre de l'acrotère :

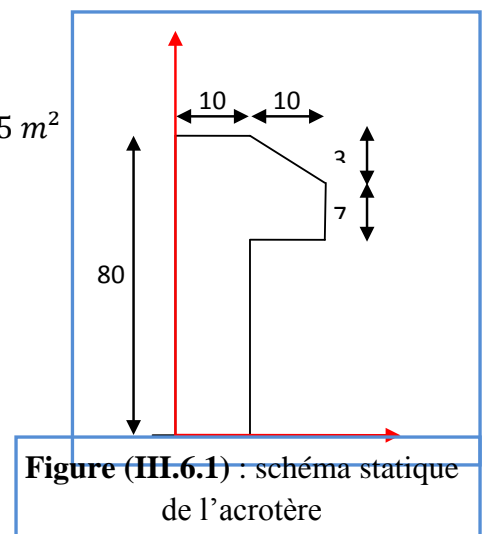
$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0.0885 = 2.21 \text{ kN/ml}$$

➤ Revêtement en ciment (e = 2cm) :

$$G = 18 \times 2(80 + 10 + 10.44 + 7 + 10 + 70) = 0.675 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{tot}} = 2.21 + 0.675 = 2.885 \text{ KN/ml}$$

✓ Charge d'exploitation : Q = 1.00 KN/ml



L'acrotère est soumis à son poids propres plus une charge horizontale égale au maximum entre la main courante et la force sismique.

D'après le RPA99/2003, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante : **(Ch 06 § 6.2.3) RPA 99/2003**

$$F_p = 4C_p \times A \times W_p$$

Avec :

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures.

C_p : facteur de force horizontale = 0.8

W_p : Poids propre de l'acrotère = 2.885 kN/ml

A : coefficient d'accélération de la zone A = 0.15

D'où $F_p = 4 \times 0.8 \times 2.885 \times 0.15 = 1.385 \text{ kN/ml}$

On a $F_p > 1.5Q = 1.5$ donc on prend F_p comme charge horizontal au lieu de main courante.

Charge permanente : $G = 2.885 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

➤ **Sollicitations :**

G ; crée un effort normal : $N_G = G = 2.885 \text{ KN}$

Q ; crée un moment de renversement : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.8 = 0.8 \text{ KN.m}$

2.1.3. Calcul des moments :

$$N_u = 1.35 \times G = 3.89 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = 1.5 \times Q = 1.2 \text{ kN.m/ml}$$

$$N_{ser} = G = 2.885 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = Q \times H = 0.8 \text{ kN.m/ml}$$

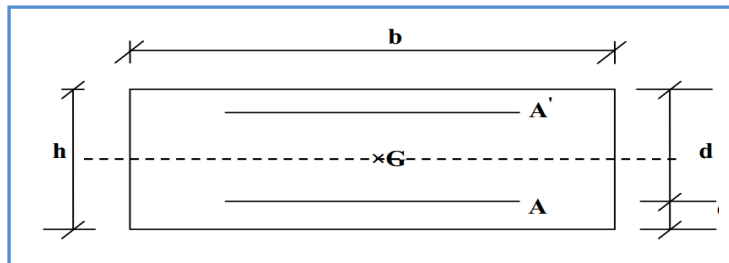


Figure (III.6.2) : Section de calcul d'acrotère

Avec :

h : Épaisseur de la section : 10 cm

b : Largeur de la section : 100 cm

c et c' : Enrobage : 2 cm

d : Hauteur utile = 8 cm

III.6.3 - Calcul des armatures longitudinales à L'ELU

Le calcul se fait à la flexion composée pour la section $b = 100 \text{ cm}$ et $d = 8 \text{ cm}$.

a) Calcul de l'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.2}{2.885} = 41.59 \text{ cm}$$

$$e \notin [A_s, A'_s] = [-6, +6] \text{ cm}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_1) qui égale à :

$$M_1 = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.317 \text{ kN.m/ml}$$

b) Moment réduit (μ_u) :

$$\mu_u = \frac{M_1}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \mu_u = 0.014$$

✓ **Calcul de α_l :**

On a : $f_e E400$

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}}$$

Tel qu'à la flexion simple ou composée avec des armatures tendues le calcul se fait au pivot B donc :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

Et d'autre part on a :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \varepsilon_{se} E \Rightarrow \varepsilon_{se} = \frac{f_e}{E \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.739 \text{ ‰}$$

$$\text{D'où : } \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1.739} = 0.668$$

$$\text{donc : } \mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.392$$

$$\mu_u = 0.014 < \mu_l$$

La section est armée par des armatures inférieures (tendus)

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \mu_u = 0.014 \Rightarrow \beta_u = 0.0143$$

$$\text{D'où } A_s = 0.47 \text{ cm}^2$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = A'_s = 0$$

$$A_2 = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.36 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1) BAEL91/99

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

Avec :

f_{t28} : la résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{min} \geq 0.9 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_s = 4 \times \text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 25 cm.

III.6.4. Vérification au cisaillement :(Art 5.1.1) BAEL91/99

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : l'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{1.5 \cdot 10^3}{1000 \cdot 80} = 0.019 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ **condition vérifiée**

Donc pas besoin d'armatures transversales.

III.6.5 Vérification de Contrainte d'adhérence :

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$\text{D'où } \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a } \tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des armatures tendues .

Donc :

$$\sum U_i = 4 \times 2 \times \pi \times R = 100.48 \text{ mm.}$$

$$\text{D'où } \tau_u = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

III.6.6 Calcul des armatures de répartition :

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A = 4 \times \text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 25 cm.

III.6.7 Vérification des espacements des barres :

a) Armature principale :

$$S_p = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

avec h: hauteur de la section = 10 cm

b) Armature transversal :

$$S_s = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

III. 6.8 Vérification à L'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Vérification dans le béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_{e} , 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min [226,67 , 201,63] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,250 \Rightarrow \beta_1 = 0,92$$

$$\Rightarrow \alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0,92) = 0,24$$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0,24}{15(1 - 0,24)} = 0,021$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,8 \times 1000}{0,92 \times 8 \times 2,01} = 54,07 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 0,021 \times 54,07 = 1,14 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,14 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **III.6.9 Conclusion :**

On prend comme valeur de section des armatures inférieure ($A_2 = 2.01 \text{ cm}^2$) et pour des raisons pratiques et car les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone supérieure ($A_1 = 2.01 \text{ cm}^2$)

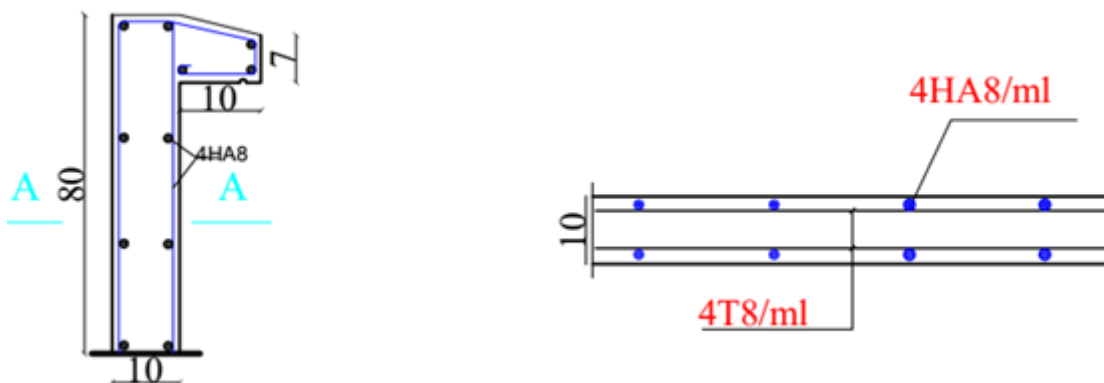


Figure III.6.3 : ferrailage de l'acrotère

Chapitre IV

Étude dynamique et sismique

IV ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE**IV.1 Introduction générale :**

Il est d'abord important de souligner que ce ne sont pas les séismes qui tuent, mais les bâtiments qui s'écroulent sur leurs occupants, la majorité des constructions a été construite sans tenir compte de l'aspect sismique ou, au mieux, avec des méthodes inadaptées. Les dernières générations des normes de construction tiennent compte des récents progrès du génie parasismique et elles incluent, par exemple, les méthodes modernes (spectral, temporelle) de dimensionnement qui assurent un comportement sismique favorable des structures.

Le présent chapitre est consacré à une description de l'action dynamique causée par le tremblement de terre. Quelques notions de sismologie sont introduites.



Figure (IV.1) : Philippine-magnitude de 6,8-06 février 2012



Figure (IV.2) :Indonésie-magnitude 8,7-11 avril 2012

Séisme en Indonésie



Source : USGS

© AFP

Figure IV.3 : séisme en Indonésie le 28 juin 2018

Définition de séisme: Un séisme ou tremblement de terre est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Le lieu de la rupture des roches en profondeurs se nomme le foyer. Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices.

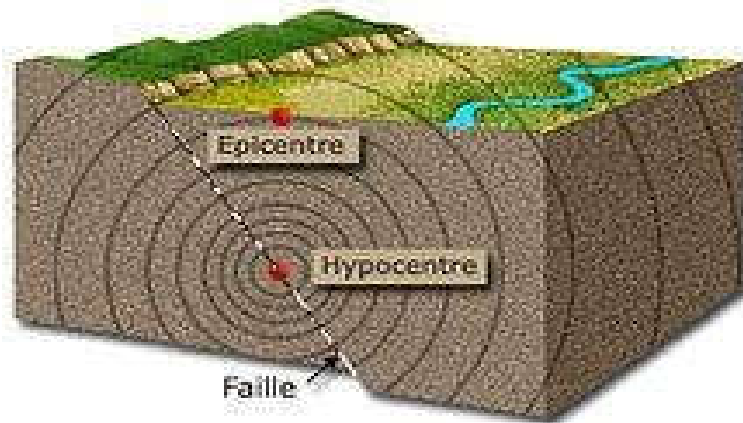


Figure (IV.4) : caractéristique de séisme

Séisme tectonique:

Les séismes tectoniques sont de loin les plus fréquents et dévastateurs. Une grande partie des séismes tectoniques a lieu aux limites des plaques, où se produit un glissement entre deux milieux rocheux. Ce glissement, localisé sur une ou plusieurs failles, est bloqué durant les périodes inter-sismiques (entre les séismes), et l'énergie s'accule par la déformation élastique des roches. Cette énergie et le glissement sont brusquement relâchés lors des séismes.

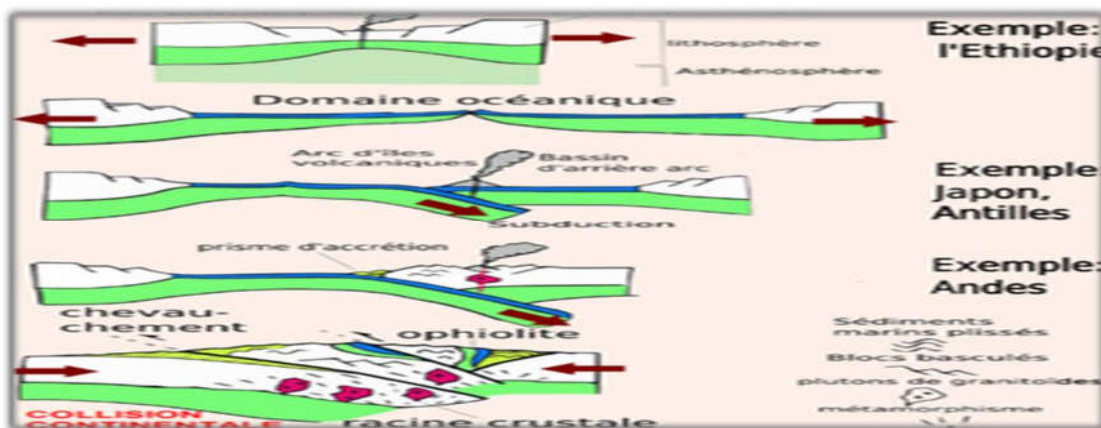


Figure (IV.5) : Model des plaques tectoniques

- **caractéristique de séisme :**

Épicentre : Lors d'un séisme, on désigne par **épicentre** la projection à la surface de la Terre de l'hypocentre, le point où prend naissance la rupture. Pour être plus clair, l'épicentre correspond à la verticale exacte du foyer. Ainsi les ondes sismiques ont à parcourir le chemin le plus court pour atteindre l'épicentre à la surface du sol. Elles perdent, du coup, très peu d'énergie du fait du peu de roches que ces ondes traversent. Comme elles ont plus d'énergie à l'épicentre, les dégâts provoqués sont plus importants en cet endroit qu'ailleurs. Figure (IV.6)

- **Hypocentre**

Lors d'un séisme, on désigne par hypocentre (ou foyer) le point de départ de la rupture sismique sur la faille. La projection de l'hypocentre sur la surface terrestre s'appelle l'épicentre. Lors de l'explosion d'une bombe nucléaire, l'hypocentre représente la zone à l'aplomb de l'explosion (quand elle est aérienne) et donc la zone d'impact majeure Figure (IV.6).

- **La faille:**

En géologie, une **faille** est une déformation consistant en un plan ou une zone de rupture le long duquel deux blocs rocheux se déplacent l'un par rapport à l'autre. Ce plan divise un volume rocheux en deux compartiments qui ont glissé l'un par rapport à l'autre. Ce déplacement et la déformation cisailant sont dus aux forces exercées par les contraintes tectoniques, qui résultent de la tectonique des plaques ou à la force gravitaire (instabilité gravitaire).

Type des failles:

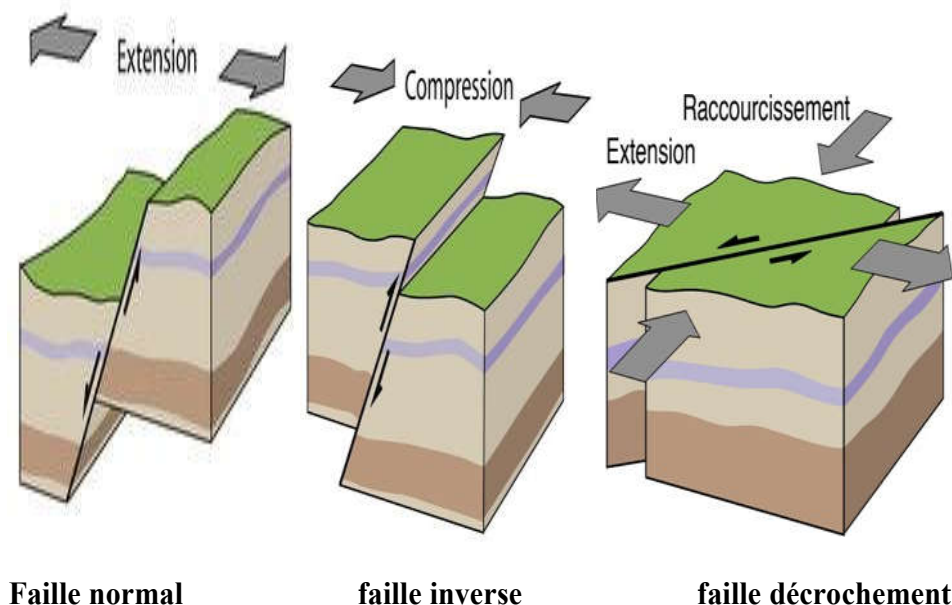


Figure (IV.6) :type des failles

➤ Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique. Pour l'étude dynamique de structures en Algérie sous l'effet des charges sismiques il y a des requêtes exigées par le règlement parasismique algérien.



Figure (IV.7) : Boumerdès-magnitude 6.8- 21mai2003

Après le séisme qui a frappé la région de Boumerdès le 21 mai 2003, le règlement parasismique algérien (RPA) a été modifié. Actuellement, toutes les constructions doivent respecter le RPA99, version2003 qui prescrit deux méthodes d'analyse dynamique.

IV .2 L'étude sismique

IV.2.1 Introduction

les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations, les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements, ce qui entraîne bien entendu des efforts dans les structures.

Le but de l'étude sismique est la détermination des efforts induits et leur distribution dans le système de stabilité.

IV.2.2 Analyses de la structure

VI.2.2.1. choix de la méthode de calcul

en Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 versions 2003 ».ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- a) la méthode statique équivalente
- b) b) La méthode d'analyse modale spectrale

VI.2.2.1.a. la méthode statique équivalente

❖ principe de la méthode :

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

Pour appliquer cette méthode, on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ condition de régularité en plan :

Pour appliquer la méthode statique il faut présente une régularité en plan qui est le cas pour notre structure

➤ condition de l'excentricité :

à chaque niveau et pour chaque direction du bâtiment la distance entre le centre de gravité « G » et le centre de torsion « T » doit être inférieure ou égale à 15% de la dimension mesurée perpendiculaire à la direction de la force sismique.

➤ Calculons C.D.G (centre de masse) :

$$X_G = \frac{\sum X_i S_i}{\sum S_i} = \frac{9,75(19.5 \cdot 8)}{(19.5 \cdot 8)} = 9.75\text{m}$$

$$Y_G = \frac{\sum X_i S_i}{\sum S_i} = \frac{4(19.5 \cdot 8)}{(19.5 \cdot 8)} = 4\text{m}$$

G=(9.75m ;4 m)

➤ **Calcul (X_T, Y_T) coordonné du centre torsion (point par lequel passe la résultante au séisme) :**

$$X_T = \frac{\sum I_{Xi} \cdot X_i}{\sum I_X} = 9.75m$$

$$Y_T = \frac{\sum I_{Yi} \cdot Y_i}{\sum I_Y} = 3.83m$$

➤ **Calcul de l'excentricité théorique :**

Les coordonnées du point d'excentricité réelle sont données par la relation suivante :

$$\begin{aligned} e_x &= X_G - X_T = 9.75 - 9.75 = 0 \leq 15\% L_x = 2.925m \\ e_y &= Y_G - Y_T = 4 - 3.83 = 0.17m \leq 15\% L_y = 1.2m \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} e_x \\ e_y \end{aligned}} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Calcul de l'excentricité Accidentelle :**

$$e_{\text{accidentelle}} = 5\% l_{\text{max}} = 5\% \times 19.5 = 2.975m$$

Donc excentricité bien inférieur a 5 % de plus grande dimensions.

➤ **calcul de la force sismique totale :**

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

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W_T \dots \dots \dots \text{Formule 4.1 chapitre 4RPA99 versions 2003.}$$

➤ **Détermination du coefficient d'accélération de Zone :**

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA99/versions 2003 en fonction de zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment dans notre cas, on est dans la **zone IIa** et groupe d'usage 2

Donc : A=0,15

➤ **Détermination du facteur d'amplification dynamique moyenne D :**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement(η) et de la période fondamentale de la structure.

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

Avec :

T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site est donné par le tableau 4.7 du « RPA99 versions 2003 », (site S3 $T_2=0,50s$)

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1 \geq 0,7$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif,

ξ : est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 versions 2003 :

nous avons structuré en portiques acier, donc

$\xi=4\%$

D'où $\eta=1.08 > 0,7$

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques

La formule empirique à utiliser est donnée par l' RPA99 versions 2003 par la formule (4.6) $T =$

$$C_T h_N^{3/4}$$

avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la construction jusqu'au dernier niveau(N)

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donnée par le tableau 4.6 de RPA99 versions 2003.

Sens X-X :

Contreventement assurée par des palées de stabilité en acier avec remplissage en maçonnerie,

D'où $C_T=0,05$

Donc : $T_x = T_y = 0,050 \times (18)^{3/4} = 0,44s$

$T_1=0,44s$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyenne est égale :

$D=2.5 * 1.08 = 2.7$

➤ **Détermination du coefficient de comportement global de la structure R :**

R : coefficient de comportement global de la structure. Sa valeur est donnée dans le tableau 4.3 de RPA99 versions 2003, en fonction du système de contreventement

Sens X-X :

Ossature contreventée par palées triangulées en X → R=4

Sens Y-Y :

Ossature contreventée par palées triangulées en X → R=4

➤ **Détermination du facteur de qualité Q :**

Q : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \dots \dots \dots \mathbf{4.4p46 \text{ de RPA.}}$$

p_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité 'q' est satisfait ou non.

La valeur de P_q est donnée au tableau 4.4 de RPA99.

❖ **Les critères de qualité "qi" à vérifier sont**

a) condition minimale sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois travées

Dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Sens X:6 files, chaque file comporte 5 travées dont le rapport des portées est :

$$\frac{L_{MAX}}{L_{MIN}} = \frac{4}{3.5} = 1,14 < 1,5 \text{ Critère observé : } p_1 = 0$$

Sens-Y : 2travées : Critère non observé : $p_1 = 0,05$

b) Redondances en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre files de portique et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront disposées symétriquement autant que possible avec un rapport être valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.pour notre cas on a :

Sens X : on a 6files de portique dans le rapport est :

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{4}{3.5} = 1,14 < 1,5 \text{ Critère observé : } p_2 = 0$$

Sens Y : on a 3files de portique: Critère non observé : $p_2 = 0,05$.

c) régularités en plan :

La structure est classée régulière en plan dans les deux sens : $P_3 = 0$

d) régularité en élévation :

La structure est classée régulière en élévation dans les deux sens : $p_4=0$

e) contrôles de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise : critère observé : $p_5=0$

f) contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier .cette mission doit comprend notamment une supervision des essais effectuée sur les matériaux : critère observé $P_6=0$

N°	Critère de qualité « q »	P_{qx}	p_{qy}
a	Conditions minimales sur les files porteuses	0	0,05
b	Redondance en plan	0	0,05
c	Régularité en élévation	0	0
d	Régularité en élévation	0	0
e	Contrôles de qualité des matériaux	0.05	0.05
f	Contrôles de la qualité de l'exécution	0	0
		$Q_x= 1.05$	$Q_y=1.15$

Tableau IV.1 : pénalités de vérification.

➤ poids totale de la structure W :

W est égal à la somme des poids W_i , calculé à chaque niveau

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donnée par le tableau 4.5 du RPA99versions2003.

Dans notre cas $\beta=0,20$

La force sismique totale :

$$V_X = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_X = \frac{0.15 \times 2.0 \times 1.0 \times 10 \times 38.24}{4} = 1103.76 \text{ KN}$$

$$V_Y = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_Y = \frac{0.15 \times 2.0 \times 1.15 \times 10 \times 38.24}{4} = 1208.8 \text{ KN}$$

	Sens longitudinal	Sens transversal
A	0,15	0,15
D	2,7	2.7
Q	1,05	1,15
R	4	4
W _T (KN)	10382.24	10382.24
V _T (KN)	1103.76	1208.88

Tableau IV.2 : résumé des résultats

➤ Distributions de la résultante des forces sismiques suivant la hauteur :

La résultante des forces sismiques V à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

Avec :

F_t = Force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieures des vibrations, elle est donnée par la formule suivante :

F_t = 0,07T.V.....pour T > 0,7s

F_t = 0.....pour T ≤ 0,7s

On a T = 0,44s < 0,7s donc F_t = 0

La partie restante de V soit (V - F_t) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t)}{\sum W_j \times h_j} W_j \times h_i$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i.

h_j : niveau du plancher quelconque.

$$F_t = F_i = \frac{V \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=i}^n W_j \cdot h_j}$$

Sens longitudinal: $V=1103.76\text{KN}$

Niveau	$W_i=W_j(\text{KN})$	$h_i=h_j(\text{m})$	$W_j \times h_j (\text{t.m})$	$F_i (\text{KN})$
RDC	1633.57	3	4900.71	49.36
1 ^{er} étage	1633.57	6	9801.42	98.70
2 ^{ème} étage	1633.57	9	14702.13	148.05
3 ^{ème} étage	1633.57	12	19602.84	197.4
4 ^{ème} étage	1633.57	15	24503.55	246.75
5 ^{ème} étage	2004.64	18	36083.52	363.36
La somme			109594.17	1103.62

Tableau IV.3: la répartition de l'effort sismique longitudinal selon la hauteur.

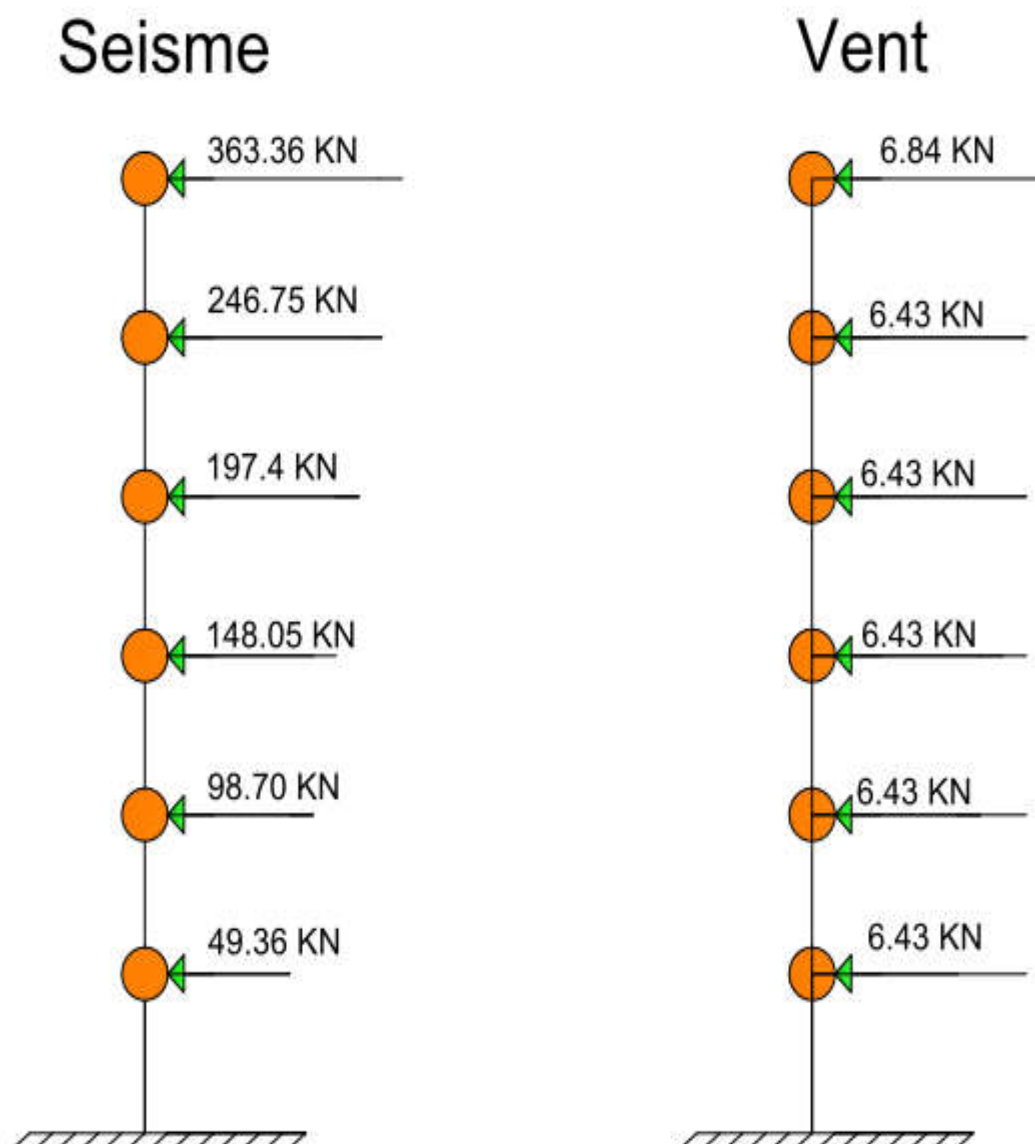


Figure IV. 8.: comparaison entre les forces sismiques et celles due au vent

➤ **IV.2.3 Conclusion**

Après la comparaison entre les forces sismiques et les forces due au vent on conclut que le séisme le plus prépondérant, donc pour les charges horizontales on tient compte que des forces sismiques.

IV .3 Étude dynamique

IV .3.1 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 présent réellement , est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser

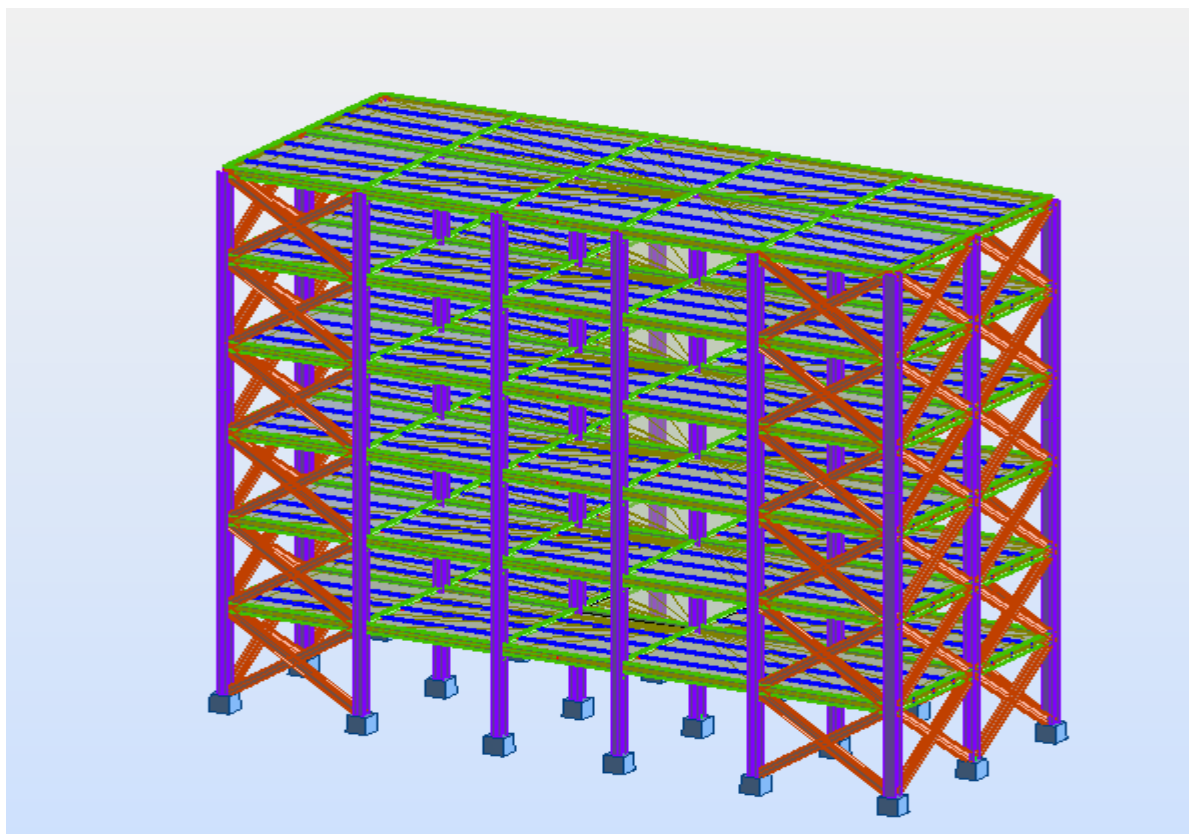
IV .3.2 Modélisation de la structure étudiée.

Le logiciel de calcule est Autodesk robot structural analysis Professional 2015.

IV .3.3 Modélisation par le logiciel ROBOT

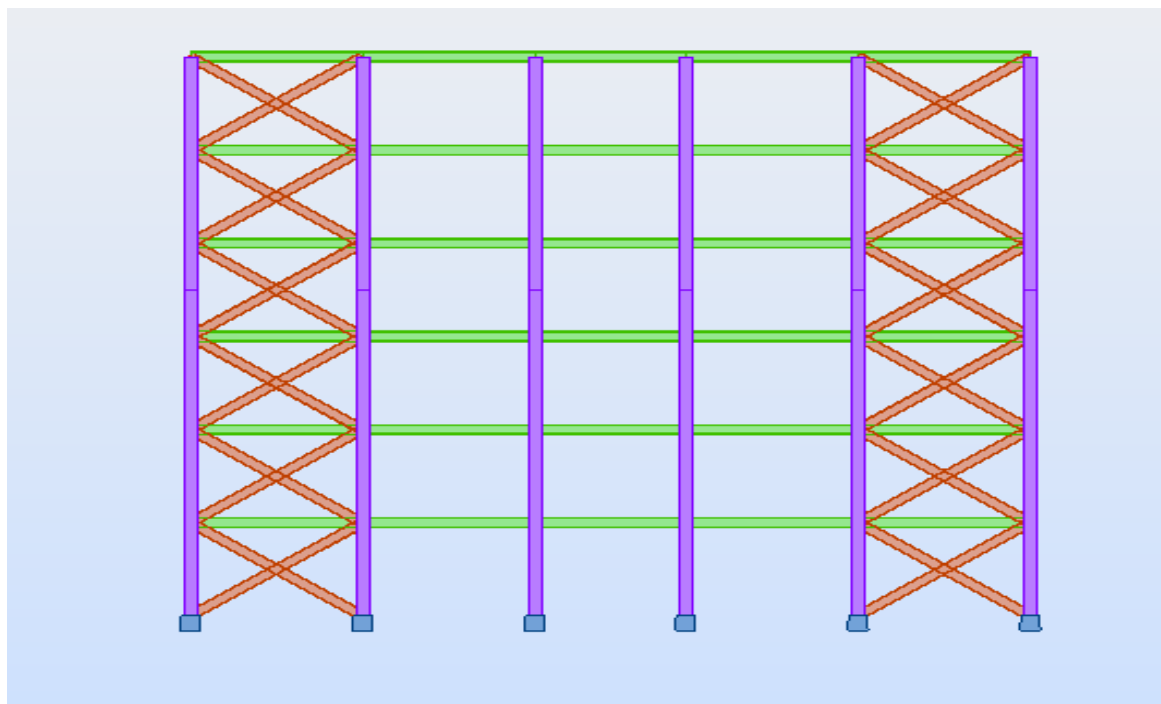
La modalisation de notre structure à partir de logiciel **Autodesk robot structural analysis Professional 2015** qui est un logiciel de l'analyse et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adopté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil.

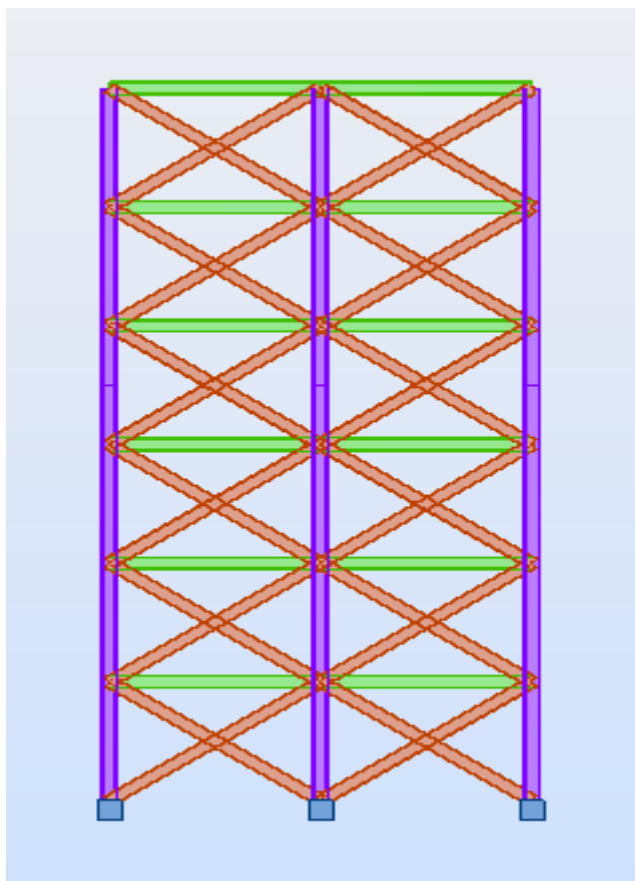
Nous à donner la vue en 3D suivante :



FigureIV.9 : Modèle en 3D

L'emplacement des contreventements retenu est représenté par la figure suivante :





FigureIV.10 : disposition contreventement

➤ Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
4/ 1	2,20	0,45	73,59	0,00
4/ 2	2,97	0,34	73,59	77,70
4/ 3	5,07	0,20	73,59	77,70
4/ 4	6,94	0,14	73,59	77,80
4/ 5	8,61	0,12	93,19	77,80
4/ 6	9,99	0,10	93,19	93,21
4/ 7	11,26	0,09	93,19	93,21
4/ 8	11,36	0,09	93,19	93,82
4/ 9	11,99	0,08	93,19	93,90
4/ 10	12,00	0,08	93,19	93,90

a) commentaire:

- 1°/ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0.45s$
- 2°/ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation

- 3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- 4°/ On doit retenir les 6 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).
- b) Différents modes de déformation de la structure:

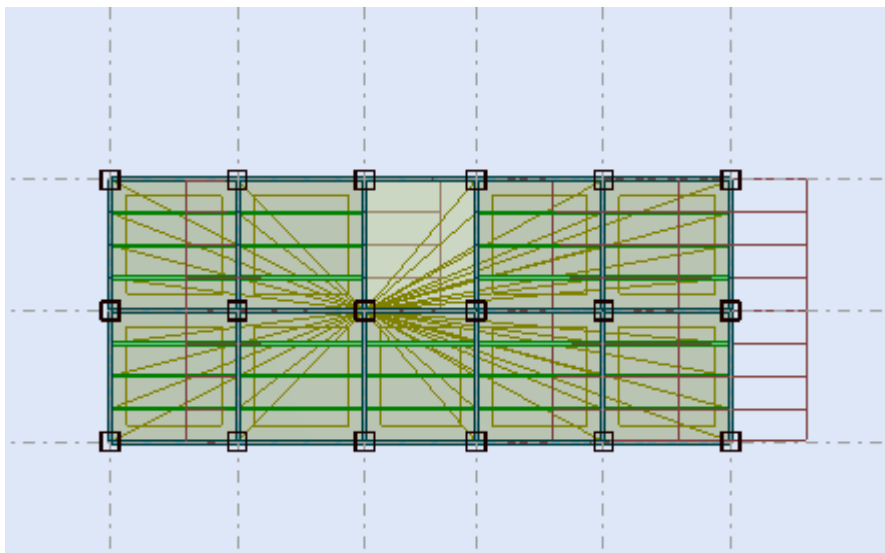
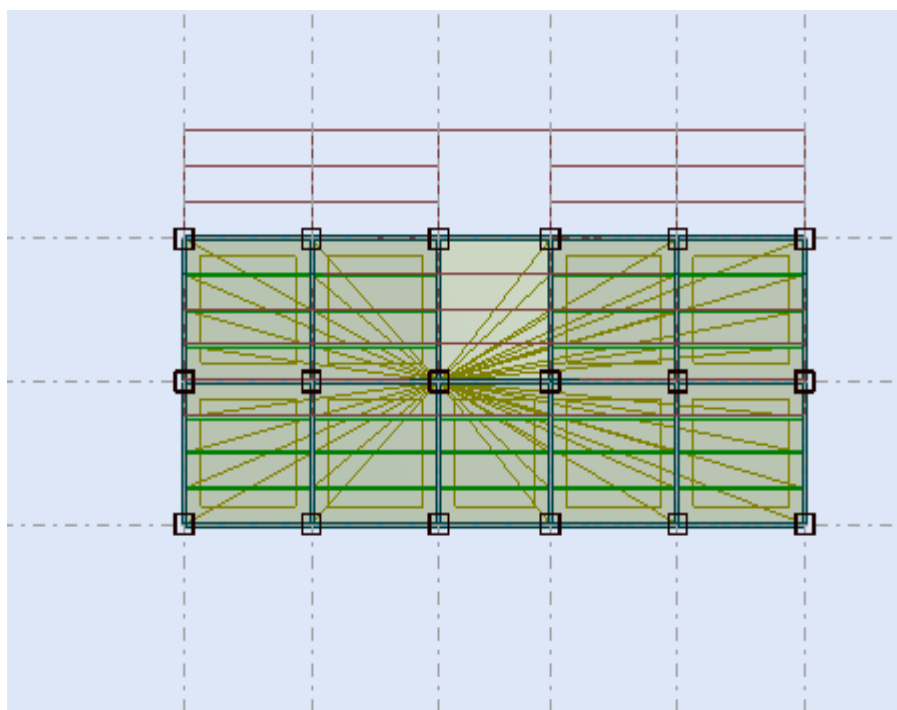


Figure IV.11:: 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-X (résultats de Robot 2015)



FigureIV.12: 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse Y-Y (résultats de Robot 2015)

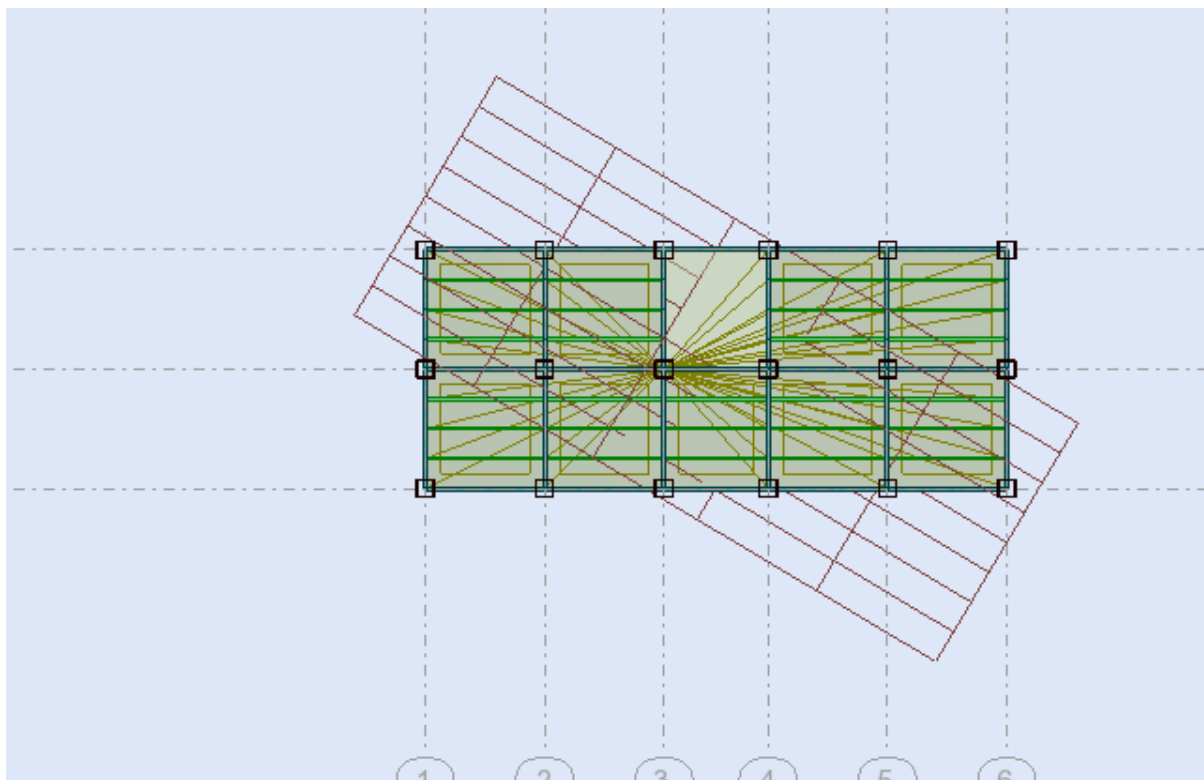


Figure IV.13: 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2015)

IV.3.4 Vérification les articles de RPA

➤ Calcule l'effort tranchant statique

$$V_x = 1103.76 \text{ KN}$$

$$V_y = 1208.8 \text{ KN}$$

➤ L'effort dynamique : A Partir des résultats de robot

$$V(E_x)(\text{Dynamique}) = 940.39 \text{ KN} > 0.8 V_{\text{statique}} = 883.08 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$V(E_y)(\text{Dynamique}) = 1008.8 \text{ KN} > 0.8 V_{\text{statique}} = 967.04 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

➤ Vérification de période :

RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique (robot), ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %

L'étude sismique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période fondamentale
 $T_{\text{dyn}} = 0.45\text{sec}$

Nous avons:

$$1.3 \times T_y = 1.3 \times 0.44 = 0.572 > T_{\text{dyn}} = 0.45\text{sec} \Rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Les déplacements latéraux enter- étage**

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux entre-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99,

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

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Avec R : coefficient de comportement égal à 4.

δ_{ek} = déplacement dû aux forces sismiques F_i .

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 est égal à

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements résultantes de la combinaison des charges :

NIVEAU	δ_{ek}	(U_x) cm	δ_{ek}	(U_y) cm
RDC	0.3		0.2	
1	0.8		0.5	
2	1.4		0.8	
3	2.1		1.1	
4	2.8		1.5	
5	3.5		1.7	

Tableau IV.4 :Les déplacements relatifs

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à l'article 5.10, c'est à dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Pour notre cas nous avons des hauteurs d'étages qui sont de 3m, donc le déplacement relatif doit être inférieur à 3 cm .

Sens	Sens longitudinale		Sens transversal	
	δ_k (c m)	Δ_k (cm)	δ_k (c m)	Δ_k (cm)
Niveau 5	14	$\Delta_6=2.8$	6.8	$\Delta'_6=0.8$
4	11.2	$\Delta_5=2.8$	6	$\Delta'_5=1.6$
3	8.4	$\Delta_4=2.8$	4.4	$\Delta'_4=1.2$
2	5.6	$\Delta_3=2.4$	3.2	$\Delta'_3=1.2$
1	3.2	$\Delta_2=2.$	2.	$\Delta'_2=1.2$
RDC	1.2	$\Delta_1=1.2$	0.8	$\Delta'_1=0.8$

Tableau IV.5:déplacement relatif d'une étage par rapport a l'étage qui lui adjacent

D'après le tableau ci-dessus on observe bien que les déplacements relatifs ne dépassent pas 1% de la hauteur d étage .

➤ **Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ :**

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

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0,10. \quad \text{RPA99 (Art 5,9)}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{qi})$$

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 « k ».

➤ Sens longitudinal (EX)

Niv	P _k [kn]	h _k [cm]	Δ _k	V _{kx}	θ
RDC	1649.49	300	1.2	177.17	0.037
1	1649.49	300	2	354.51	0.031
2	1649.49	300	2.4	531.51	0.024
3	1649.49	300	2.8	708.68	0.021
4	1649.49	300	2.8	885.85	0.017
5	2022.13	300	2.8	1304	0.014

Tableau. IV.6: : vérification d'effort P-Δ selon EX

➤ Sens transversale (EY)

Niv	P _k [kn]	h _k [cm]	Δ _k	V _{kx}	θ
RDC	1649.49	300	0.8	194.15	0.0022
1	1649.49	300	1.2	388.3	0.016
2	1649.49	300	1.2	582.45	0.011
3	1649.49	300	1.2	776.6	0.0084
4	1649.49	300	1.6	970.75	0.009
5	2022.13	300	0.8	1428.11	0.003

Tableau.IV.7: vérification d'effort P-Δ selon EY

On a $\theta_i < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-Δ dans le calcul des éléments structuraux.

IV.4 conclusion

En comparant les actions du vent à celles du séisme, on remarque que ces dernières sont plus importantes et vu que la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible

Donc on peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99/version 2003 ,notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

Qui due' au l'augmentation des sections des éléments de la structure, les nouveaux profilés adoptés sont regroupés dans ce tableau suivant :

Éléments de la structure	Profilée adopté
solives	IPE 240
poutres	IPE 330
poteaux	HEB 320
Stabilité en X	UPN 300

Tableau IV . 8 : profilés adopté pour la structure selon l'exigence de calcule dynamique.

Chapitre V

Étude de plancher Mixte

V ETUDE DE PLANCHER MIXTE

V.1 Introduction

Les structures de planchers sont constituées d'ossatures plus lourdes, recevant des platelages de forte inertie, nécessaires pour reprendre des fortes charges (surcharges d'exploitation, de bureaux...) pouvant atteindre plusieurs tonnes au m^2 .

Les ossatures de planchers sont constituées de poutre croisées, les solives (supporte de platelage) du même reposent sur des poutres maitresses, l'ensemble reposent sur des poteaux. Savons qu'il y a divers types de planchers, parmi eux se base sur un plancher dit mixte (acier/béton), et le plus répandu dans les constructions métalliques

V.2 Méthode de construction (réalisation)

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

V.2.1 phase de construction

- ❖ Le profilé d'acier travail seul

Les charges de la phase de construction :

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

V.2.2 phase finale

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

Les charges de la phase finale :

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

a) Largeur de la dalle collaborant (largeur effective) :

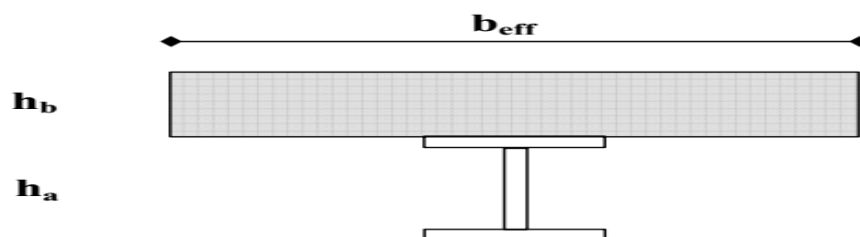


Figure V.1 : largeur de la dalle collaborant

✓ Les vérifications

• Vérification de résistance à la flexion

$$\text{Moment appliquée : } M_{sd} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{3.86 \times 4^2}{8} = 7.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ps} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{366.6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 86.15 \text{ KN.m} \gg M_{sd}$$

⇒ Donc la condition de la résistance est vérifiée

• Vérification à l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M_0}} \dots \dots \dots (5.20)$$

Avec :

A_v = l'aire de cisaillement

$$A_v = A - 2.t_f + (t_w + 2.r) . t_f$$

$$V_{pl,rd} = 1914 \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 259.68 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{3.86 \times 4}{2} = 7.72 \text{ KN}$$

$V_{pl,rd} > V_{sd} \dots \dots \dots$ (condition vérifiée)

• Vérification de la condition de la flèche

$$f_{max} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{400}{250} = 1.6 \text{ cm}$$

$$\checkmark f_{max} = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E I_y}$$

Avec : $Q_s = 2.81 \text{ KN/m}$

$L = 4 \text{ m}$

$E = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

$I_y = 3892 \text{ cm}^4$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{max} = \frac{5 \times 2.81 \times 4000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} = 1.14 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est : $f_{adm} = 16 \text{ mm}$

Donc $f_{max} \ll f_{adm} \Rightarrow$ la condition de la flèche est vérifiée

➤ **Phase finale**

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

Les charges de la phase finale :

Poids propre du profilé $g_p = 0.307 \text{ KN/m}$

Surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Poids propre du béton (sec) $G_b = 25 \cdot 0.08 = 2 \text{ KN/m}^2$

Finition :

Protection de gravillon 0.6 KN/m^2

Étanchéité multicouche 0.12 KN/m^2

Forme de pente 202 KN/m^2

Isolation thermique 0.16 KN/m^2

TN40 0.10 KN/m^2

Faux plafond 0.10 KN/m^2

$$G_{\text{finitions}} = 3.28 \text{ KN/m}^2$$

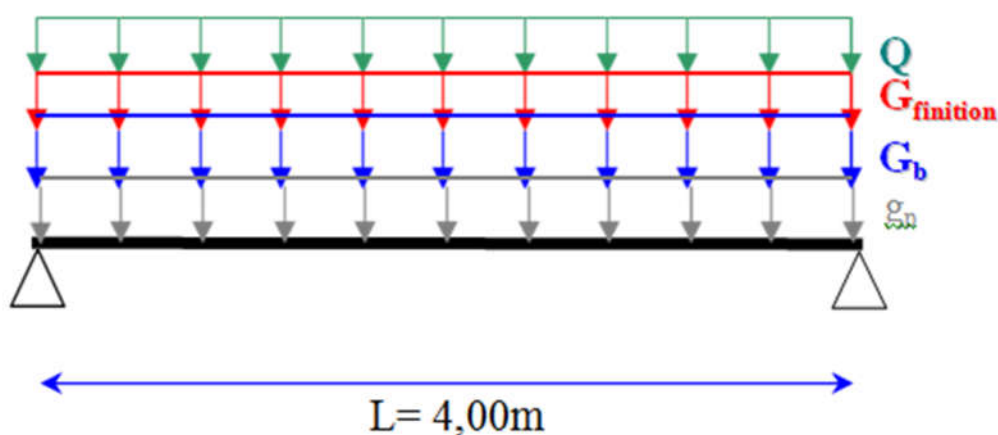


Figure V.3 : schéma statique de solive à la phase finale

L'entraxe entre les solives est de 1 m

Combinaison des charges :

ELU :

$$Q_u = 1.35 g_p + (1.35 G_b + 1.35 G_{\text{finition}} + 1.5 Q) \times 1\text{m}$$

$$Q_u = 1.35 \cdot 0.307 + (1.35 \cdot 2 + 1.35 \cdot 3.28 + 1.5 \cdot 1) \times 1\text{m}$$

$$Q_u = 9.04 \text{ KN/m}$$

calcul de moment plastique : $M_{pl,Rd}$

$$M_{pl,Rd} = A_a \cdot F_a \left[Gc + Ga + tc/2 \left(\frac{k-1}{k} \right) \right]$$

$$M_{pl,Rd} = 39,12 \cdot 23,5 \left[6 + 12 + 12/2 \left(\frac{3,26-1}{3,26} \right) \right]$$

$$M_{pl,Rd} = 203,72 \text{ KN.m}$$

✓ Les vérifications

• Vérification de résistance à la flexion

$$\text{Moment appliquée : } M_{sd} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{9,04 \times 4^2}{8} = 18 \text{ KN.m}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte : $M_{pl,Rd} = 203,72 \text{ KN.m}$

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

⇒ Donc la condition de la résistance est vérifiée

• Vérification à l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0} \dots \dots \dots (5.20)$$

Avec :

A_v = l'aire de cisaillement

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

$$V_{pl,Rd} = 1914 \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 260 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{9,04 \times 4}{2} = 18,08 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

• Vérification de la condition de la flèche : $f_{max} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$

$$\text{Avec : } f_{max} = \frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

Avec : $q_{ser} = 6,59 \text{ KN/m}$; $L = 4 \text{ m}$; $E = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$

$$I_c = \frac{A_a (Hc + 2Hp + Ha)^2}{4(1+mv)} + \frac{b_{eff}}{12m} hc^3 + I_a$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{3912}{1000 \times 80} = 0.05$$

$$I_c = \frac{3912(80+2.40+240)^2}{4(1+15 \times 0.05)} + \frac{1000}{12 \times 15} 80^3 + 3892 \times 10^4 = 1.31 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{5 \times 6.59 \times 4000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1.31 \times 10^8} = 0.8 \text{ mm}$$

la valeur de la flèche admissible est : $f_{\text{adm}} = \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm}$

Calcul de la flèche totale :

$$f_t = f_c + f_f = 1.14 + 0.8 = 1.94 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 16 \text{ mm} \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

V.2.3 calcul des connecteurs

V.2.3.1 Introduction

Toute la théorie des éléments mixte acier-béton est basé sur l'hypothèse qui il existe une liaison entre l'acier et le béton , l'adhérence du béton sur la poutre métallique est non seulement trop faible mais également trop peut durable , pour réaliser cette liaison , la transmission des charges de cisaillement longitudinal doit donc se faire par l'intermédiaire d'élément de liaison appelée connecteur, en d'autre terme ces derniers sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible

Les goujons a tête sont les plus utilisé, on adopte pour notre dalle ce type qui est (**TRW NELSON KB 3/4" -80**) avec les caractéristiques suivants :

$H = 800 \text{ mm}$; $d = 19 \text{ mm}$; $f_y = 350 \text{ Mpa}$; $f_u = 450 \text{ Mpa}$

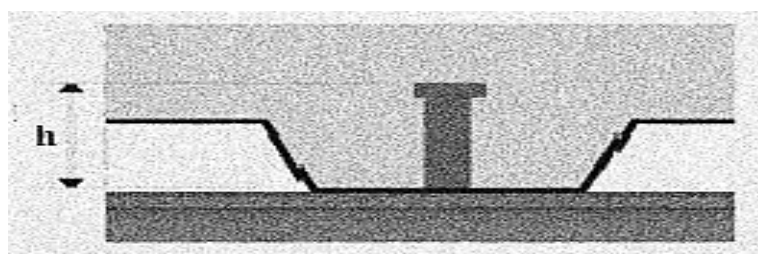


Figure V.5 : goujons à tête soudée en présence d'une dalle mixte

V. 2.3.2. on determine P_{rd}

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} p_1 = 0.2\alpha d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_v} \dots \dots \text{résistance dans le béton qui entour le goujon} \\ p_2 = 0.8 \times f_u \frac{\pi.d}{4\gamma_v} \dots \dots \dots \text{force dans les goujons} \end{array} \right\}$$

Avec : f_{ck} : résistance caractéristique de béton..25 N/mm²
 E_c : module de Young de béton 30,5 KN/mm
 f_u : résistance caractéristique des connecteurs 450 N/mm²
 $\gamma_v = 1,25$.

On remplace dans les deux équations et on trouve :

$P_1 = 73.13 \text{ KN}; P_2 = 81.61 \text{ KN}$

$P_{rd} = \min \{p_1; p_2\} \Rightarrow p_{rd} = 73130 \text{ KN}$

V.2.3.3 on détermine R_A

$R_A = A_a \cdot f_y / \gamma_a = 39.12 \cdot 10^2 \cdot 235 / 1.1 = 835.74 \text{ KN}$

V.2.3.4 nombre des connecteurs :

$N_{bre} = \frac{R_A}{P_{rd}} = \frac{835.74}{73130} = 11.43 \dots \dots \dots \text{on prend 12 connecteurs}$

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

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

$esp = \frac{L_{cr}}{N_{bre}} = \frac{200}{12} = 17 \text{ cm} \rightarrow esp = 20 \text{ cm}$

\Rightarrow on prend 20 connecteurs pour toute la poutre

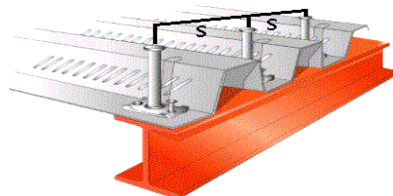


Figure V.6 : Disposition des connecteurs

❖ **REMARQUE** : (ce qui concerne des armatures de la dalle de compression)

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

$$\rho = \frac{A_s}{Bh_c} \geq 0.2 \% \rightarrow A_s = 0.002 \times 1000 \times 80 = 160 \text{ mm}^2$$

Le choix de treillis soudé ($\phi 4$, maillage de 100×100) est fiable.

V. 3 Conclusion

A travers de cette étude nous avons démontré que le plancher collaborant, réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 8 cm posé sur des solives IPE240, supporte les différentes charges appliqué au niveau de chaque étage de la structure.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 19 mm, (20 goujons espacés de 20 cm pour toute la longueur de solive).

Chapitre VI

Vérification de l'ossature

VI VERIFICATION DE L'OSSATURE

VI.1 Introduction

La stabilité statique doit être assurée tant au niveau de la structure globale qu'au niveau de chaque élément pris séparément. C'est pourquoi il est exigé de procéder au calcul de la structure sous toutes les combinaisons possibles définies d'une manière réglementaire. Les diverses sollicitations, générées par les actions, développent des contraintes au sein même des matériaux ce qui peut provoquer la déformation des éléments qui composent la structure.

Il est impératif donc de vérifier que les contraintes et les déformations sont en dessus des limites pour garantir le degré de sécurité souhaité.

VI.2 Justification des poteaux

Tous les poteaux sont en HEB320, que nous allons vérifier.

VI.2.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel Robot structural analysis2015.

$$\Rightarrow N_{sd} = 1784.95 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 108.64 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow V_{sd} = 63.13 \text{ kN}$$

Classification du profilé:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{225}{11,5} = 19.57 < 72\varepsilon \dots \dots \dots \text{Ame de classe 1}$$

$$\frac{c_f}{t_f} = \frac{150}{20.5} = 7.32 < 72\varepsilon \dots \dots \dots \text{semelle de classe 1}$$

HEB 320  est de classe 1

VI.2.2 Condition de résistance (moment fléchissant+effort normal)

$$\frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right)^2 \leq 1$$

$$\text{Avec : } M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2149.2 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 459.12 \text{ KN.m} > M_{sd} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{161.3 \times 23.5}{1.1} = 3445.95 \text{ KN} > N_{sd} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\frac{108.64}{459.12} + \left(\frac{1784.95}{3445.12} \right)^2 = 0.50 \leq 1 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

VI.2.3 vérification a l'effort tranchant

$$V_{sd} = 63.13 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{23.5 \times 47.4}{\sqrt{3} \times 1.1} = 584.64 \text{ KN} > V_{sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$V_{sd} < 0.5 V_{Rd}$ pas de réduction du moment plastique (condition vérifiée)

VI.2.4 Résistance au flambement

$$N_{sd} < N_{pl,rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec : $N_{pl,rd}$: Résistance au flambement

$\beta_A = 1$: (Pour les sections de classe I)

χ Coefficient de réduction

$$\gamma_{m0} = 1.1$$

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93.9\varepsilon} \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93.9}$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute

$$\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1.06 < 1.2$$

$$t_f = 20.5 < 100 \text{ mm}$$

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe b $\rightarrow \alpha = 0,34$

Axe (z-z) : courbe c $\rightarrow \alpha = 0,49$

On a $L = 10,5 \text{ m}$ et $L_f = 0.7L$

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{0.5 \times 1050}{13.82} = 37.98$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{0.7 \times 1050}{7.57} = 97.09$$

$$\lambda = \max(\lambda_y, \lambda_z) = 97.09$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93.9} = \frac{97.09}{93.9} = 1.03$$

VI.2.5 Détermination de coefficient de flambement χ

facteur d'imperfection α : la courbe (b) $\implies \alpha = 0.49$

$$\phi = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 1.234$$

$$\chi = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi - \bar{\lambda}^2})} = 0.523$$

D'où :

$$N_{pl,rd} = \frac{0.526 \times 1 \times 161.3 \times 23.5}{1.1} = 1812.57 \text{ KN}$$

Donc $N_{sd} < N_{pl,rd}$ **La condition est vérifiée alors en garde le profilé HEB 320.**

VI.3 Vérifications des poutres**VI.3.1 Poutre principale plus sollicitée**

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les Charge des planchers et les transmettant aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

➤ Caractéristiques de la poutre la plus sollicitée :

La poutre est en profilée IPE330 est de portée de $L = 4\text{m}$.

VI.3.2 efforts sollicitant

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel Robot structural analysis2015.

$$M_{sd} = 120.92 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 136.17 \text{ KN}$$

Classification du profilé:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{271}{7.5} = 36.13 < 72\varepsilon \dots \dots \dots \text{Ame de classe 1}$$

$$\frac{c_f}{t_f} = \frac{80}{11.5} = 6.96 < 72\varepsilon \dots \dots \dots \text{semelle de classe 1}$$

La section est de classe 1

➤ VI.3.2 efforts sollicitant**➤ Effort tranchant :**

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

$$A_{vz} = 30.8 \text{ cm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{30.8 \times 23.5}{1.1 \sqrt{3}} = 379.89 \text{ KN}$$

$V_{sd}=136.17 < 0,5V_{plRd}=189.94$ KN.....condition vérifiée.

➤ **Condition de résistance :**

$$M_{ply} = \frac{f_y W_{ply}}{\gamma M_0} = \frac{235 \times 804.3 \times 10^{-3}}{1,1} = 171.18 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{ply}$vérifiée.

VI.3.4 Vérification au déversement

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

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{Lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec : $B_w = 1$ (classe1)

χ_{Lt} : est le coefficient de réduction pour le déversement donne par :

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{ply} f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5}$$

Avec: $\lambda_1 = \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93.9\epsilon$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]}}$$

D'après le Tableau B.12 (CCM97) chargement et conditions d'appuis et diagrammes de moment de flexion:

$K=1$; $C_1=1,132$; $C_2=0,459$

Donc : $\lambda_{LT} = 79.60$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.85 > 0.4$ (il ya risque de déversement)

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.93$$

Avec: $\alpha_{Lt}=0.21$ (Pour les profilés laminés) donc $\phi_{LT} = 0.93$ et $\chi_{LT}=0.77$

$$M_{b,rd} = \frac{0.77 \times 1 \times 804.331 \times 23.5}{1.1} = 13231.24 \text{ KN.cm}$$

$$M_{b,rd} = 132.31 \text{ KN.m} > M_{sd} = 120.92 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VI.4 Étude de contreventement

VI.4.1 Introduction

Les contreventements sont les éléments stabilisateurs principaux d'une structure. Ils sont soumis à des forces situées essentiellement dans leur plan, Les charges et actions qui provoquent ces forces sont:

- le vent agissant sur la façade de la structure.
- le mouvement horizontal imposé aux fondations de la structure par les séismes .

Les contreventements ayant pour rôle de transférer les forces qui les sollicitent jusqu'à la fondation.

VI.4.2 Stabilités verticales

Dans notre structure on utilise des palées en X

VI.4.3 Contreventement en X (par croix de st André)

Dans ce type de palée, on admet que la résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues, les diagonales comprimées étant négligées. Ce système de contreventement est caractérisé par des sections réduites des diagonales qui peuvent ne pas se situer sur une même travée .Ce système de contreventement n'intervient efficacement dans la dissipation d'énergie qu'en cas de sollicitation en traction des diagonales

Dans ce type de palée, on admet que la résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues.

Dans le cadre de cette étude on utilise des sections en 2UAP300 représentées ci-dessous tel que :

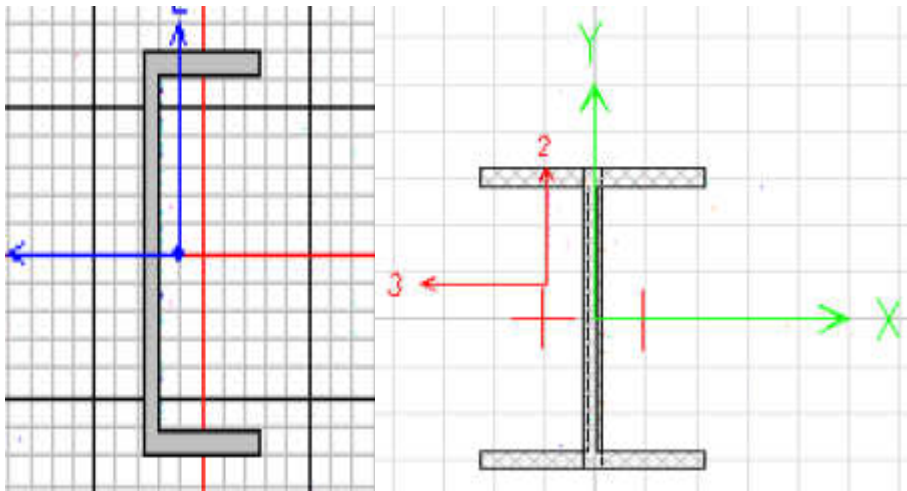


Figure VI.4.1 : la section UAP 300 et 2UAP 300

VI.4.4 Caractéristiques du profile UAP300

$h=300$ mm

$A=58.56$ cm² $t_f=16$ mm

$b=100$ mm

$I_z=562$ cm² $I_y=8170.1$ cm²

$t_w=9.5$ mm

$W_{plz}=156.854$ cm³ $W_{ply}=639.313$ cm³

La poutre diagonale est disposée de telle façon que l'axe Z de son repère local est perpendiculaire au plan XY du repère global

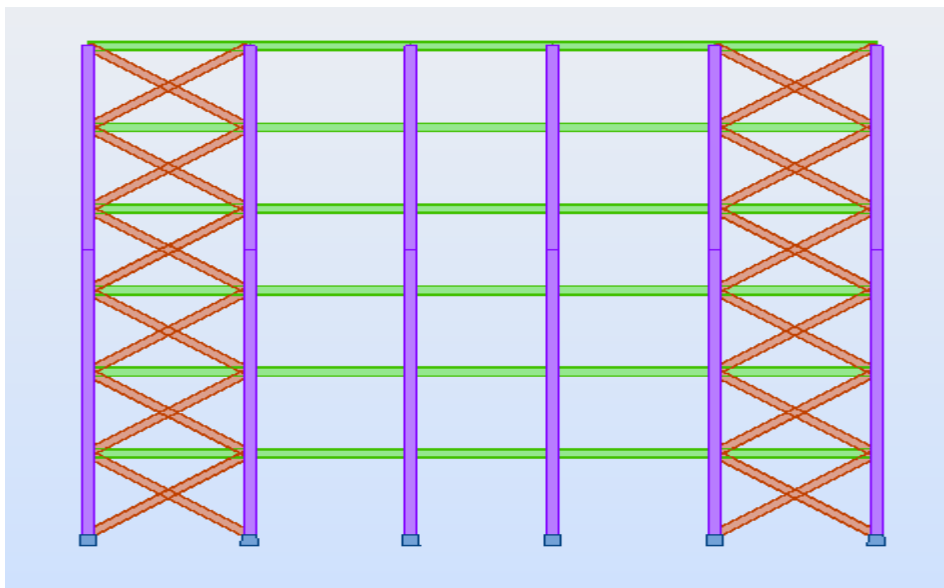


Figure VI.4.2 : vue de palée de stabilité dans le sens longitudinale

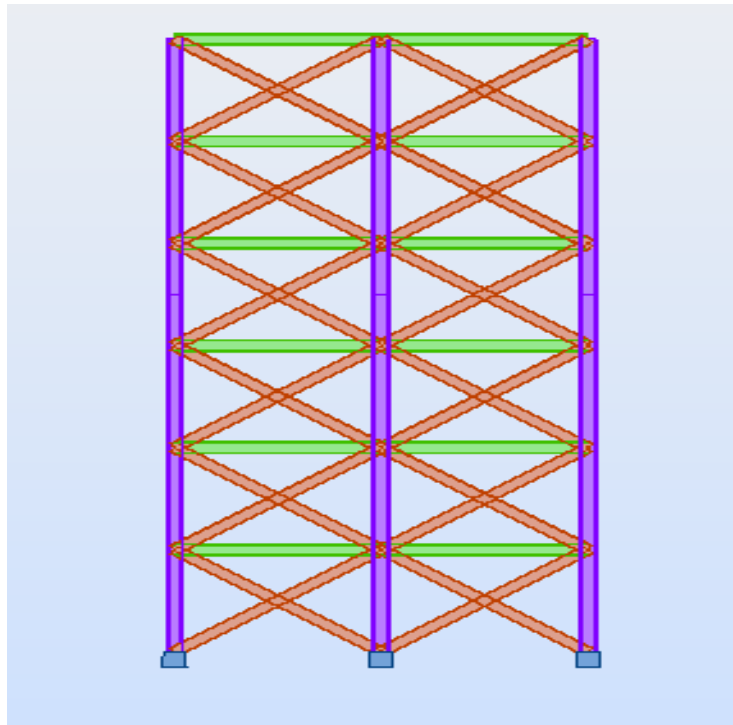


Figure VI.4.3.:Vue de palée de stabilité dans le sens transversal

VI.4.5 Vérification à la traction des diagonales (UAP300)

ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{tsd} = 120.42 \text{ KN}$ obtenue sous la combinaison $0.8G - E_y$.

On doit vérifier la formule suivant :

$$N_{Sd} < N_{t.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

N_{Sd} : Valeur de dimensionnement de l'effort de traction ;

$$N_{t.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{58.56 \times 23.5}{1.1} = 1251.05 \text{ KN} > N_{tsd} = 118.37 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

VI.4.6 Vérification à la compression des diagonales (UAP300)

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 2 contreventements

PIECE:385 contreventements_385

POINT:1

COORDONNEE: $x = 0.00$ $L = 0.00$ m**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif:13 G+Q+1.2EX (1+2+3)*1.00+5*1.20

MATERIAU:ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION:2 UAP 300**

$h=30.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=20.5$ cm	$A_y=64.00$ cm ²	$A_z=57.00$ cm ²	$A_x=117.12$ cm ²
$t_w=0.9$ cm	$I_y=16340.36$ cm ⁴	$I_z=2330.96$ cm ⁴	$I_x=72.60$ cm ⁴
$t_f=1.6$ cm	$W_{ply}=1278.62$ cm ³	$W_{plz}=375.96$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 324.21$ kN	$M_{y,Ed} = -7.42$ kN*m	$M_{z,Ed} = -0.14$ kN*m	$V_{y,Ed} = -0.08$ kN
$N_{c,Rd} = 2752.32$ kN	$M_{y,Ed,max} = -7.42$ kN*m		$M_{z,Ed,max} = 0.37$ kN*m
	$V_{y,T,Rd} = 868.33$ kN		
$N_{b,Rd} = 1202.55$ kN	$M_{y,c,Rd} = 300.48$ kN*m		$M_{z,c,Rd} = 88.35$ kN*m
	$V_{z,Ed} = 3.88$ kN		
	$M_{N,y,Rd} = 296.31$ kN*m		$M_{N,z,Rd} = 87.12$ kN*m
	$V_{z,T,Rd} = 773.36$ kN		
			$T_{t,Ed} = -0.00$ kN*m

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

$$L_y = 5.00 \text{ m}$$

$$L_{cr,y} = 5.00 \text{ m}$$

$$L_{amy} = 42.33$$

$$\lambda_{my} = 0.45$$

$$\chi_y = 0.87$$

$$\eta_{zy} = 0.57$$



$$L_z = 5.00 \text{ m}$$

$$L_{cr,z} = 5.00 \text{ m}$$

$$\lambda_{mz} = 112.08$$

$$\lambda_{mz} = 1.19$$

$$\chi_z = 0.44$$

$$\eta_{zz} = 1.14$$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{my} = 42.33 < \lambda_{max} = 210.00$$

$$\lambda_{mz} = 112.08 < \lambda_{max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}) + \eta_{zy} M_{y,Ed,max}/(XLT M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) +$$

$$\eta_{yz} M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}) + \eta_{zz} M_{y,Ed,max}/(XLT M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) +$$

$$\eta_{zz} M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.29 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VI.5 Conclusion

D'après toutes les vérifications précédentes, nous avons démontré que la stabilité de la structure est assurée par des poutres en X, réalisé avec des profilées en UPN300, dimensionné à la traction et toute les critères (déversement, voilement, flambement..) des poteaux et des poutres sont vérifiés .

Chapitre VII

Calcul des assemblages

VII CALCUL DES ASSEMBLAGES

VII.1 Introduction

En construction métallique, ou les ossatures s'organisent en squelettes, la conception des assemblages est importante. L'élaboration d'un assemblage doit prendre en compte trois fonctions suivantes ;

- transmettre les efforts entre les différents éléments structuraux .
- correspondre au type de liaison voulue (encastrement, articulation, etc ...)
- assurer l'esthétique de l'ouvrage.

VII.2 Rôle des assemblages

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes, généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc...) entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages),
- Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis...etc.).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants,
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

VII.3 Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés ;
- Les assemblages boulonnés ;
- Les assemblages rivetés

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et / ou adhérence.

VII.4 Calcul des assemblages

Le calcul des assemblages se fait sous les normes de l'EC3 et CCM97.

VII.4.1 Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale)

Cet assemblage ne transmet qu'un effort tranchant, la transmission de cet effort s'effectue uniquement par l'intermédiaire des âmes des profilés à assembler, l'aile supérieure des solives et de la poutre principale du plancher sont au même niveau donc il est nécessaire d'échancre les solives.

➤ **Assemblage par double cornière :**

Les solives sont articulées aux poutres par des cornières d'attache

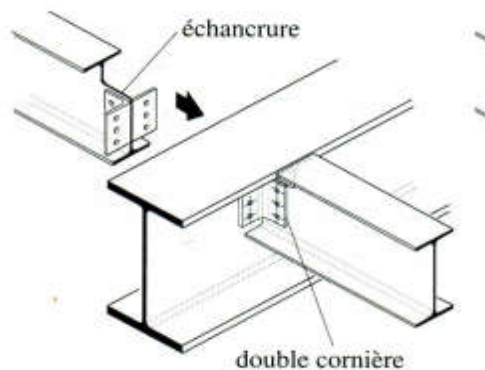


Figure VII.1 : Assemblage solive-poutre principale.

➤ **Caractéristiques des éléments d'assemblage :**

Les solives sont articulées aux poutres par des cornières d'attache, l'effort tranchant repris par l'assemblage est celui qui transmet la solive à la poutre soit $V_{sd}=34.78\text{KN}$.

Solive : IPE240

Poutre principale : IPE330

Cette assemblage est réalisé avec des boulons M 16 de classe 6.8 caractérisé par :

$f_{yb}=480\text{ MPa}$ (limite d'élasticité).

$f_{ub}=600\text{MPa}$ (limite de la résistance ultime).

$A_s = 115\text{ mm}^2$ (aire résistante).

Cornière : On choisit une double cornière de 2 (L100x100x10), disposée de 03 trous .

➤ **Disposition géométrique :**

diamètres des trous := 16 mm

$d_0 = \Phi + 2 = 16 + 2 = 18\text{ mm}$

$$\left. \begin{array}{l} 1.2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t \\ 3d_0 \leq P_2 \leq 14t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t_w \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} 21.6 \leq e_1 \leq 120 \\ 27 \leq e_1 \leq 120 \\ 60 \leq P_2 \leq 140 \\ 39.6 \leq p_1 \leq 140 \end{array} \right\} \text{on adopté} \left\{ \begin{array}{l} e_1 = 40 \text{ mm} \\ e_2 = 30 \text{ mm} \\ P_1 = 60 \text{ mm} \\ P_2 = 70 \text{ mm} \end{array} \right.$$

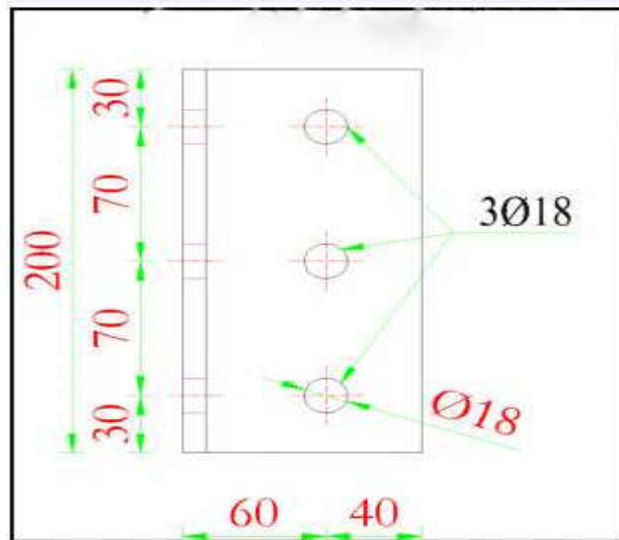
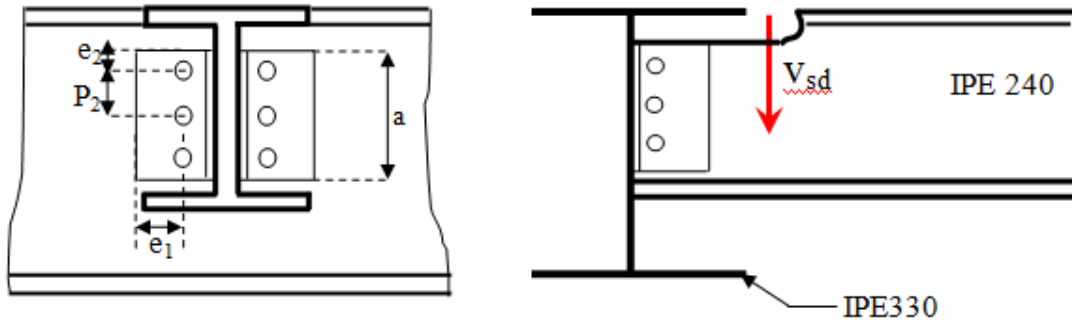


Figure VII.2 : Disposition des boulons.

➤ **Vérification des boulons au cisaillement :**

Ces boulons doivent reprendre l'effort tranchant V_{sd} ainsi que le moment local

D'excentrement : $M_e = V_{sd} \times e$ L'effort maximal résultant $F_{r,sd}$ repris par chaque boulon est donné par la relation :

$$F_{r,sd} = \sqrt{F_{V,sd}^2 + F_{V,M}^2}$$

Avec : $F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$; $F_{V,M} = \frac{V_{sd} \cdot e}{d_e}$

V_{sd} : effort fléchissant vertical

$F_{r,sd}$: effort de cisaillement résultant de calcul par boulon ;

$F_{V,M}$: effort de cisaillement horizontal par boulon dû au moment local d'excentrement ;

$F_{V,sd}$: effort de cisaillement vertical par boulon ;

d_e : distance séparant les rangées extrêmes des boulons ;

n : nombre des boulons ;

e : distance entre l'axe d'un trou et l'âme de la poutre maîtresse.

Effet de V_{sd} :

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{34.78}{3} = 11.59 \text{ KN}$$

Effet de $M_{sd}=V.e$:

$$F_{M,sd} = \frac{34.78 \times 60}{140} = 14.95 \text{ KN}$$

D'où :

$$F_{r,sd} = \sqrt{F_{V,sd}^2 + F_{M,sd}^2} = \sqrt{11.59^2 + 14.95^2} = 18.92 \text{ KN}$$

Comme les boulons travaillent au double cisaillement, l'effort maximal résultant doit vérifier :

$$F_{r,sd} \leq 2F_{v,Rd}$$

$F_{v,Rd}$: résistance de calcul de cisaillement par boulon ;

$$V_{sd} \leq 2 \cdot F_{v,Rd} = \frac{0.6 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$2 \cdot \frac{0.6 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} = 2 \cdot \frac{0.6 \times 600 \times 157}{1.25} \cdot 10^{-3} = 90.44 \text{ KN} > 18.92 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

➤ La pression diamétrale :

On doit vérifier que :

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{F_u}; 1 \right) \dots \dots \alpha = 0,67$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0,67 \times 360 \times 16 \times 10}{1,25} \times 10^{-3} = 58,32 \text{ KN}$$

$F_{V,sd}=11,59 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 58,32 \text{ KN} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

➤ cisaillement du bloc (CCM97 art 6.5.6.2) :

la rupture par cisaillement de bloc résulte d'une rupture de traction le long de la ligne de trou de fixation délimitant le bloc en zone tendue accompagnée d'un écoulement plastique le long de la rangée de trou délimitant ce bloc en zone cisailée. Elle se traduit par l'enlèvement de la zone hachurée.

Il faut vérifiée : $V_{sd} \leq V_{eff,Rd}$ (art 5.5.2.2EC3)

$$V_{eff,Rd} = \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \frac{A_{veff}}{\gamma_{M0}} \quad (\text{art 6.5.2.2 CCM97})$$

$V_{eff.Rd}$: la valeur de calcul de la résistance réduite à l'effort de cisaillement

Avec : A_{veff} aire efficace de cisaillement = $t \cdot L_{v,eff}$

$L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2$ et $L_{v,eff} < L_3$

$L_1 = a_1 = e_2 = 30 \text{ mm}$

$L_2 = (a_2 - K d_{0,t}) (f_u / f_y) = (40 - 0.5 \times 20) \left(\frac{360}{235} \right) = 45,95 \text{ mm}$

$d_{0,t}$: taille des trous le long de la ligne tendue

t: épaisseur de l'âme

$K=0,5$ pour une seule rangée de boulons.....(CCM 97 page 108)

$L_v = 140 \text{ mm}$

Donc:

$L_{v,eff} = 215.95 \text{ mm}$

$A_{v,eff} = 2159.5 \text{ mm}^2$

$V_{eff.Rd} = \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}} \right) \frac{21,595}{1,1} = 266.36 \text{ KN}$

$V_{eff.Rd} = 266.36 \text{ KN} > V_{sd} = 34.78 \text{ KN}$ pas de risque du cisaillement du bloc

VII.4.2 Assemblage poteau-poutre principale (HEB320-IPE330) :

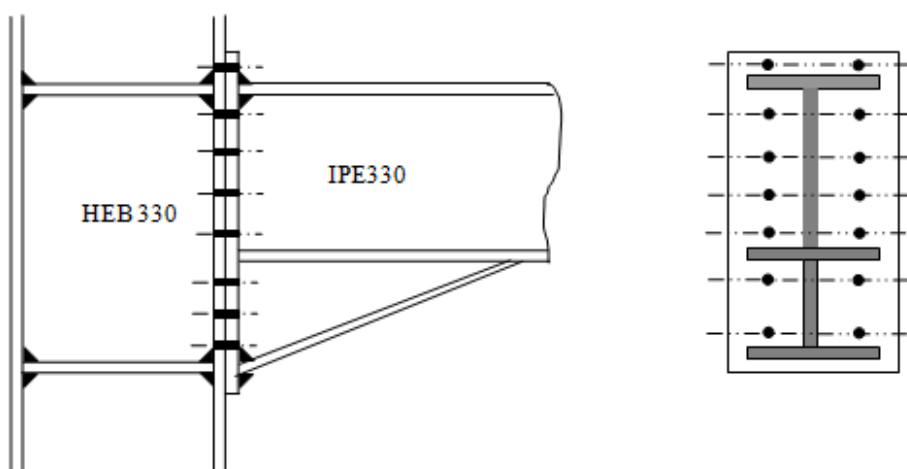


Figure VII.3 : assemblage poteau- poutre (HEB320 -IPE330)

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons précontrainte sous l'effort tranchant $V_{sd} = 139,62 \text{ KN}$ et moment fléchissant $M = 140 \text{ KN.m}$ obtenue à l'ELU

➤ Disposition des boulons

Soit les boulons : HR M16 de classe 10.9, disposés comme l'indique la figure sur une platine (610*240*10) mm.

$d_0 = \Phi + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$; $t = 20 \text{ mm}$

$$\left. \begin{array}{l} 1.2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 1.5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \\ 3d_0 \leq P_2 \leq 14t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t_w \end{array} \right\} \begin{array}{l} 21.6 \leq e_1 \leq 240 \\ 27 \leq e_2 \leq 240 \\ 54 \leq P_2 \leq 280 \\ 39.6 \leq p_1 \leq 280 \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1.2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 1.5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \\ 3d_0 \leq P_2 \leq 14t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t_w \end{array}} \right\} \text{on adopte} \left\{ \begin{array}{l} e_1 = 60 \text{ mm} \\ e_2 = 40 \text{ mm} \\ P_1 = 120 \text{ mm} \\ P_2 = 80 \text{ mm} \end{array} \right.$$

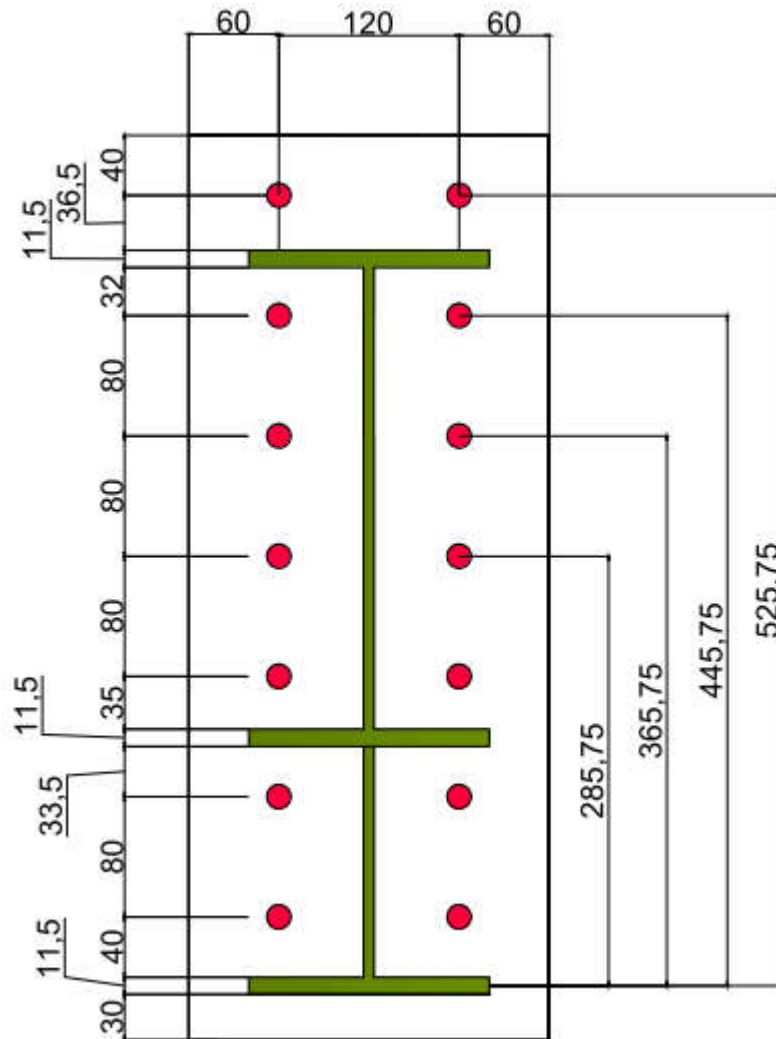


Figure VII.4: disposition des boulons.

➤ Détermination des efforts dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus c'est-à-dire les quatre rangées (horizontales) supérieures soit :

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2} ;$$

$$\left. \begin{array}{l} d_1 = 525.75 \text{ mm} \\ d_2 = 445.75 \text{ mm} \\ d_3 = 365.75 \text{ mm} \\ d_4 = 285.75 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \sum d_i^2 = 609164.937 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_1^2} = 120.83 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M \cdot d_2}{\sum d_2^2} = 104.74 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{M \cdot d_3}{\sum d_3^2} = 83.86 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{M \cdot d_4}{\sum d_4^2} = 59.47 \text{ KN}$$

➤ **Résistance des boulons à la traction**

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n \times F_{b.Rd}$

Avec : $F_{b.Rd} = 0.7 f_{ub} \times A_S$

$F_{b.RD}$: Résistance de calcul de traction par boulon .

f_{ub} : La résistance à la traction des boulons égale à 1000 MPa pour les boulons .

A_S : air de la section résistante en traction du boulon .

n : Nombre de boulons par rangée.

$$F_{b.Rd} = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 157 = 87.92 \text{ KN}$$

$$N_1 = 120.83 \text{ KN} < n \times F_{B.Rd} = 2 \times 87.92 = 175.84 \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ **Moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_R = \frac{N_1 \cdot \sum d_i^2}{d_i}$$

avec : $N_1 = 0,7 f_{ub} \cdot A_S = 87.92 \text{ KN}$ pour un boulon,

soit 175.84KN pour un rangée .

$$M_R = \frac{175.75 \times 609164.937 \times 10^{-6}}{0.52575} = 203.63 \text{ KN.m} > M_{Sd} = 140 \text{ KN.m} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

Il faut vérifier que :

$$n: \text{ est le nombre total boulons. } \frac{V_{Sd}}{n} \leq F_{V.Rd}$$

$$V_1 = \frac{V_{Sd}}{N} = \frac{139.62}{14} = 9.97 \text{ KN}$$

L'effort résistant au cisaillement par boulon égale:

$$V_{brd} = \begin{cases} F_{srd} = \frac{k_s \times n \times \mu}{\gamma_{M_s}} \times F_{ped} \\ F_{brd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M_0}} \end{cases}$$

$$F_{Ped} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_S$$

avec:

$F_{s.Rd}$: Résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint;

$F_{p.cd}$: Force de précontrainte dans le boulon (force de serrage) ;

A_S : aire de la section résistante en traction du boulon

n : Nombre d'interface de frottement;

μ : Coefficient de frottement

k_s : Facteur de forme.

$$F_{p.cd} = N_1 = 0,7 f_{ub} \cdot A_S = 87.92 \text{ KN}$$

$$k_s=1 \text{ (M12 a M27)}$$

$$\mu = 0.3 \text{ (surfaces nettoyées par brossage métallique ou a la flamme)}$$

$$V_1 \leq 1 \times 1 \times 0.3 \times 87.92 = 26.38 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée)}$$

selon Eurocode 3: aucune vérification n'est nécessaire des lors que les raidisseurs ont une épaisseur égale à celle des semelles de poutre .

donc :les raidisseurs d'épaisseur $t=20 \text{ mm}$

➤ **assemblage platine–poutre :**

Cette attache au moyen de cordons de soudure.

Le dimensionnement des cordons se fait suivant l'hypothèse suivante :

On supposera que le moment est repris uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine, on supposera également que l'effort tranchant est repris uniquement par les cordons reliant l'âme à la platine.

L'assemblage est soumis à l'effort suivant :

➤ **calcul et vérification de la platine :**

pour assurer la résistance de la platine la condition suivante doit être satisfaite

$$M_{tr.i} \leq M_{tr.pl} = 0.25 t_{pl}^2 \cdot a \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

avec :

$$a = p ; c = 2m + t_{fb} = 40.2 + 11.5 = 91.5 \text{ mm}$$

$$M_{tr} = \frac{p_i \cdot c}{8}$$

$$c = 2.40 + 11.5 = 91.5 \text{ mm}$$

$$p_1 = \sigma_{fb} \cdot b_{fb} \cdot t_{f.b}$$

$$\sigma_{fb} = \frac{M \cdot e_j}{w_{fb}} + \frac{N}{A}$$

avec:

A: l'aire de la section transversale de la poutre

w_{fb} : le module d'inertie de la semelle tendue

$$\sigma_{fb} = \frac{14000}{713.145} = 19.63 \text{ KN/cm}^2 \implies p_1 = 19.63 \cdot 18 \cdot 1.15 = 406.34 \text{ KN}$$

$$M_1 = \frac{406.34 \cdot 9.15}{8} = 464.75 \text{ mm}$$

$$a_1 = 0.5 b_{pl} = 0.5 \cdot 240 = 120 \text{ mm}$$

(pour la première rangée de boulons au-dessus de la semelle tendue de la poutre)

➤ calculer l'épaisseur de la platine

pour le tronçon au-dessus de la semelle tendue de poutre

$$t_{tpl} \geq 2 \sqrt{\frac{M_{tr.}}{f_y} \cdot \frac{\gamma_{m0}}{a_1}} = 2 \sqrt{\frac{406.34}{23.5} \times \frac{1}{12}} = 2.4 \text{ cm}$$

on adopte $t_{tpl} = 25 \text{ m}$

➤ **Gorge reliant l'âme :**

$$3\text{mm} \leq \alpha \leq 0,5 \cdot t_w \implies 3\text{mm} \leq \alpha \leq 0,5 \cdot 11,5 \implies 3\text{mm} \leq \alpha \leq 5,75\text{mm}$$

soit $\alpha = 3\text{mm}$

➤ **Gorge reliant la semelle a la platine :**

$$3\text{mm} \leq \alpha \leq 0,5 \cdot t_f \implies 3\text{mm} \leq \alpha \leq 0,5 \cdot 20,5$$

Soit $\alpha = 7\text{mm}$

➤ **Distribution des efforts sur les différents cordons :**

➤ **Cordon âme-platine :**

Chaque cordon reprend $V/2$

$$\frac{V}{2} = \frac{139,62}{2} = 68,81\text{KN}$$

La longueur du cordon est :

$$L_w = h - 2t_f = 330 - 2 \times 20,5 = 289 \text{ mm}$$

➤ **Cordon semelle-platine :**

La longueur du cordon est :

$$L_f = 2 \cdot b - t_w = 2 \times 300 - 11,5 = 588,5\text{mm}$$

➤ Vérification :

➤ Cordon âme-platine :

Il faut vérifiée la condition suivante :

$$\frac{V}{2} \leq F_{w.Rd}$$

Avec :

$F_{w.Rd}$: Résistance d'un cordon de soudure.

$A = a \times L_w$: la section de cordon

$$F_{w.Rd} = A \frac{F_u}{\beta_w \gamma_{Mw} \sqrt{3}} \dots \dots \text{CCM97 art 6.6.5.3}$$

On a :

$$S235 \begin{cases} F_u = 360 \text{ MPa} \\ \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{Mw} = 1,25 \end{cases}$$

$$F_{w.Rd} = 3 \times 289 \frac{360}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 180,20 \text{ KN}$$

$$\frac{V}{2} = 69,81 \text{ KN}$$

$F_{w.Rd} = 189,20 \text{ KN} > 69,81 \text{ KN} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

➤ Cordon semelle-platine :

Il faut vérifiée la condition suivante :

$$F \leq F_{w.Rd}$$

$$F = \frac{M_{sd}}{h - tf} = \frac{369,76}{(330 - 20,5)} 10^3 = 452,34 \text{ KN}$$

$$F_{w.Rd} = 7 \times 452,34 \frac{360}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} 10^{-3} = 658,11 \text{ KN} > 452,34 \text{ KN} \dots \dots \text{vérifiée.}$$

I.4.3 Assemblage poteau-poteau (HEB320-HEB320)

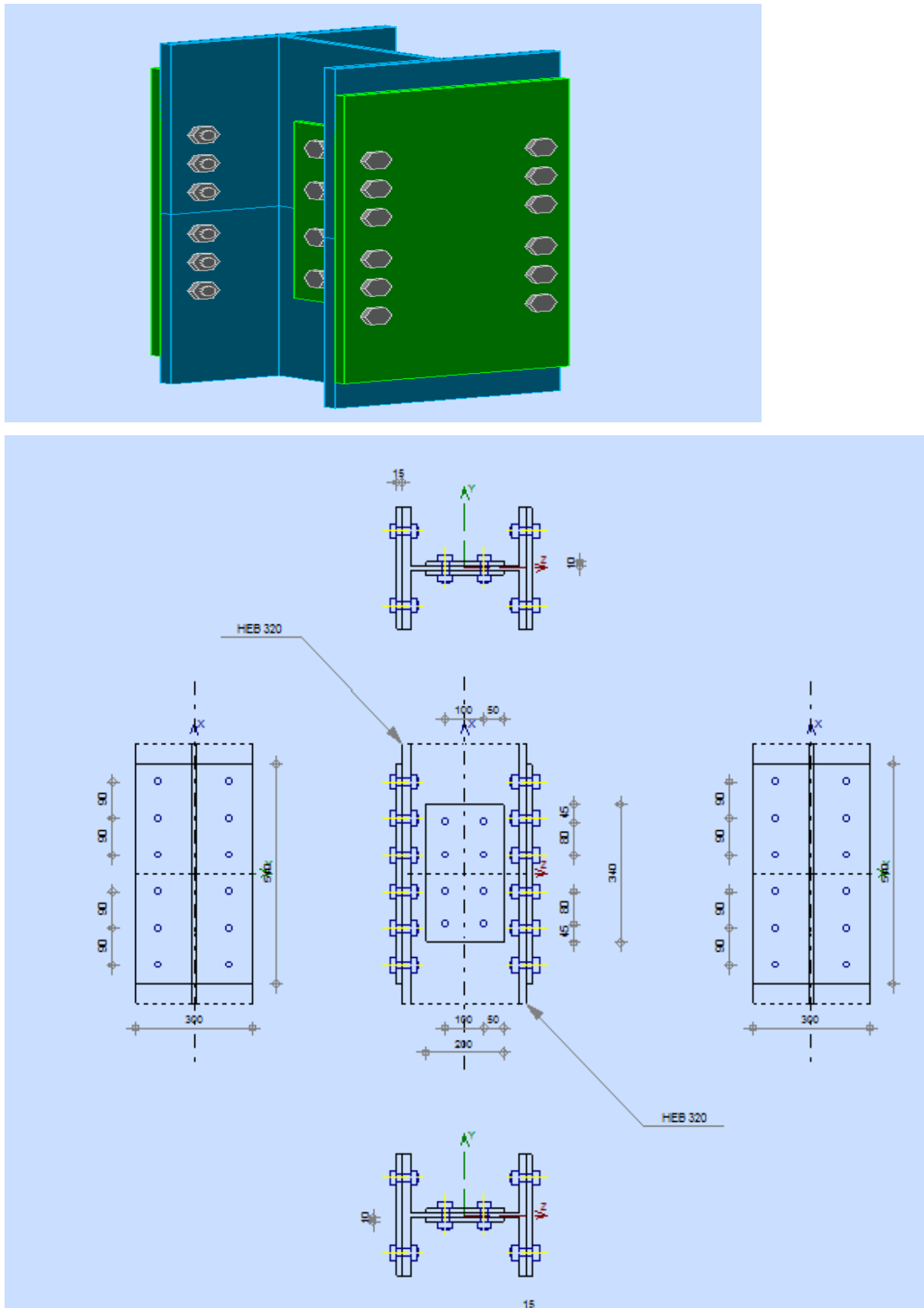


Figure VII.5: assemblage poteau –poteau (HEB320-HEB320)

Données :

Cet assemblage est sollicité par :

- Un effort normal : $N_{Sd} = 842.20\text{KN}$
- Un effort tranchant : $V_{Sd} = 43.63\text{KN}$
- boulons de classe 10.9 de type M18
- Epaisseur de la platine $e_p=10\text{mm}$
- $f_{ub}=1000\text{N/mm}^2$
- $f_u(\text{couvre joint})=360\text{ MPa}$

➤ **Disposition des géométrique**

$$\left\{ \begin{array}{l} 3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \\ 1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \\ 1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} p_2=180 \\ p_1=90 \\ e_2=50 \\ e_1=45 \end{array} \right.$$

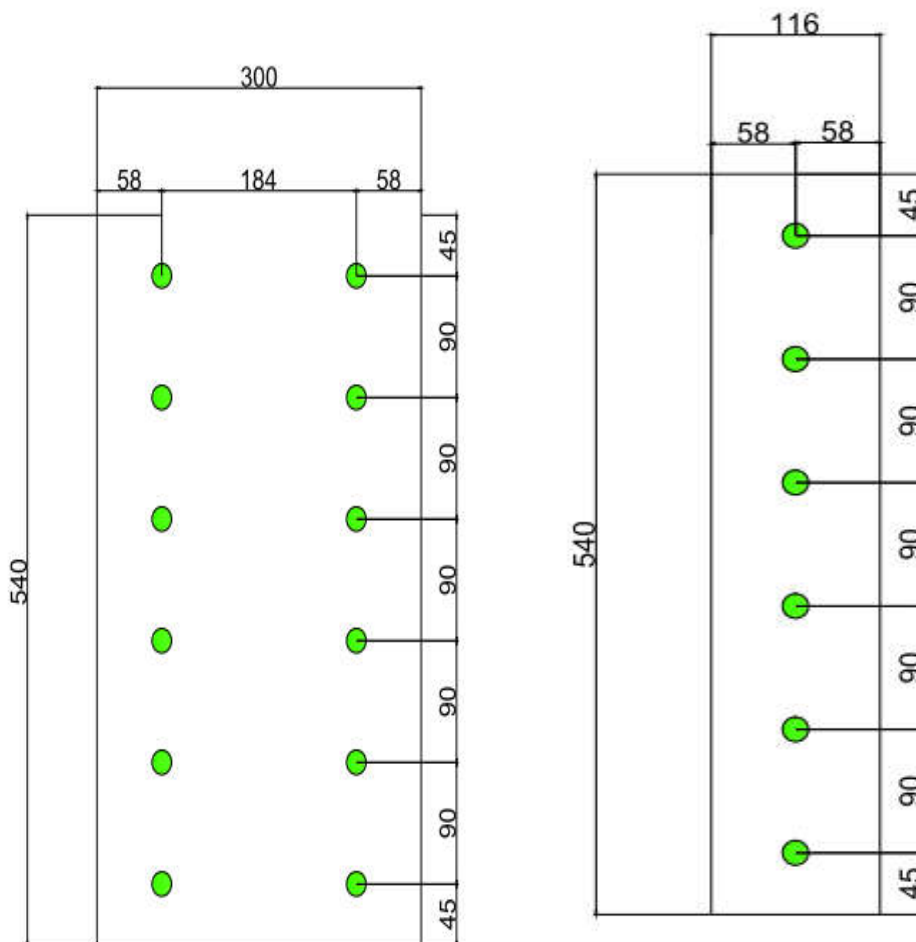


Figure VI.6:disposition des boulons sur couvre joint extérieure et intérieure

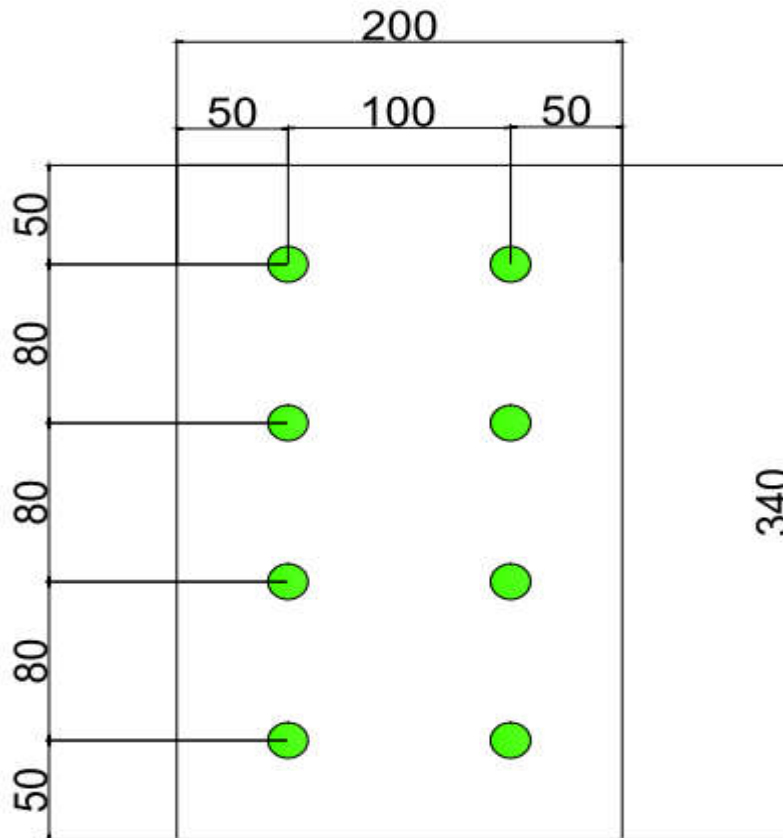


Figure VII.7:disposition des boulons sur couvre d'âme

On vérifiera en premier lieu l'assemblage des semelles (couvre joint et boulon) et en second lieu l'âme (couvre joint en boulon).

➤ **Assemblage des semelles par couvre joint :**

➤ Résistance de la semelle du profilé

$$A_{brut} = b t_f = 300 \times 20,5 = 6150 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A_{brut} - 2 d_0 t_f = 6150 - 2 \cdot 20 \cdot 20,5 = 5330 \text{ mm}^2$$

Dans le cas des structures pouvant être soumise au séisme, un comportement ductile des éléments peut être requis, ce qui exclut toute rupture d'assemblage avant plastification de la section courante de l'élément, il convient alors de s'assurer que :

$$N_u \geq N_{pl} \iff 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A \times F_y}{\gamma_{M0}} \iff 0,9 \frac{A_{net}}{A} \geq \frac{\gamma_{M2} \times f_y}{\gamma_{M0} \times f_u} \dots \dots \dots (1)$$

$$0,9 \frac{A_{net}}{A} = 0,9 \frac{5330}{6150} = 0,87$$

$$\frac{\gamma_{M2} \times f_y}{\gamma_{M0} \times f_u} = \frac{1,25 \times 235}{1,1 \times 360} = 0,74$$

Il n'est pas nécessaire de faire une vérification en section de la semelle en traction.

➤ **Résistance des couvre joint de la semelle**

Calcul des sections brutes et nettes des couvre joint :

$$A_{brut}=300 \times 20=6000 \text{mm}^2,$$

$$A_{net}=6000-2 \times (20 \times 20)=5200 \text{mm}^2$$

$$N_{pl.Rd}=\frac{A \times f_y}{\gamma_{Mo}}=\frac{6000 \times 235}{1,1} \times 10^{-3}=1261,81 \text{KN}$$

$$\frac{N_{sd}}{2}=\frac{842,20}{2}=421,1 \text{KN}$$

$N_{pl.Rd} > N_{sd}$ condition vérifiée.

➤ **Résistance des boulons des semelles**

Il faut vérifier : $N_{sd} \leq F_{v.Rd}$

La résistance au cisaillement d'un boulon HR Ø18 cisailé dans la partie non filetée est donnée par :

$$F_{v.Rd}=\frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{Mb}}=\frac{0,6 \times 1000 \times 254}{1,25}=121,92 \text{KN}$$

La résistance de 18 boulons sollicité en cisaillement est :

$$F_{v.Rd}=6 \times 2 \times 92,16=1463,04 \text{KN} > N_{sd}=842,20 \text{KN} \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Boulons de la semelle tendue en pression diamétrale**

La résistance de calcul à la pression diamétrale est donnée par

$$F_{v.Rd}=\frac{2,5 \times \alpha \times F_u \times d_0 \times t}{\gamma_{MB}}$$

$$\alpha=\min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0}-\frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)=\min(0,98; 2,8; 2,78; 1)=0,98$$

La résistance totale des boulons vaut donc :

$$F_{b.Rd}=\frac{2,5 \times 0,98 \times 360 \times 20 \times 10}{1,25} \times 10^{-3}=141,12 \text{KN}$$

La résistance totale des 6 boulons vaut donc :

$$F_{b.Rd}=6 \times 2 \times 141,12=1693,44 \text{KN} > N_{sd}=842,2 \text{KN} \text{condition vérifiée.}$$

b) Assemblage des âmes par couvre joint :

➤ **Résistance au cisaillement d'un couvre joint d'âme**

La largeur de la couvre joint :b (HEB320) =200mm

$$A_{brute}=200 \times 20=4000 \text{mm}^2$$

$$A_{net}=A-2 \times d_0 \times e_p=4000-2 \times 20 \times 10=3600 \text{mm}^2$$

$$(1) \dots 0,9 \frac{A_{net}}{A}=0,9 \frac{3600}{4000}=0,9 > \frac{\gamma_{M2} \times f_y}{\gamma_{Mo} \times f_u}=\frac{1,25 \times 235}{1,1 \times 360}=0,74$$

Donc il n'y a pas lieu de tenir des trous de fixation.

VII.4.4 Assemblage des éléments de contreventements

➤ Assemblage du contreventement en croix de Saint-André-portique

l'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction $N_{t,sd} = 120,42$ KN

➤ Assemblage gousset-nœud du portique

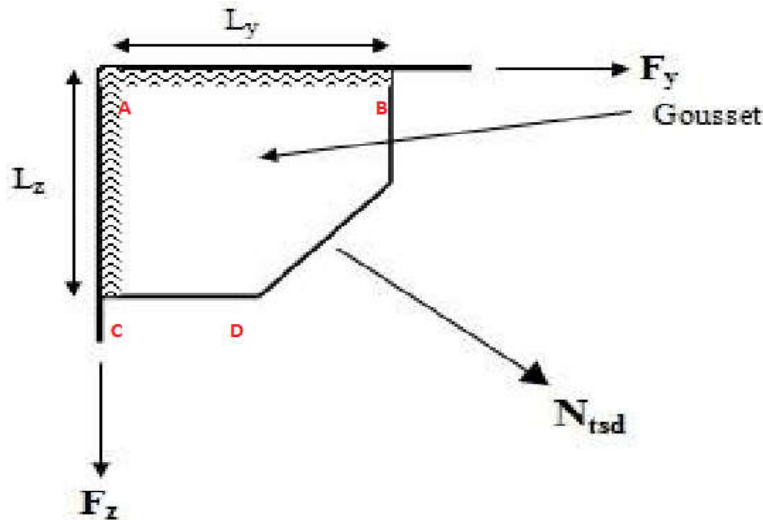


Figure VII 8 : assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.

➤ Prédimensionnement du gousset

F(kN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tableau VI.1 : l'épaisseur du gousset au fonction de l'effort appliqué.

$N_{t,Sd} = 120,42$ kN ; donc en prend : $e = 10$ mm

$AB = 400$ mm

$CD = 300$ mm

➤ Pré dimensionnement de la gorge de soudure

L'épaisseur a d'un cordon est donnée par la formule suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5t_{max}$$

Avec :

t_{max} : l'épaisseur de la plus grande des pièces à assembler

$$t_{max} = t_{HEB320} = 20.5\text{mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 10.25\text{mm}$$

On prend $a = 10$ mm

La longueur du cordon de soudure est donné par :

$$L \geq \frac{F \cdot \gamma_{Mw} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot F_u} \dots\dots\dots I$$

Il faut décomposer l'effort en deux composantes :

$$\tan \alpha = \frac{3}{4} \longrightarrow \alpha = 37^\circ$$

Donc :

$$F_y = N \cos \alpha = 96.17 \text{ KN}$$

$$F_x = N \sin \alpha = 72.47 \text{ KN}$$

D'après de l'équation I on aura :

$$\left. \begin{array}{l} L_y \geq 4.6 \text{ cm} \\ L_y \geq 3.5 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ on prend : } L = 15 \text{ cm}$$

➤ **Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique**

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 8.8 et on dispose trois boulons dans chaque rangée.

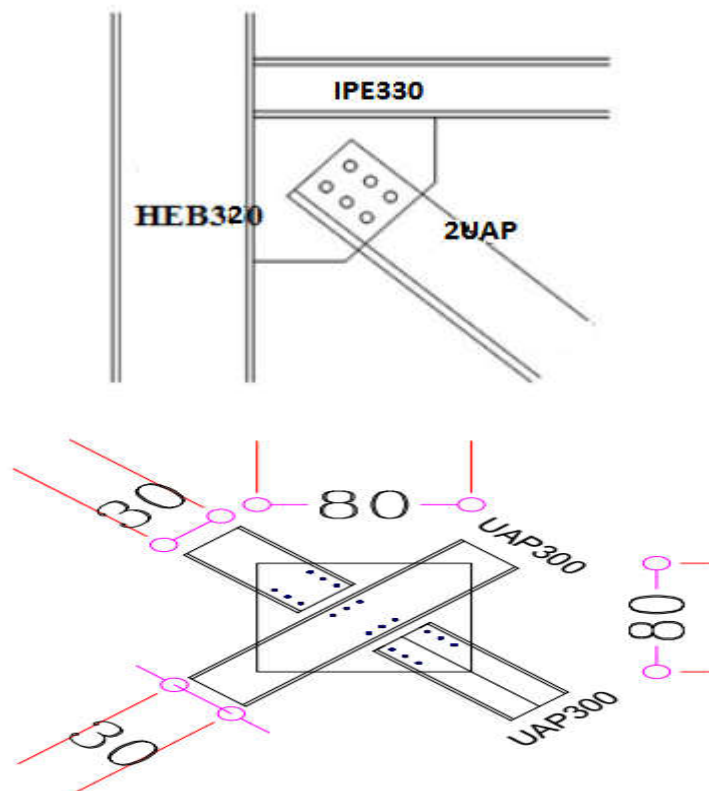


Figure VII.9: Attache diagonale – poteau

➤ **Vérification au cisaillement des boulons**

Soit les boulons M18 de classe 8-8 des éléments d'assemblage entre les diagonales et les goussets, ces boulons ont les caractéristiques suivantes :

diamètres des trous :

$$d_0 = \Phi + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

d= 18 mm : diamètre de boulon ;

$A_r = 192 \text{ mm}^2$: section résistante de la partie fileté ;

$F_{ub} = 800 \text{ MPa}$: La résistance à la rupture des boulons.

$f_{yb} = 600 \text{ MPa}$: la limite d'élasticité des boulons .

les caractéristiques du gousset sont :

$$\left. \begin{array}{l} 1.2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 1.5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \\ 3d_0 \leq P_2 \leq 14t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t_w \end{array} \right\} \begin{array}{l} 21.6 \leq e_1 \leq 120 \\ 27 \leq e_1 \leq 120 \\ 60 \leq P_2 \leq 140 \\ 39.6 \leq p_1 \leq 140 \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1.2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 1.5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \\ 3d_0 \leq P_2 \leq 14t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t_w \end{array}} \right\} \text{on adopte} \left\{ \begin{array}{l} e_1 = 80 \text{ mm} \\ e_2 = 30 \text{ mm} \\ P_1 = 140 \text{ mm} \\ P_2 = 70 \text{ mm} \end{array} \right.$$

m = 2 : nombre de plans de cisaillement

n = 6 : nombre de boulons

On doit vérifier que :

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd}$$

$F_{b,Rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon ;

$F_{V,sd}$: effort de cisaillement de calcul par boulon.

f_u : La résistance à la rupture des goussets .

$$F_{V,sd} = \frac{N_{sd}}{n, m} = \frac{325}{6} = 54,16 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6, A_s, f_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \cdot 192 \cdot 800}{1,25} \cdot 10^{-3} = 73,72 \text{ KN}$$

$F_{V,sd} < F_{v,Rd}$ (Condition vérifiée).

➤ **Vérification de la pression diamétrale**

On doit vérifier que :

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd}$$

La résistance de calcul à la pression diamétrale est donnée par

$$F_{v,Rd} = \frac{2,5 \alpha \alpha F_u \times d_0 \times t}{\gamma_{MB}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(1,48 ; 2,34 ; 2,7 ; 1) = 1$$

La résistance totale des boulons vaut donc :

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 18 \times 10}{1,25} 10^{-3} = 129,6 \text{ KN}$$

$F_{V,sd} < F_{b,Rd}$ Condition vérifiée

Alors les boulons **HR18 (8.8)** sont acceptables pour l'assemblage des diagonales avec les goussets ($t=10$ mm).

VII.4.5- Assemblage pied de poteau : (HEB320 avec la fondation)

L'encastrement des poteaux métalliques avec les fondations en béton armé se fait à l'aide des tiges d'ancrage .

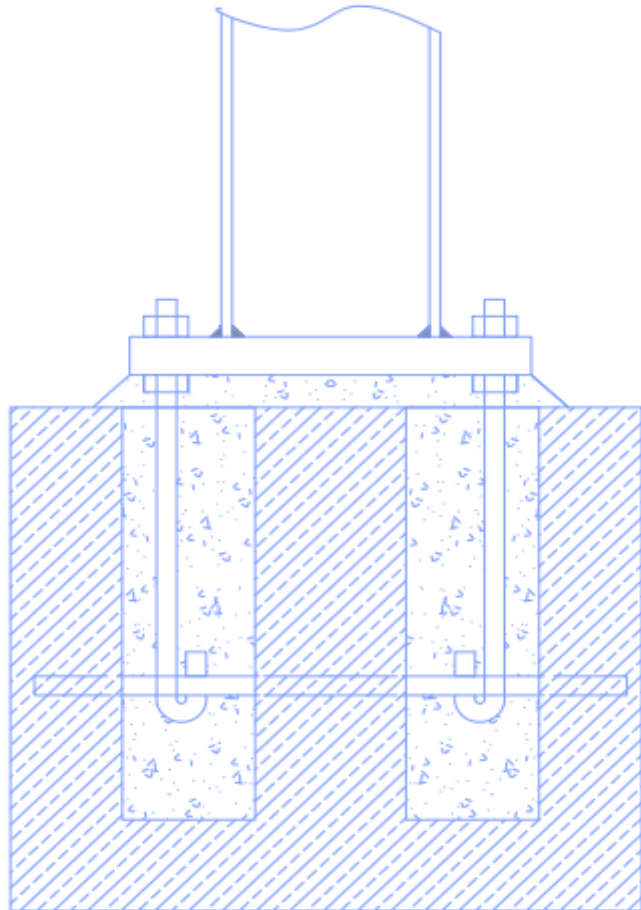


Figure VII.10: pied de poteau encastéré

Efforts à prendre en considération :

$$N_{sd} = 1784.95 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 108.64 \text{ KN.m}$$

➤ Dimensionnement de la plaque d'assise :

C'est une plaque en acier rectangulaire soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau .

➤ Cordon de soudure :

Poteau central **HEB320**

➤ Cordon de soudure de la semelle :

$$A_s = 0.7 \cdot t_f = 0.7 \cdot 20.5 = 14.35 \text{ mm}$$

➤ Cordon de soudure de l'ame :

$$A_w = 0.7 \cdot t_w = 0.7 \cdot 11.5 = 8.05 \text{ mm}$$

Donc on prend $A_s = A_w = 15 \text{ mm}$.

➤ Surface de la platine :

$$a \geq 320 + (2 \cdot 15) = 350 \text{ mm} \quad \text{on prend } a = 500 \text{ mm}$$

$$b \geq 300 + (2 \cdot 15) = 330 \text{ mm} \quad \text{on prend } b = 500 \text{ mm}$$

➤ Épaisseur de la platine :

$$t = \sqrt[4]{\frac{3N}{a \cdot b \cdot \sigma_e}} \quad \longrightarrow \quad t = \sqrt[90]{\frac{3 \times 1771 \times 10^3}{500 \times 500 \times 235}} \quad ; \quad t \geq 27 \text{ mm}$$

on prend comme épaisseur de la platine : $t = 30 \text{ mm}$

➤ vérification de la platine :

Vérification de la contrainte de compression sur la semelle :

$$\frac{N}{a \cdot b} \leq \bar{\sigma}_b = 80 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{1784.95}{0.5 \times 0.5} = 7139.8 \text{ KN/m}^2 = 71.4 \text{ daN/m}^2 < 80 \text{ daN/m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ vérifications des tiges d'encrage :

Le poteau doit être encasté dans ses deux plans longitudinal et transversal , donc on prend le nombre de tige égale a 6.

L'effort admissible d'une tige doit vérifier la condition suivante :

$$N_a \geq N/6$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000} \right) \times \frac{\varphi}{1 + \frac{\varphi}{d_1}} (20\varphi + 19.2\varphi + 7\varphi) \quad (\text{CM66 . art 5.123})$$

D'où' :

$$g_c : \text{dosage en ciment du béton} = 350 \text{ kg /m}^3$$

$$\text{Avec : } N/8 = 260.95/6 = 43.50 \text{ KN} = 4350 \text{ kg.}$$

Après le développement de l'équation précédente on prend $\varphi = 30 \text{ mm}$

➤ condition d'équilibre de BAEL :

$$\frac{N}{8} \leq F_A = \pi \cdot \tau_{su} \cdot \varnothing \cdot l_1$$

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \varnothing_s^2 \cdot f_{tj}$$

\varnothing_s : Coefficient de scellement droit, pour les rend lisse $\varnothing_s = 1$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1 \times 2.1 = 1.26 \text{ MPa}$$

$$F_A = 3.14 \times 1.26 \times 30 \times 600 = 71215.2 \text{ N}$$

$$\frac{N}{8} \leq F_A \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la bêche :**

L'utilisation de la bêche est nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$0.3 N < V$$

Avec :

V : l'effort tranchant max (60.13 KN)

N : l'effort de compression max (1784.95 KN)

$0.3 N = 535.48 \text{ KN} > V \Rightarrow$ la bêche est inutile.

➤ **Les raidisseurs**

On utilisons des raidisseurs simples dans le prolongement de l'âme du poteau,

C'est un solution courante et économique .

➤ **Caractéristiques géométriques :**

La platine : $b_p = 500 \text{ mm}$; $h_p = 500 \text{ mm}$

Le poteau : $b_c = 300 \text{ mm}$; $h_c = 320 \text{ mm}$; $t_f = 20.5 \text{ mm}$; $t_w = 11.5 \text{ mm}$

Les tiges : diamètres $\Rightarrow d = 30 \text{ mm}$; classe 4.6

Pour une tige : section nominale : $A_j = 706.5 \text{ mm}^2$

Section résistante : $A_s = 572.26 \text{ mm}^2$

Pour les 02 tiges tendue : $A_t = 2 \times 706.5 = 1413 \text{ mm}^2$

La position des tiges est définie par : $a_2 = 40 \text{ mm}$; $s = 300 \text{ mm}$; $d_t = a_2 + h_c/2 = 200 \text{ mm}$
 $d_t + h_p/2 = 290 \text{ mm}$.

➤ Compression sur le béton et traction dans les tiges :

Ont cherchons l'axe neutre y_0 :

$$\frac{d_t + M/N}{d_t + h_p/2} = \frac{200 + 10864000/178495}{290} = 0.90$$

$$\frac{2n A_t}{b_p (d_t + h_p/2)} = \frac{2 \times 15 \times 1413}{500 \times 290} = 0.30$$

On lit sur l'abaque 1 :

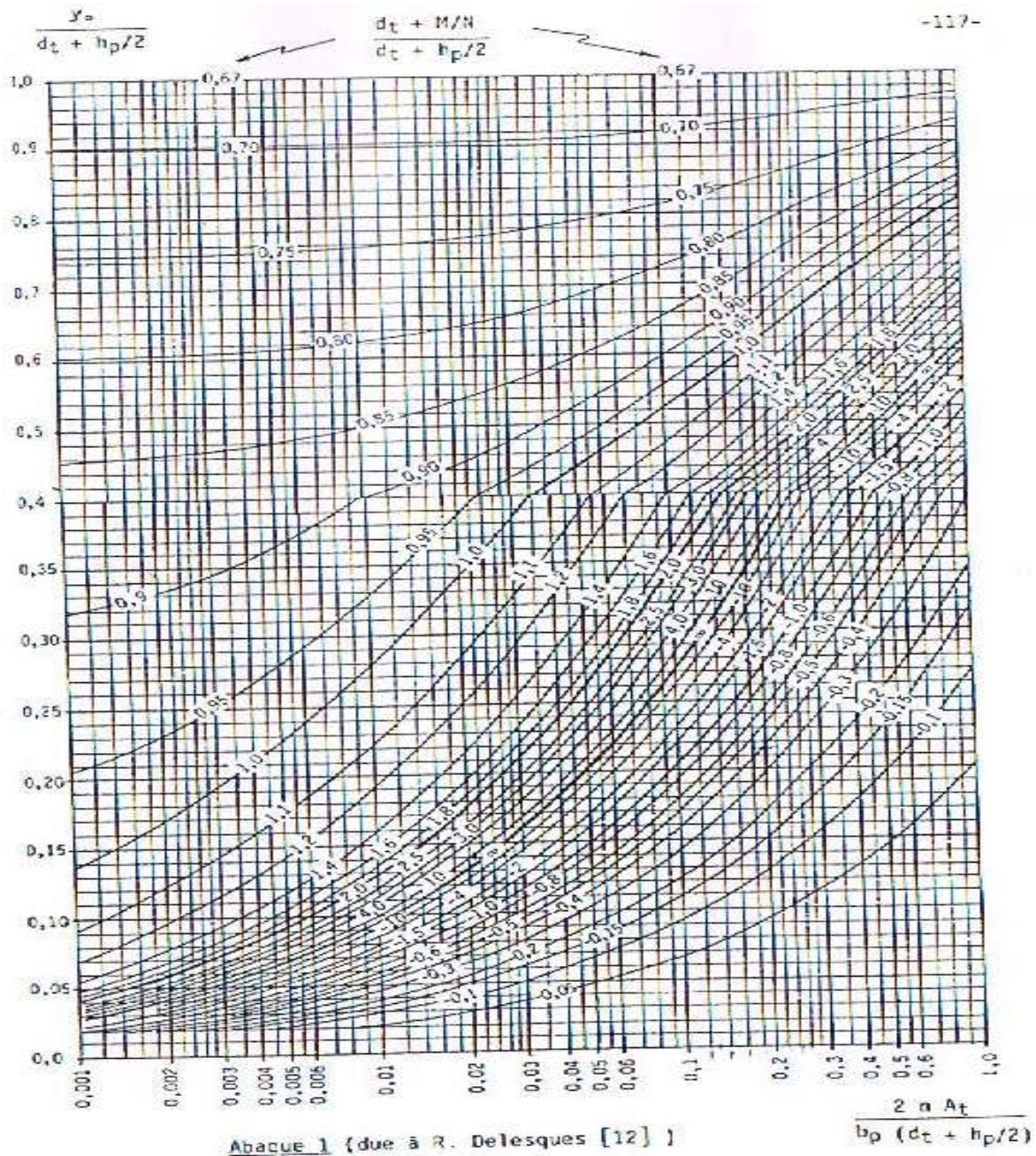


Figure VII.11 : abaque 1 (due a R . Delesques)

$$\frac{y_0}{d_t + h_p/2} = 0.720$$

$$y_0 = 0.720 \times 290 = 208.8 \text{ mm}$$

On est dans le cas ou $0 < y_0 < d_t + h_p / 2$, c'est à dire le cas générale avec compression sur une partie de béton et traction dans deux tiges

➤ **Pression max sur le béton :**

$$P_m = \frac{2(M+Nd_t)}{b_p y_0 \left(d_t + \frac{h_p}{2} - y_0/2 \right)} = 2 \times \frac{(10864000+178495 \times 200)}{500 \times 208.8(290-69.6)} = 4 \text{ dan / mm}^2$$

➤ **Traction dans les tiges :**

$$N_j = \frac{M - N \left(\frac{h_p}{2} - \frac{y_0}{3} \right)}{2 \left(d_t + \frac{h_p - y_0}{2} - \frac{y_0}{3} \right)} = \frac{10864000 - 178495 (250 - 208.8/3)}{2(290 - 208.8/3)} = 48404.03 \text{ daN}$$

➤ **Dimensionnement des raidisseurs :**

$$V_2 = b_p (h_p - h_c) (p + p_m) / 4$$

$$M_2 = b_p (h_p - h_c)^2 (p + 2p_m) / 24$$

Avec :

$$P = p_m \frac{y_0 - \frac{h_p}{2} + \frac{h_c}{2}}{y_0} = 4 \times \frac{208.8 - 250 + 160}{208.8} = 0.57 \text{ daN / mm}^2$$

$$V_2 = 500 (500 - 320) (0.57 + 4) / 4$$

$$V_2 = 102825 \text{ daN}$$

$$M_2 = 500 (500 - 320)^2 (0.57 + 2 \times 4) / 24$$

$$M_2 = 5784750 \text{ daN .mm}$$

$$V_1 = \max \left[1.25 N_j; \frac{2N_j}{1 + \left(\frac{a_1}{a_2} \right)} \right] = 1.25 \times 48404.03 = 60505.03 \text{ daN}$$

$$M_1 = V_1 \times a_2 = 60505.03 \times 40 = 2420201.2 \text{ daN.mm}$$

➤ **Longeur soudée à la platine :**

$$L_r \geq a_2 + 1.5 d_{tr} = 40 + 1.5 \times 33 = 89.5 \text{ mm}$$

On adopte **$L_r = 90 \text{ mm}$**

➤ **Longeur soudée au Poteau :**

$$h_r \geq 2L_r = 2 \times 90 = 180 \text{ mm}$$

On adopter **$h_r = 180 \text{ mm}$**

➤ **Épaisseur de raidisseur :**

$$t_r \geq \frac{2.6 V_m}{(\sigma_e \times h_r)} = \frac{2.6 \times 102825}{23.5 \times 180}$$

$$t_r \geq 63.2 \text{ mm}$$

$$t_r \geq 0.04 (L_r^2 + h_r^2)^{1/2}$$

$$t_r \geq 8 \text{ mm}$$

Donc on prend **$t_r = 65 \text{ mm}$**

➤ **Cordons de soudure :** Sont des cordons fixant les raidisseurs

➤ **Cordon minimal pour liaison (raidisseur – platine) :**

$$a_r' = k \frac{\left[(0.7V_m)^2 + \left(\frac{1.3M_m}{h_r} \right)^2 \right]^{1/2}}{L_r \times \sigma_e} = 0.7 \frac{\left[(0.7 \times 102825)^2 + \left(\frac{1.3 \times 5784750}{180} \right)^2 \right]^{1/2}}{90 \times 23.5} = 23.82 \text{ mm}$$

On adopte **$a_r' = 24 \text{ mm}$**

➤ **Cordon minimal pour liaison (raidisseur – poteau) :**

$$a_r'' = k \times \max \left[\frac{1.3V_m}{h_r \times \sigma_e} ; \frac{2.1 \frac{M_m}{h_r}}{h_r \times \sigma_e} \right] = 0.7 \max[31.6 ; 15.95] = 22.12 \text{ mm}$$

On prend $a_r'' = 23 \text{ mm}$

➤ **Cordon de gorge :**

$$g_r = \frac{t_r}{2} = 33 \text{ mm}$$

On prend $g_r = 33 \text{ mm}$

➤ **Vérification de l'âme :**

Il n'est pas nécessaire de renforcer l'âme du poteau si cette condition est vérifiée :

$$t_w \geq \frac{3 M_m}{(\sigma_e \times h_r^2)}$$

$t_w = 11.5 \text{ mm} < 22.79 \text{ mm}$ Condition non vérifiée

Pour régler ce type de problème on a 2 solutions :

Soit par renforcer le l'âme par un plat additionnelle

soit par l'augmentation de la hauteur de raidisseur

Donc : on va augmenter la hauteur de raidisseur

Et on prend $h_r=300\text{mm}$ et on réfère le calcule avec cette valeur et on trouve :

$t_w = 11.5 \text{ mm} > 8.2 \text{ mm}$ Condition vérifiée

Les nouveaux dimensions de raidisseur (épaisseur, cordons de soudure) sont :

$$t_r = 38 \text{ mm}$$

$$g_r = 20 \text{ mm}$$

$$a_r' = 20 \text{ mm}$$

$$a_r'' = 20 \text{ mm}$$

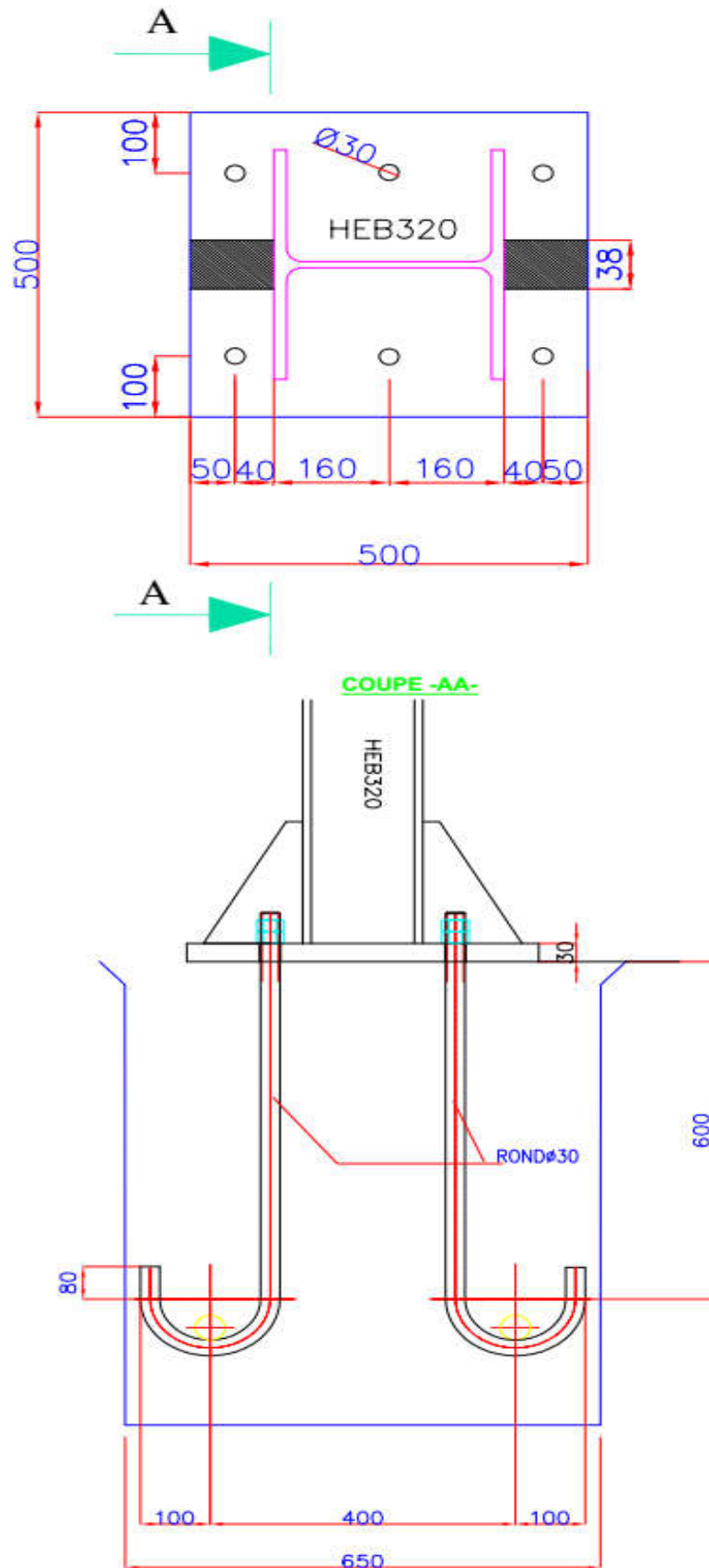


Figure VII.12 : dispositions des raidisseurs et les tiges d'ancrage.

Chapitre VIII

Étude des Fondations

VIII ETUDE DES FONDATIONS**VIII.1 introduction**

On appelle fondation, les parties enterrées d'un ouvrage conçues pour transmettre au sol de manière rationnelle, les provenant de la superstructure. .

➤ Différentes type de fondation :

Suivant l'importance des charges et la résistance de terrain on opte pour :

- Des fondations superficielles, lorsque les caractéristiques mécanique du sol sont convenable en surface.
- Des fondations profondes, lorsque les caractéristiques mécanique ne sont pas convenable En surface.

➤ Choix de type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement les critères suivants :

- ✓ La résistance du sol.
- ✓ Le tassement du sol.
- ✓ Le mode constructif de la structure.

Le choix porté sur le type de fondation, doit aussi satisfaire certains critères qui sont :

- ✓ La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- ✓ La facilité d'exécution (coffrage).
- ✓ L'économie.

➤ Définitions et justification des fondations :

La fondation d'un ouvrage de construction est la partie qui reprend les charges de la superstructure et les transmet par contact au sol support. Elle joue un rôle important pour une bonne tenue des ouvrages.

On distingue généralement deux types de fondations classés en fonction du rapport de la longueur d'encastrement D par rapport à la largeur ou le diamètre B de la fondation.

Ainsi on a:

- des fondations superficielles (semelles et radiers) lorsque $D/B < 4$.
- des fondations profondes (pieux) lorsque $D/B \geq 10$.

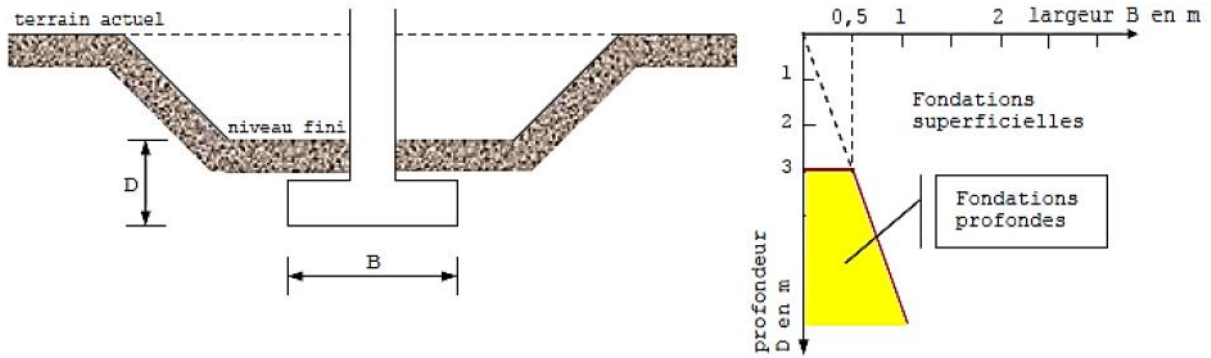


Figure VIII.1: le domaine de fondation.

VIII.2 dimensionnement de la semelle

➤ Semelles Isolées :

$$S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

N_{ser} : l'effort normal total à l'ELS

$$N_{ser} = 1268.14 \text{ kN}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

$$\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } S \geq \frac{1268.14}{250} = 5.04 \text{ m}^2$$

$$s_T = 5.04 \times 18 = 90.72 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } S_{bloc} = 19.5 \times 8 = 156. \text{m}^2$$

$$s_T = 90.72.13 \text{ m}^2 > 0.5S_{bloc} = 78 \text{ m}^2$$

Conclusion :

On remarque que les largeurs des semelles sont grandes par rapport aux travées donc on ne peut pas réaliser des semelles isolées.

VIII.2.1 dimensionnement des Semelles filantes

La détermination du centre de gravité de la semelle et les sollicitations de calcul sera faite toute en utilisant les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n X_i \cdot A_i}{\sum A_i} = 10.25 \text{ m}$$

$$N_G = \sum_{i=1}^n N_i$$

$$N_{ELS} = 5883.65 \text{ KN} ; N_{ELU} = 8211.41 \text{ KN}$$

$$M_G = \sum_{i=1}^n M_i + \sum_{i=1}^n N_i \cdot d_i^2$$

$$M_{ELU} = 27091.08 \text{ KN.m}$$

Poteaux	Efforts normaux (KN)	Moments (KN.m)
01	918.73	20.584
02	1784.95	12.594
03	1416.89	26.837
04	1141.706	16.737
05	1177.18	13.773
06	918.76	18.646

Tableau VIII.1 : sollicitations dans la SF

VIII.2.1.1-largeur de la semelle filante

La largeur de la semelle **B** est donnée par l'inégalité suivante :

$$\frac{N}{B.L} \cdot \left[1 - \frac{3 \cdot e_0}{L} \right] \leq \sigma_{sol}$$

$$L = 20.5 \text{ m.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{27091.08}{8211.41} = 3.3 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}} \left(1 + \frac{3e_0}{L} \right) = \frac{8211.41}{20.5 \times 250} \left(1 + \frac{3 \times 3.3}{20.5} \right) = 2.38 \text{ m}$$

On prend : **B = 2,4m.**

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{2.4-0.5}{4} = 0.95$$

On prend $d=95 \text{ cm}$ d'où $h=100 \text{ cm}$

$$e_0 \leq \frac{L}{6} \quad \Rightarrow \quad \text{pas de soulèvement.}$$

$$3.3 \text{ m} \leq \frac{20.5}{6} = 3.42 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

La semelle filante sous poteaux est soumise à des contraintes linéaires réparties, pour cela elle doit être suffisamment rigide pour ne pas se comporter comme une poutre sur un sol élastique, donc on doit vérifier la longueur élastique (L_e) :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B}}$$

L_e : Longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton ($E=34180 \text{ kN/m}^2$)

I : Moment d'inertie de la semelle ($I=bh^3/12$)

B : La largeur de la bande = 1.00 m

L_{\max} : La longueur maximale de l'entre axe des poteaux.

K_s : Coefficient de raideur du sol.

Si $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow$ le calcul se fait avec une répartition linéaire et il n'y a pas lieu de faire un calcul relatif à la poutre sur un sol élastique.

Si $L_{max} \geq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow$ la répartition des contraintes n'est pas linéaire et le calcul se fait relativement à la théorie de la poutre sur un sol élastique.

On suppose que $L_{max} \Rightarrow \frac{\pi}{2} L_e$ (la semelle est rigide, le chargement est uniforme, la fondation sera calculer comme une poutre sur plusieurs appuis soumise au chargement uniforme)

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \left(\frac{4EI}{K_s \times B} \right)^{1/4} = \frac{\pi}{2} (Eh^3 / 3K_s)^{1/4}$$

$$H^3 \geq \frac{48K_s}{E} \left(\frac{L_{max}}{\pi} \right)^4 = \frac{48 \times 4 \times 10^4}{3.17 \times 10^7} \left(\frac{6.33}{\pi} \right)^4 = 1 \text{ m}$$

Les dimensions de la poutre de rigidité sont :

Poutre de rigidité	
Largeur (B)	Hauteur (H)
50 cm	100 cm

VIII.2.1.2 Détermination des armatures

VIII.2.1.2.a- Suivant la longueur (poutre de rigidité)

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B.L} \times \left(1 + \frac{6e_0}{L} \right) \quad \sigma_2 = \frac{N}{B.L} \times \left(1 - \frac{6e_0}{L} \right)$$

$$M_y = 27091.08 \text{ KN.ml} \quad N = 8211.41 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$e = 3.33 \text{ m}$$

Les contraintes sont égale à :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B.L} \times \left(1 + \frac{6e_0}{L} \right) ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{B.L} \times \left(1 - \frac{6e_0}{L} \right)$$

$$\sigma_1 = 328.09 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 5.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 247.46 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = \sigma_{moy} \times 2.4 = 594 \text{ KN/ml}$$

Avec $B_{semelle} = 2.40m$

Après l'application de cette charge linéaire uniformément répartie à la poutre de rigidité, on trouvera les sollicitations qui feront l'objet de notre ferrailage.

Il reste à signaler que la simulation se fait en utilisant l'**RDM6**.

Ces sollicitations sont représentées comme suit :

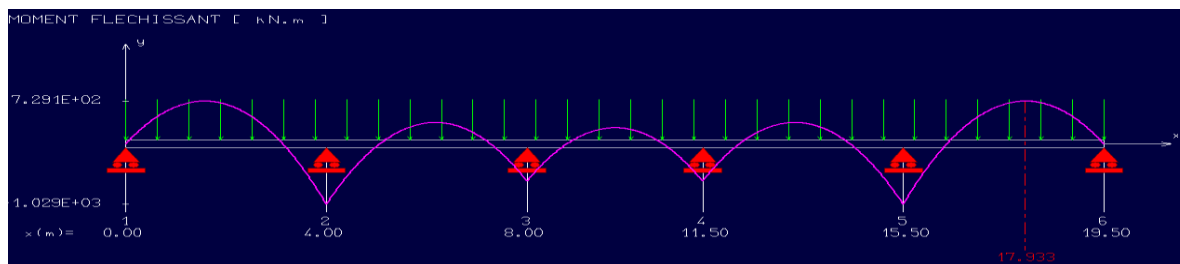


Figure VIII.2 : Diagramme des moments fléchissant

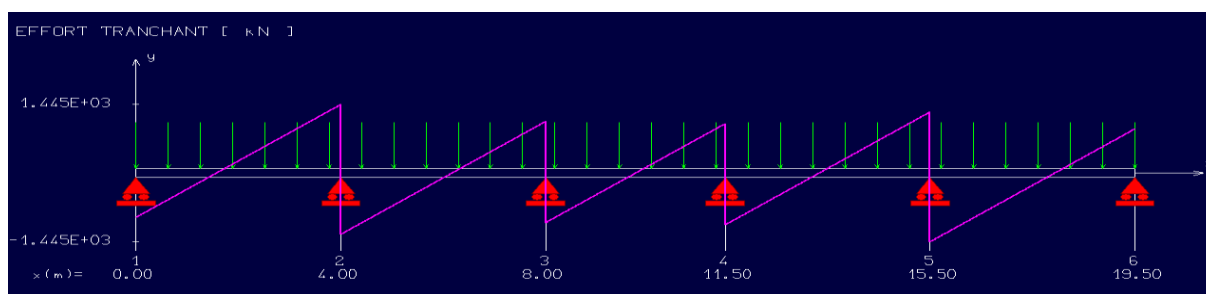


Figure VIII.3 : Diagramme des efforts tranchants

Le calcul des armatures se fait en flexion simple, en prenant en considération les moments en travée et en appuis les plus défavorables :

Niveau	M_u (KN .m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix
Travée	729	18.5	22.11	6T20
Appuis	1029	20.80	22.11	6T20

Tableau VIII.2 : ferrailage de la poutre de rigidité

VIII.2.1.2.a.1- Armatures transversales

Vérification des efforts tranchants

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33MPa.$$

$$\tau_u = \frac{v_{umax}}{b_0 * d} = \frac{1445}{900} = 1.60 MPa$$

$$\tau_u = 1.60MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée).}$$

➤ **Diamètre**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right\} \text{ avec } \phi_l : \text{ le diamètre maximal des armatures longitudinales.}$$

$$\phi_t \leq 2 \text{ cm} \rightarrow \phi_t \leq \mathbf{20 \text{ mm.}}$$

On prend $\phi_t = \mathbf{10 \text{ mm}}$

➤ **Espacement**

D'après les recommandations du RPA 99/2003:

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \mathbf{50 \text{ cm}}$$

On prend $s_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$.

VIII.2.1.2 b- Suivant la largeur de la semelle (console)

Le ferrailage sera fait pour une bande de 1 mètre linéaire

$$e_0 = \frac{M_x}{N}$$

$$e = \frac{108.34}{8211.41} = \mathbf{0.013 \text{ m}}$$

Les contraintes sont égales à :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B.L} \times \left(1 + \frac{6e_0}{L} \right); \quad \sigma_2 = \frac{N}{B.L} \times \left(1 - \frac{6e_0}{L} \right)$$

$$\sigma_1 = 172.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 161.47 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 169.6 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma(x) = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{B} (x) + \sigma_2 \text{ avec : } (x) = \frac{B+b}{2} = \frac{2.4+0.5}{2} = 1.45 \text{ m}$$

$$\sigma(1.45) = 168 \text{ KN/m}^2$$

$$M_1 = \frac{\sigma(1.45) - \left(\frac{B-b}{2}\right)^2}{2} = 75.81 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \frac{(\sigma_1 - \sigma(1.45)) \left(\frac{B-b}{2}\right)}{2} \cdot \frac{2}{3} \left(\frac{B-b}{2}\right) = 1.3 \text{ KN.m}$$

$$M = M_1 + M_2 = 75.81 + 1.3 = 77.11 \text{ KN.m}$$

Ferrailage :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{u \max}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{77.11 \cdot 10^{-3}}{14.2 \cdot (1) \cdot (0.95)^2}$$

$$\mu_{bu} = 0.006.$$

$$\mu_{bu} = 0.006 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1.25 * [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1.25 * [1 - \sqrt{1 - 2(0.006)}]$$

$$\alpha = 1.24.$$

$$z = d * (1 - 0.4\alpha) = 0.95 * (1 - 0.4(1.24))$$

$$z = 0.48 \text{ m.}$$

$$A_{St} = \frac{M_t}{F_{ed} * z} = \frac{77.11 * 10^{-3}}{348 * 0.48}$$

$$A_{St} = 4.53 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 4.54 \text{ cm}^2 \text{ on prend : } A_S = 6.79 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{6T12}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = d * b * 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.95 * 1 * 0.23 * \frac{2.1}{400} = 11.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} \leq A_{\min} \text{ donc on prend } \mathbf{8T14} \text{ avec } \mathbf{A = 12.32 \text{ cm}^2}$$

VIII.2.1.2.b.1 Calcul des armatures de répartition dans les semelles

$$A_r = A_s \left(\frac{B}{4} \right) = 12.32 \left(\frac{2.4}{4} \right) = 7.39 \text{ cm}^2$$

On adopte pour les armatures de répartition **7 barres T12** dans un mètre linière

➤ VII.2.1.3 Conclusion

On adopte pour ce bâtiment une semelle filante de longueur de 20.5 m et de hauteur de 1 m

Avec le ferrailage suivant :

Le sens	Section d'armature (cm ²)	Choix des barres d'armatures
Sens longitudinale	22.12	6T20
Sens transversale	12.32	8 T14

Tableau VIII.3 : ferrailage de la semelle filante

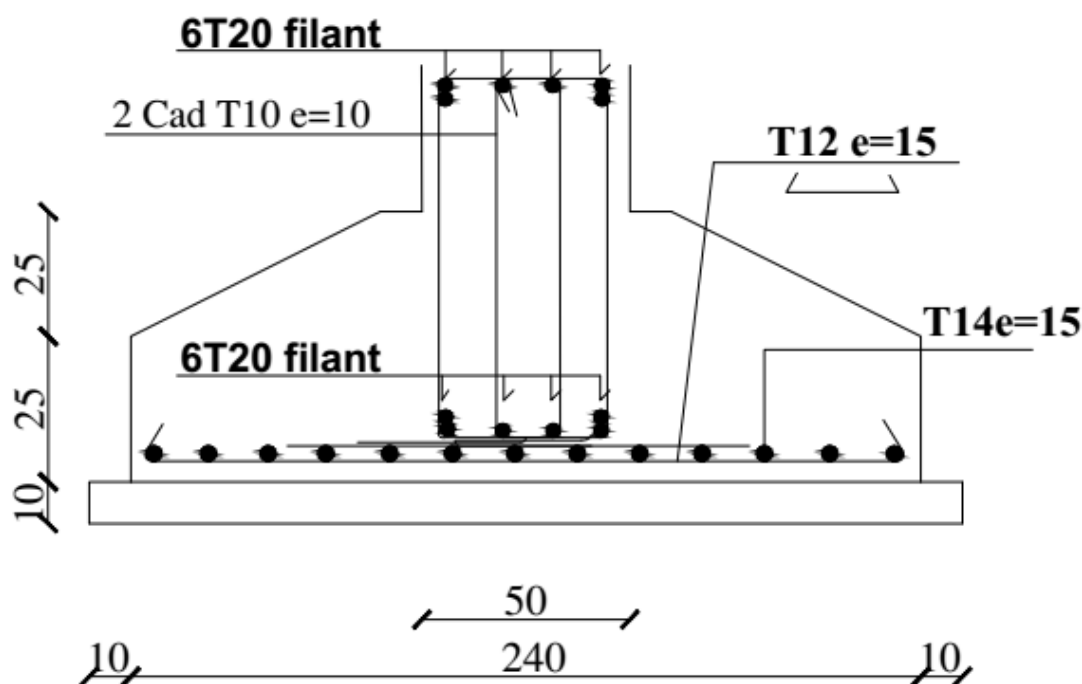


Figure VIII.4 : schéma de ferrailage de la semelle filante

VIII.3 Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles , elles sont soumises a un effort de traction

VIII.3.1 dimensionnement des longrines

Selon le **RPA99 V2003**, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : **25 cm × 30 cm**

On prend S= **30 cm × 40 cm**.

VIII.3.2 calcul de ferrailage

.les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force

égale à : $F = \max \left[\frac{N}{\alpha}; 20 \text{ KN} \right]$

Avec :

α = coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considérée, pour les sols S3

($\alpha = 15$).

- L'ELU :

$$F = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{1784.95}{15} = 119 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0.119}{348} = 3.42 \text{ cm}^2$$

- L'ELS :

$$F = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{1268.14}{15} = 84.52 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{0.08452}{201.6} = 4.19 \text{ cm}^2$$

Le RPA 99 exige une section minimale : $A_{\min(RPA)} = 0.6 \% B = 0.6 \% (30 \times 40) = 7.2 \text{ cm}^2$

On prend **8 T 12** avec $A_{st} = 9.048 \text{ cm}^2$

VIII.3.3 vérification de condition de non fragilité

On doit vérifier que :

$$A_{\min} \leq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} > 4.35 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

VIII.3.4 calcul d'armature transversale

$$\phi \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} = \text{Min} \{1.14; 3; 12\} = 1.14 \text{ cm} = 11.4 \text{ mm}$$

On prend $\phi = 8 \text{ mm}$ (cadre + étrier)

D'après le (RPA99.Art.10.1.1.b), l'espacement entre les cadres vaut :

$$S_t \leq \text{Min} \{20\text{cm}; 15\phi_l\} = \{20\text{cm}; 15 \times 1.2\} = 18 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

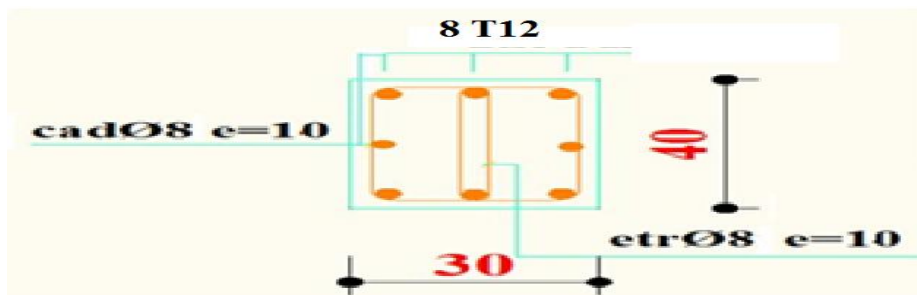


Figure VIII.5 : ferrailage de la longrine

Conclusion Générale

Notre projet consiste à dimensionner un bâtiment en charpente métallique d'une forme rectangulaire constituée d'un Rez - de chaussée et Cinq étages supérieurs.

La structure a été dimensionner selon le règlement CCM97 , tout en essayant de choisir les profilés adéquat afin que la structure soit la plus légère et la plus stable possible vis-à-vis des sollicitations les plus extrêmes auxquelles elle sera soumise , citons le vent et le séisme dont les effets sont dévastateurs sur une structure .

De ce projet nous sommes familiarisés avec les différents règlements et loi en vigueur vis-à-vis de l'étude d'une structure métallique, le perfectionnement des connaissances théoriques acquises Lors de la formation ainsi que l'utilisation des logiciels de CAO et DAO.

Aucun ouvrage fait de main d'homme ne peut prétendre à la perfection. Nous avons donc consciences des imperfections de notre travail. Que nos lecteurs ne nous en tiennent pas rigueur mais qu'ils fassent preuve d'indulgence .les recherches ultérieurs et les contributions d'autre chercheurs veilleront à parfaire le contenu de ce modeste travail.

Références Bibliographiques

1. Règlement Neige et vent : document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habitat, 1999
2. Règles parasismiques Algériennes : RPA99/version 2003. Document technique réglementaire DTR B-C 2 48
3. Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM97" document techniques réglementaire D.T.R-B.C-2.44
4. calcul des ouvrages en béton arme, Règles CBA 93 et RPA 2003 3^{ème} Edition
5. Assemblages poteaux – poutres et poutres- poutres en acier. Auteurs (Jaillet – Rouby, cabinet),
ISBN : 978-2-86891-491-0
6. calcul des éléments de construction métallique selon l'eurocode 3(2^{ème} Edition) livre de Mr DAHMANI Lahlou
7. livre construction mixte acier-béton, conception et calcul des poutres mixtes des planches de bâtiments courants. D'après l'Eurocode 4 Editeur : CSTB ; collection : Guide eurocode Auteurs : Jean-Marie aribert, Hoang-tungvu, Mouhamedhijaj, samyGuezouly
8. charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'urbanisme et de la construction.
9. les cours de module (construction mixte) Master 2 (bâtiment) semestre 3.
10. les anciens mémoires de fin d'étude
11. Effets de séisme sur les structures métalliques d'après l'EUROCODE 8 .Auteur (Chenaf, Menad) ; ISBN : 9782868914736
12. (DTR. c 3-2) Règlement thermique des bâtiments d'habitations
13. construction métallique : notions fondamentale et méthode de dimensionnement .Auteurs (MANFRED A .Hirt & ROLF Bez)
14. formulaire de la construction métallique (PIERRE MAITRE)
15. DTR – BC .2-4.10 (conception et dimensionnement des structures mixte acier- béton)
16. les pieds de poteaux encastre en acier (YVON lescouarc'h), ISBN : 2-902720-15-7
17. logiciels utilisée : Robot Auto desk 2015, Autocad 2014 , Archicad version 18
18. élément de génie parasismique et de calcul dynamique des structures. Auteur (André filiatrault) ; Edition : 27.08.1996.
19. les cours de charpente métallique (Mme BOUMAIZA).

4. FACTEURS DE SITE

4.1. Catégories de terrain :

Les catégories de terrain sont données dans le tableau 2.4 ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

- K_T , facteur de terrain,
- z_0 (en m), paramètre de rugosité,
- z_{min} (en m), hauteur minimale,
- ϵ , coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d (cf. chapitre 3).

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0,17	0,01	2	0,11
II Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0,19	0,05	4	0,26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0,22	0,3	8	0,37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Lorsqu'il subsiste un doute quant au choix entre deux catégories de terrain, il y a lieu de retenir celui pour lequel les valeurs des paramètres associés sont les plus défavorables (catégorie de terrain la plus faible dans l'échelle de I à IV).

4.2. Coefficient de rugosité

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

$$\begin{cases}
 C_r(z) = K_T \times \text{Ln}\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ pour } z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\
 C_r(z) = K_T \times \text{Ln}\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \text{ pour } z < z_{min}
 \end{cases}
 \tag{2.15}$$

où :

- K_T est le facteur de terrain (tableau 2.4),
- z_0 (en m) est le paramètre de rugosité (tableau 2.4),
- z_{min} (en m) est la hauteur minimale (tableau 2.4),
- z (en m) est la hauteur considérée.

Annexe

ZONES DE VENT

Pour l'obtention des zones de vent, on a recours à la notion de vitesse de référence du vent. Celle-ci est définie de la manière suivante :

La vitesse de référence du vent, $V_{réf}$, est la vitesse moyenne sur dix minutes mesurée dans les conditions conventionnelles avec une probabilité annuelle de dépassement égale à 0,02 (ce qui correspond à une période de retour de 50 ans).

Trois zones de vent ont été définies (zones I, II et III), et les valeurs correspondantes de la vitesse de référence qui ont servi à leur détermination sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Zone	$V_{réf}$ (m/s)
I	25
II	28
III	31

Tableau A1.1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

ZONE I

AIN DEFLA	EL OUED	SETIF
AIN TEMOUCHENT	GUELMA	SIDI BEL ABBES
ALGER	ILLIZI	SKIKDA
ANNABA	JIJEL	SOUK AHRAS
BATNA	KHENCHELA	TAMANGHASSET
BEDJAIA	MASCARA	TARF
BISKRA	MEDEA	TEBESSA
BLIDA	MILA	TISSEMSILT
BORDJ BOU ARIRIDJ	MOSTAGANEM	TIPAZA
BOUIRA	ORAN	TIZI OUZOU
BOUMERDES	OUM EL BOUAGUI	TLEMCEN
CHLEF	RELIZANE	
CONSTANTINE	SAIDA	

ZONE II

ADRAR	GHARDAIA	OUARGLA
BECHAR	M'SILA*	TIARET
EL BAYADH	NAAMA	TINDOUF

ZONE III

DJELFA
LAGHOUAT
M'SILA : communes de Ain El Malh, Djebel Messad et Slim.

* Communes autres que celles de la zone III

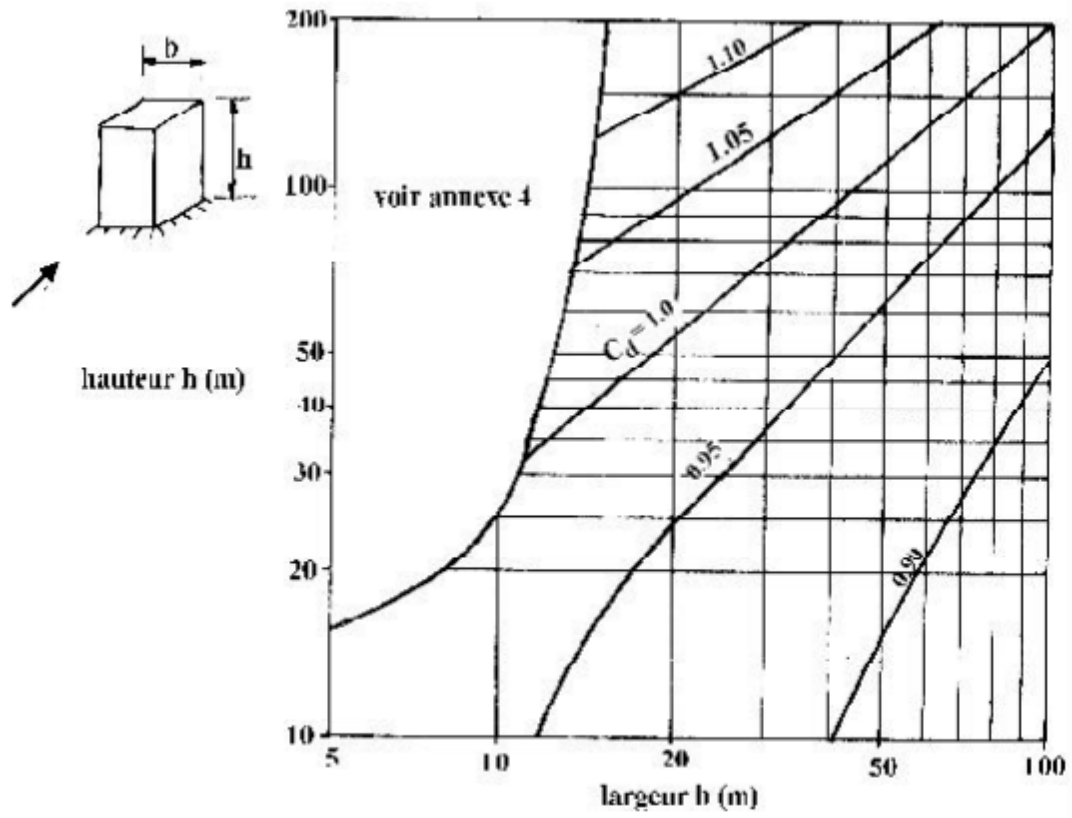


Figure 3.2 : Valeurs de C_d pour les structures métalliques

Annexe

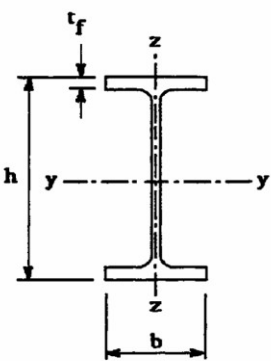
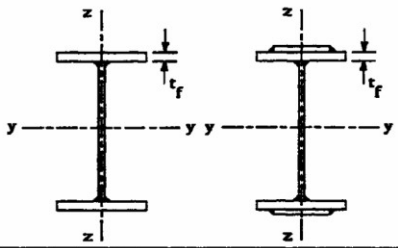
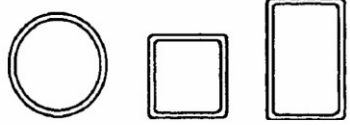
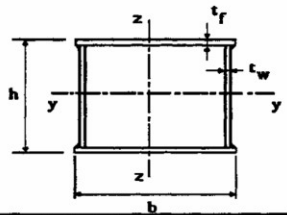

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Tableau des armatures (1): Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

Annexe

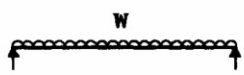
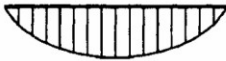
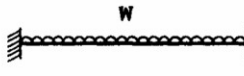
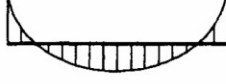
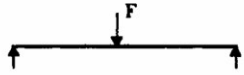
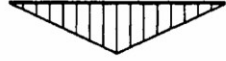
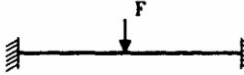

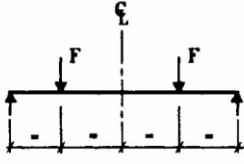

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Annexe

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
<p>Sections en I laminées</p> 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d
<p>Sections en I soudées</p> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
<p>Sections creuses</p> 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
<p>Caissons soudés</p> 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
<p>Sections en U, L, T et sections pleines</p> 		quel qu'il soit	c

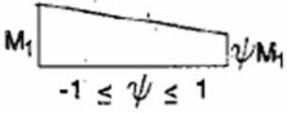
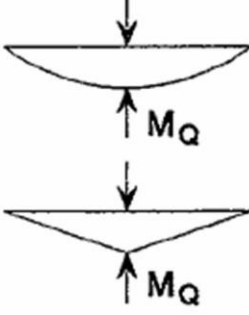
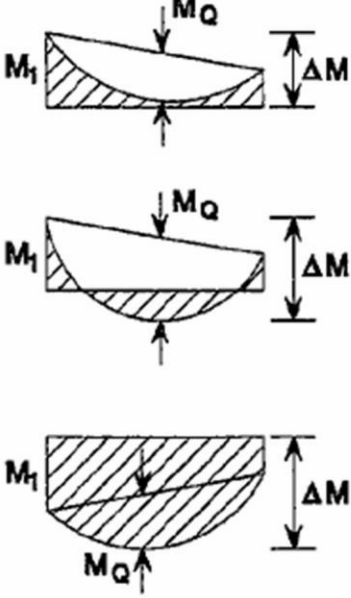
*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Annexe

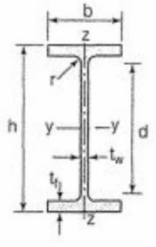
Tableau F.1.2 Coefficients C_1, C_2 et C_3, pour différentes valeurs de k, dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Annexe

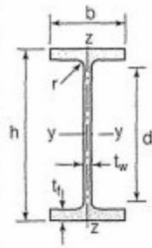
Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
Moments d'extrémité  $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
Moment créé par des forces latérales dans le plan 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max}M $ dû aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

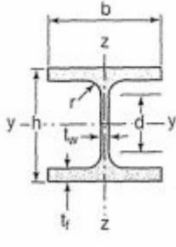
Annexe

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5	
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

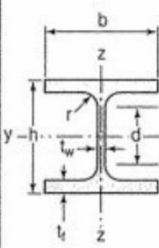
Annexe

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034											
IPE (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	I_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
	IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
	IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
	IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
	IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
	IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
	IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
	IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
	IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
	IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
	IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
	IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15	
IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32	
IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08	
IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87	
IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29	
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24	
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42	

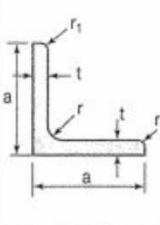
Annexe

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEA		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2
	HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3
	HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4
	HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8
	HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3
	HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8
	HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3
	HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8
	HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8
	HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3
	HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5
	HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4
	HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5
	HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8
	HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0
	HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0
	HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5
	HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8
	HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5
	HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8	

Annexe

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
HEA (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24	
HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99	
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13	
HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19	
HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80	
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98	
HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46	
HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55	
HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37	
HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10	
HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17	
HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97	
HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20	
HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82	
HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04	
HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76	
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27	
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54	
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81	
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30	
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89	
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87	
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77	
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41	

Annexe

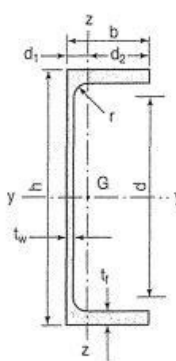
7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS		d'après doc. OTUA										
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
CORNIERES À AILES ÉGALES		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
							Axe yy = Axe zz					
		a	a	e	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y
		a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _y = I _z	W _{el,y} = W _{el,z}	i _y = i _z
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm
L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59	
L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75	
L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74	
L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72	
L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90	
L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90	
L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89	
L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88	
L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06	
L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05	
L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04	
L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22	
L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21	
L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20	
L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19	
L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38	
L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37	
L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35	
L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35	
L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34	
L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54	
L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54	
L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51	
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50	
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49	
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48	
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66	

Annexe

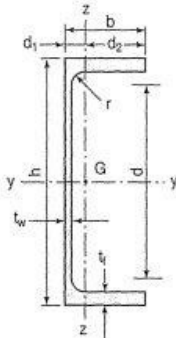
Laminées marchands usuels												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
	a	a	e	r	r ₁	P	A	d	Axe yy = Axe zz			
	a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y	
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86	
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84	
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82	
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81	
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80	
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75	
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99	
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98	
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97	
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96	
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94	
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16	
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13	
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12	
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10	
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32	
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29	
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28	
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27	
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25	
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49	
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45	
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44	
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44	
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43	
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41	
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76	
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75	
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74	
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73	
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71	
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70	

**CORNIÈRES
À AILES
ÉGALES
(suite)**

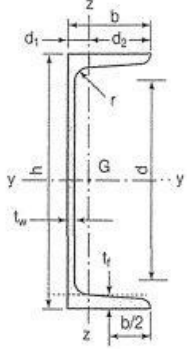
Annexe

Poutrelles											
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.										
UAP											
	Profils	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A	d ₁	d ₂ = v _y
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A	d ₁	d ₂ = v _z
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UAP 80	80	45	5,0	8,0	8,0	48	8,38	10,67	1,61	2,89
	UAP 100	100	50	5,5	8,5	8,5	66	10,50	13,38	1,70	3,30
	UAP 130	130	55	6,0	9,5	9,5	92	13,74	17,50	1,77	3,73
	UAP 150	150	65	7,0	10,3	10,3	109	17,93	22,84	2,05	4,45
	UAP 175	175	70	7,5	10,8	10,8	132	21,24	27,06	2,12	4,88
UAP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,10	31,98	2,22	5,28	
UAP 220	220	80	8,0	12,5	12,5	170	28,47	36,27	2,40	5,60	
UAP 250	250	85	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,80	2,45	6,05	
UAP 300	300	100	9,5	16,0	16,0	236	45,97	58,56	2,96	7,04	

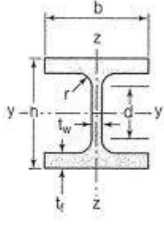
Annexe

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-255 Tolérances : NF A 45-255											
UAP (suite)												
	Caractéristiques de calcul											Moment d'inertie de torsion
	Profils	I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
	UAP 80	107,13	26,78	3,17	31,87	4,51	21,33	7,38	1,41	13,70	7,20	1,90
	UAP 100	209,50	41,90	3,96	49,59	6,07	32,83	9,95	1,57	18,54	8,50	2,65
	UAP 130	459,56	70,70	5,12	83,51	8,52	51,34	13,78	1,71	25,64	10,45	4,15
	UAP 150	796,06	106,14	5,90	125,27	11,28	93,25	20,97	2,02	38,91	13,33	6,51
	UAP 175	1269,99	145,14	6,85	171,47	13,97	126,36	25,92	2,16	47,62	15,05	8,43
UAP 200	1945,85	194,59	7,80	230,12	16,97	169,69	32,13	2,30	58,49	17,25	11,24	
UAP 220	2709,93	246,36	8,64	289,90	18,83	222,31	39,68	2,48	72,78	20,00	14,40	
UAP 250	4136,42	330,91	9,72	391,76	23,89	295,44	48,87	2,60	87,94	22,95	20,38	
UAP 300	8170,18	544,68	11,81	639,31	30,64	562,07	79,88	3,10	146,23	32,00	36,30	

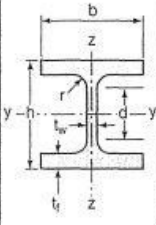
Annexe

Poutrelles												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
UPN									Inclinaison des ailes : $h \leq 300$: 8 % $h > 300$: 5 %			
	Dimensions								Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
	Profils	h	b	a	e	r	r_1	h_1	P	A	d_1	$d_2 = v_y$
		h	b	t_w	t_f	r	r_1	d	P	A	d_1	$d_2 = v_z$
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,00	47	8,7	11,0	1,45	3,05
	UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	4,50	64	10,6	13,5	1,55	3,45
	UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	4,50	82	13,3	17,0	1,61	3,89
	UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	5,00	98	16,0	20,4	1,76	4,24
	UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,50	116	18,9	24,0	1,84	4,66
	UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	6,00	133	21,9	27,9	1,92	5,08
	UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	6,50	151	25,2	32,2	2,01	5,49
	UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	6,50	167	29,4	37,4	2,14	5,86
UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	7,00	185	33,2	42,3	2,23	6,27	
UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	7,50	201	37,9	48,3	2,36	6,64	
UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	8,00	216	41,9	53,4	2,53	6,97	
UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	8,00	231	46,1	58,8	2,70	7,30	

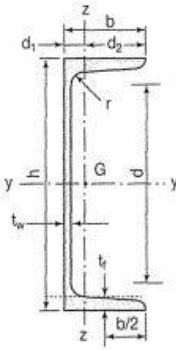
Annexe

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEB		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	HEB 100	100	100	6,0	10	12	56	20,4	26,0
	HEB 120	120	120	6,5	11	12	74	26,7	34,0
	HEB 140	140	140	7,0	12	12	92	33,7	43,0
	HEB 160	160	160	8,0	13	15	104	42,6	54,3
	HEB 180	180	180	8,5	14	15	122	51,2	65,3
	HEB 200	200	200	9,0	15	18	134	61,3	78,1
	HEB 220	220	220	9,5	16	18	152	71,5	91,0
	HEB 240	240	240	10,0	17	21	164	83,2	106,0
	HEB 260	260	260	10,0	17,5	24	177	93,0	118,4
	HEB 280	280	280	10,5	18	24	196	103,1	131,4
	HEB 300	300	300	11,0	19	27	208	117,0	149,1
	HEB 320	320	300	11,5	20,5	27	225	126,7	161,3
	HEB 340	340	300	12,0	21,5	27	243	134,2	170,9
	HEB 360	360	300	12,5	22,5	27	261	141,8	180,6
	HEB 400	400	300	13,5	24	27	298	155,3	197,8
	HEB 450	450	300	14,0	26	27	344	171,1	218,0
HEB 500	500	300	14,5	28	27	390	187,3	238,6	
HEB 550	550	300	15,0	29	27	438	199,4	254,1	
HEB 600	600	300	15,5	30	27	486	211,9	270,0	
HEB 650	650	300	16,0	31	27	534	224,8	286,3	
HEB 700	700	300	17,0	32	27	582	240,5	306,4	
HEB 800	800	300	17,5	33	30	674	262,3	334,2	
HEB 900	900	300	18,5	35	30	770	291,5	371,3	
HEB 1000	1000	300	19,0	36	30	868	314,0	400,0	

Annexe

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
HEB (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
	HEB 100	449,5	89,9	4,16	104,2	9,0	167,2	33,4	2,53	51,4	21,1	9,25
	HEB 120	864,4	144,1	5,04	165,2	11,0	317,4	52,9	3,06	81,0	27,6	13,84
	HEB 140	1509,2	215,6	5,93	245,4	13,1	549,5	78,5	3,58	119,8	34,9	20,06
	HEB 160	2492,0	311,5	6,78	354,0	17,6	889,0	111,1	4,05	170,0	43,4	31,24
	HEB 180	3831,1	425,7	7,66	481,4	20,2	1362,5	151,4	4,57	231,0	52,4	42,16
	HEB 200	5696,2	569,6	8,54	642,5	24,8	2002,9	200,3	5,06	305,8	62,4	59,28
	HEB 220	8091,0	735,5	9,43	827,0	27,9	2842,7	258,4	5,59	393,9	73,0	76,57
	HEB 240	11259,3	938,3	10,31	1053,1	33,2	3921,9	326,8	6,08	498,4	84,7	102,69
	HEB 260	14919,4	1147,6	11,22	1282,9	37,6	5134,0	394,9	6,58	602,2	94,4	123,78
	HEB 280	19270,3	1376,4	12,11	1534,4	41,1	6593,7	471,0	7,08	717,6	104,4	143,72
	HEB 300	25165,7	1677,7	12,99	1868,7	47,4	8562,1	570,8	7,58	870,1	118,2	185,05
	HEB 320	30823,5	1926,5	13,82	2149,2	51,8	9237,7	615,8	7,57	939,1	127,4	225,07
	HEB 340	36656,4	2156,3	14,65	2408,1	56,1	9688,5	645,9	7,53	985,7	133,7	257,20
	HEB 360	43193,5	2399,6	15,46	2683,0	60,6	10139,4	676,0	7,49	1032,5	139,9	292,45
	HEB 400	57680,5	2884,0	17,08	3231,7	70,0	10816,5	721,1	7,40	1104,0	149,5	355,75
	HEB 450	79887,6	3550,6	19,14	3982,4	79,7	11718,4	781,2	7,33	1197,7	161,7	440,48
	HEB 500	107175,8	4287,0	21,19	4814,6	89,8	12620,6	814,4	7,27	1291,6	174,0	538,44
	HEB 550	136690,9	4970,6	23,20	5590,6	100,1	13073,2	871,5	7,17	1341,1	180,3	600,33
	HEB 600	171041,1	5701,4	25,17	6425,1	110,8	13526,1	901,7	7,08	1391,1	186,6	667,18
	HEB 650	210616,1	6480,5	27,12	7319,9	122,0	13979,4	932,0	6,99	1441,4	192,9	739,20
	HEB 700	256888,4	7339,7	28,96	8327,1	137,1	14435,4	962,4	6,86	1495,0	199,5	830,94
HEB 800	359083,6	8977,1	32,78	10228,7	161,8	14896,9	993,1	6,68	1553,1	206,3	946,02	
HEB 900	494064,7	10979,2	36,48	12584,1	188,8	15808,0	1053,9	6,53	1658,3	219,0	1137,47	
HEB 1000	644748,3	12895,0	40,15	14855,1	212,5	16267,3	1084,5	6,38	1716,3	225,3	1254,42	

Annexe

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques											
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-202 Tolérances : NF A 45-210										
UPN (suite)			Inclinaison des ailes : h ≤ 300 : 8 % h > 300 : 5 %								
	Caractéristiques de calcul									Moment d'inertie de torsion	
	Profils	I_x	I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴
	UPN 80	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	12,1	2,16
	UPN 100	206	41,2	3,9	49,0	6,46	29,3	8,5	1,47	16,2	2,81
	UPN 120	364	60,7	4,6	72,6	8,80	43,2	11,1	1,59	21,2	4,15
	UPN 140	605	86,4	5,5	103,0	10,41	62,7	14,8	1,75	28,3	5,88
	UPN 160	925	116,0	6,2	138,0	12,60	85,3	18,3	1,89	35,2	7,39
	UPN 180	1350	150,0	7,0	179,0	15,09	114,0	22,4	2,02	42,9	9,55
	UPN 200	1910	191,0	7,7	228,0	17,71	148,0	27,0	2,14	51,8	11,90
	UPN 220	2690	245,0	8,5	292,0	20,62	197,0	33,6	2,30	64,1	16,00
UPN 240	3600	300,0	9,2	358,0	23,71	248,0	39,6	2,42	75,7	19,70	
UPN 260	4820	371,0	10,0	442,0	27,12	317,0	47,7	2,56	91,6	25,50	
UPN 280	6280	448,0	10,9	532,0	29,28	399,0	57,2	2,74	109,0	31,00	
UPN 300	8030	535,0	11,7	632,0	31,77	495,0	67,8	2,90	130,0	37,40	



Les plans d'architectures